

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**ESCUELA DE POSGRADO**



**Título**

**EVALUACIÓN DE LA SENSIBILIDAD DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE  
PUENTES DE MAMPOSTERÍA DE PIEDRA ABOVEDADOS EN ARCO: CASO DE  
ESTUDIO DEL PUENTE TRUJILLO**

**TESIS PARA OPTAR EL GRADO ACADÉMICO DE MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON  
MENCION EN DIAGNÓSTICO Y REPARACIÓN DE CONSTRUCCIONES PATRIMONIALES  
Y EXISTENTES**

**AUTOR**

Marco Antonio Huallpa Mollinedo

**ASESORA**

María Fernanda Noel Tapia

Mayo, 2020

## RESUMEN

Los puentes de mampostería de piedra en arco forman parte importante del patrimonio arquitectónico de nuestro país, debido a que a través de los años han permitido y permiten aún el desarrollo cultural y comercial de pueblos y ciudades. A pesar de su importancia, tales estructuras presentan alta vulnerabilidad sísmica, debido a que el Perú se encuentra ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico y a las características endebles de la mampostería como material de construcción.

La mampostería es un material anisotrópico, que requiere varios parámetros para describirla en el rango post fluencia, los cuales en la práctica son difíciles de obtener (Scheibmeir, 2012). Además, las distintas características de la mampostería, más aún histórica, como las propiedades de las unidades y mortero, disposición de las juntas y mortero, forma y dimensión de las unidades, ancho de juntas, calidad de la mano de obra, grado de curado, medio ambiente y edad, hacen que su estandarización completa esté aún lejos de lograrse (Lourenço, 1996). Por lo tanto, la evaluación sísmica de este tipo de estructuras es una tarea compleja, ya que su comportamiento oscila en el rango no lineal, donde las idealizaciones consideradas para los materiales, presentan gran incertidumbre.

En este sentido, el presente trabajo busca evaluar la sensibilidad de las propiedades no lineales de un puente de mampostería de piedra abovedado en arco a partir de un análisis paramétrico, afín de identificar las propiedades que más influyen en la respuesta sísmica. Como caso de estudio se ha adoptado al puente Trujillo (prístino), ubicado en el centro histórico de Lima y construido entre los años 1608 y 1610. El trabajo incluye una extensa recopilación de propiedades lineales y no lineales de los materiales de esta tipología de puente. El modelo numérico base, se construyó de acuerdo con las propiedades promedio obtenidas del análisis bibliográfico y, los modelos para el análisis paramétrico fueron desarrollados con valores máximos y mínimos establecidos, tanto para los pilares como los arcos. La respuesta de la estructura fue evaluada aplicando el Análisis Estático No Lineal junto con el Método de Elementos Finitos (MEF). El estudio concluye que la variación de las propiedades no lineales referidas a la tracción ( $f_t$  y  $G_t$ ), son las que mayor influencia producen, provocando que un mayor valor de estos brinde mayor capacidad a la estructura. En cuanto a la variación del esfuerzo de compresión ( $f_c$ ) en los pilares y arcos, no hay mayor influencia en la respuesta de la estructura.

## **AGRADECIMIENTOS**

Expresar mi más sincero agradecimiento a mi asesora de Tesis Mg. María Fernanda Noel Tapia, por el asesoramiento, la gran ayuda y colaboración brindada en el presente trabajo.

También deseo expresar mi apreciación profunda a todos los profesores que, mediante sus conocimientos, influenciaron mi formación profesional durante mis estudios en la Maestría de Ingeniería Civil de la PUCP.

A todas aquellas personas, que de una u otra manera colaboraron para la conclusión de este trabajo, familiares, amigos e ingenieros, les ofrezco mi más sincero agradecimiento.



# CONTENIDO

RESUMEN .....	i
AGRADECIMIENTOS .....	ii
CONTENIDO .....	iii
LISTA DE FIGURAS .....	v
LISTA DE TABLAS .....	viii
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....	1
1.1. Motivación .....	2
1.2. Objetivos .....	4
1.3. Organización .....	5
CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE .....	6
2.1. Introducción .....	7
2.2. Los puentes de mampostería de piedra en arco .....	8
2.3. Análisis estructural .....	11
2.3.1. Métodos de análisis .....	11
2.3.2. Comportamiento mecánico de la mampostería .....	13
2.3.3. Tipos de análisis estructural .....	15
2.3.4. Análisis Estático No Lineal .....	16
2.3.5. Niveles de daño y mecanismos de falla .....	18
2.4. Propiedad de los materiales .....	20
2.5. Casos de aplicación .....	24
CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO .....	29
3.1. Introducción .....	30
3.2. Evaluación cualitativa de los puentes de mampostería de piedra en arco .....	31
3.3. Levantamiento geométrico .....	31
3.4. Generación del modelo de elementos finitos (MEF) .....	32
3.4.1. Enfoques de elementos finitos para el modelado de la mampostería .....	32
3.4.2. Propagación de daño .....	34
3.4.3. Modelos constitutivos de los materiales .....	36
3.4.3.1. Drucker Prager .....	37
3.4.3.2. Drucker Prager con ablandamiento por tracción .....	38
3.4.4. Métodos numéricos de resolución .....	42
3.5. Análisis sísmico estructural .....	44
3.5.1. Formas modales y frecuencias naturales .....	44

3.5.2. Análisis estático no lineal.....	44
3.6. Análisis paramétrico .....	45
<b>CAPÍTULO 4. CASO DE ESTUDIO: PUENTE TRUJILLO .....</b>	<b>46</b>
4.1. Introducción .....	47
4.1.1. Caso de análisis: Puente Trujillo, Lima – Perú .....	47
4.2. Desarrollo del modelo numérico.....	51
4.2.1. Geometría del puente .....	51
4.2.2. Propiedades de los materiales .....	52
4.2.3. Condiciones de borde .....	55
4.2.4. Definición de cargas.....	56
4.2.5. Modelo de elementos finitos (MEF) .....	57
4.3. Resultados del Modelo Base.....	59
4.3.1. Análisis previo y verificación del modelo.....	59
4.3.2. Frecuencia natural y modos de vibración.....	60
4.3.3. Análisis estático no lineal.....	63
4.4. Análisis de Sensibilidad.....	71
4.4.1. Variación de las propiedades no lineales del pilar .....	72
4.4.2. Variación de las propiedades no lineales del arco.....	75
<b>CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....</b>	<b>79</b>
<b>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>85</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>89</b>

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1.1.</b> Importancia de los puentes de mampostería de piedra abovedado en arco: (a) vista actual del Puente Grau - Arequipa sirviendo al tránsito vehicular (HBA NOTICIAS, 2016) y, (b) Puente Calicanto – Ancash, siendo utilizado solamente para el tránsito peatonal (Reyes, 2012). .....	2
<b>Figura 1.2.</b> Vulnerabilidad sísmica en puentes de mampostería de piedra en arco: (a) Cinturón de Fuego del Pacífico (Gringer, 2019), (b) zonas con mayor riesgo sísmico en el mundo (De Sensi, 2003), (c) puente de arco afectado por el sismo de Arequipa de 2016 (Guerrero y Puma, 2018) y, (d) puente colapsado luego del terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile, Río Claro región de Maule (Oscar, 2014). .....	3
<b>Figura 2.1.</b> Ejemplo de puentes de mampostería de piedra abovedada en arco: (a) Puente de Alcántara (Wikimedia, s. f.), (b) Pont Neuf (Blog Playandtour, 2012), (c) Puente Bolognesi (Cdn.tripadvisor, s. f.) y, (d) Puente Calicanto Huánuco (Hightours.pe, 2019). .....	9
<b>Figura 2.2.</b> Diferentes partes de un puente de mampostería típico (Galasco, Lagomarsino, Penna, y Resemini, 2004, p. 7). .....	10
<b>Figura 2.3.</b> Esquema de funcionamiento de los puentes esviados de mampostería (Espejo, 2007, p. 2-11). .....	10
<b>Figura 2.4.</b> Concepto de línea de empuje (Roca y Orduña, citado en Scheibmeir, 2012, p. 4). .....	11
<b>Figura 2.5.</b> Estrategias de modelamiento de estructuras de acuerdo a Lourenço (1996, p. 12): (a) albañilería simple, (b) micromodelo, (c) micromodelo simplificado y, (d) macromodelo. ....	14
<b>Figura 2.6.</b> Análisis estático no lineal: (a) idealización de carga lateral aplicada a la estructura y, (b) curva de capacidad o curva Pushover (Shah, 2016, p. 11). .....	16
<b>Figura 2.7.</b> Tipos de daño en puentes de mampostería ante eventos sísmicos: (a) falla local: colapso del muro de spandrel de un puente de mampostería en arco (Resemini y Lagomarsino, 2004) y, (b) falla Global: colapso del puente del río Claro, terremoto de Maule, Chile, 2010 (Grossi et al., 2011, p. 34). .....	19
<b>Figura 2.8.</b> Gráfico de barras del análisis bibliográfico realizado: (a) esfuerzo de tracción de la mampostería y, (b) esfuerzo de compresión de la mampostería. ....	21
<b>Figura 2.9.</b> Esfuerzos máximos en la dirección x (longitudinal) producto del análisis sísmico estático lineal del puente Trujillo: (a) tracción y, (b) compresión (Bardales, 2013, pp. 124 y 125). .....	25
<b>Figura 2.10.</b> Evaluación sísmica del puente S. Marcello Pistoiese; (a) análisis modal, Modo 1, frecuencia = 3.998 Hz y, (b) curvas Pushover para diferentes puntos de control, parte superior de la estructura (TOP), el centro de masa de la estructura (CM) y punto equivalente de energía virtual (EN) (Pelà et al., 2009, 31, pp. 1781 y 1784). .....	26
<b>Figura 2.11.</b> Deformada última del puente utilizando el código de elementos finitos propuesto, (a) arco recto y, (b) arco esviado (Milani y Lourenço, 2012, 110, p.141). ....	27
<b>Figura 2.12.</b> Coeficiente de variación de frecuencias (1-5) (Lubowiecka et al., 2009, 31, p. 2675). .....	27
<b>Figura 2.13.</b> Efectos de considerar la no linealidad del relleno, para algunos escenarios analizados: (a) carga de gravedad y, (b) análisis Pushover (Conde et al., 2017, 148, p. 631). .....	28

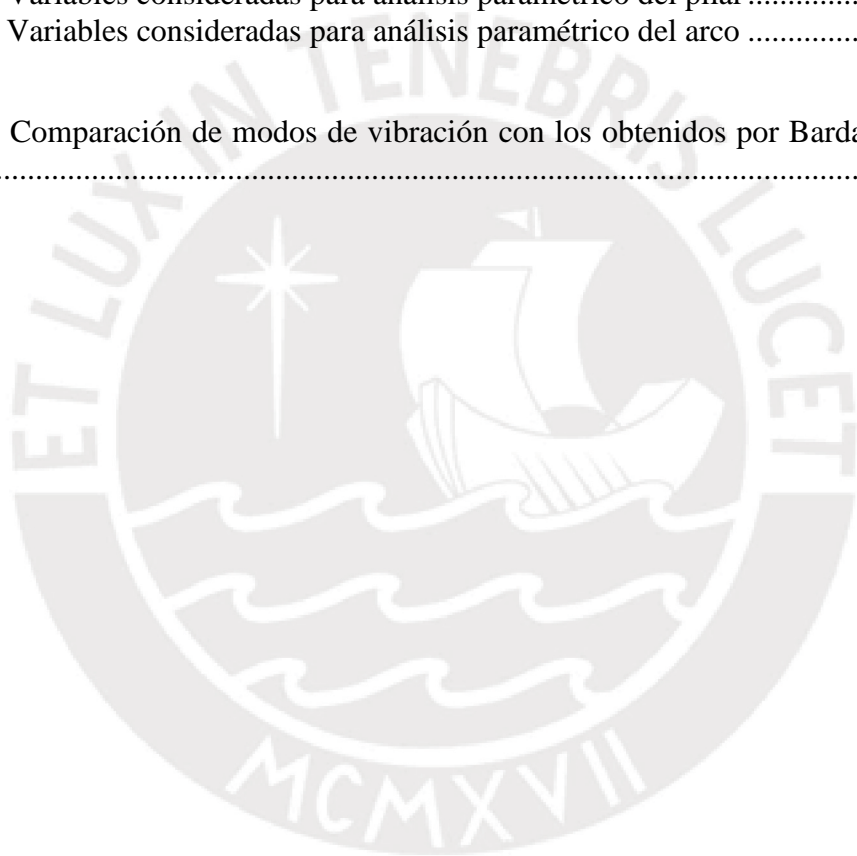
<b>Figura 3.1.</b> Metodología para el análisis de sensibilidad del comportamiento sísmico no lineal de puentes de mampostería de piedra abovedado en arco. ....	30
<b>Figura 3.2.</b> Superficie de fluencia compuesto con líneas de esfuerzo iso-cortante propuestas por Lourenço (Lourenço, 1996, p. 126). Considerando diferentes valores de resistencia para la tensión y compresión a lo largo de cada eje del material. ....	33
<b>Figura 3.3.</b> Leyes constitutivas de la mampostería compuesta (curvas de esfuerzo-deformación): (a) comportamiento de tracción y, (b) comportamiento de compresión (Tarque, 2011, p. 71). ....	34
<b>Figura 3.4.</b> Modelos de grieta ortogonal: (a) modelo de grieta fija y, (b) modelo de grieta rotada (Midas FEA v2.9.6, citado por Tarque, 2011, p. 72). ....	35
<b>Figura 3.5.</b> Leyes complementarias para el comportamiento de la mampostería (DIANA FEA BV, 2017). ....	36
<b>Figura 3.6.</b> Superficie de fluencia de Drucker Prager: (a) trazada en el espacio 3D de esfuerzos principales y, (b) trazada en el espacio 2D (Shah, 2016, pp. 24 y 27). ....	37
<b>Figura 3.7.</b> Modelo de plasticidad del concreto: Rankine/Drucker Prager (DIANA FEA BV, 2017). ....	39
<b>Figura 3.8.</b> Tension cut-off, (a) constante y, (b) lineal (DIANA FEA BV, 2017). ....	39
<b>Figura 3.9.</b> Multidirectional fixed crack model (DIANA FEA BV, 2017) con Drucker Prager con ablandamiento por tracción – Comportamiento del material con ablandamiento bajo tracción uniaxial (Citado en Scheibmeir, 2012, p. 24). ....	40
<b>Figura 3.10.</b> Multidirectional fixed crack model (DIANA FEA BV, 2017) con Drucker Prager con ablandamiento por tracción – Comportamiento del material con retención por corte bajo cortante uniaxial (Citado en Scheibmeir, 2012, p. 25). ....	41
<b>Figura 3.11.</b> Modelo Drucker Prager más ablandamiento por tracción, bajo carga cíclica uniaxial en corte: (a) modelo numérico planteado (Scheibmeir, 2012, p. 33) y, (b) bucles histeréticos obtenidos experimentalmente para muros de corte de mampostería (Tena-Colunga et al., citado por Scheibmeir, 2012, p. 33). ....	42
<b>Figura 3.12.</b> Método iterativo de Newton Raphson (DIANA FEA BV, 2017). ....	43
<b>Figura 4.1.</b> Puente Trujillo en su forma prístina: (a) vista del puente con su arco de entrada imagen tomada en 1865 y, (b) vista del puente en 1890, se observan los pretilos de piedra (parapetos) y sus balcones como miradores (Fuente: Biblioteca de la Municipalidad de Lima, citado por Bardales, 2013, pp. 101 y 102). ....	48
<b>Figura 4.2.</b> Vista actual Puente Trujillo desde el Parque de la Muralla (Bardales, 2013, p. 105). ....	49
<b>Figura 4.3.</b> Vista en planta del puente Trujillo: (a) forma prístina y, (b) forma actual (Adaptado de García, 2014). ....	50
<b>Figura 4.4.</b> Vista en elevación del puente Trujillo: (a) forma prístina y, (b) forma actual (Adaptado de García, 2014). ....	50
<b>Figura 4.5.</b> Detalles geométricos del puente Trujillo prístino a modelar: (a) vista en planta y, (b) vista en elevación. ....	52
<b>Figura 4.6.</b> Mampostería de piedra y ladrillo usada en los pilares del Puente Trujillo, revestida con un tarrajeo de concreto, simulando una mampostería de sillería regular (Bardales, 2013, p. 110). ....	53
<b>Figura 4.7.</b> Comportamiento de la mampostería: (a) curva bilineal para tracción y, (b) curva bilineal elastoplástico para compresión (Barbieri, 2018, 6(1), p. 53). ....	55
<b>Figura 4.8.</b> Ejemplos de condiciones de borde laterales: (a) primer modo de vibración Puente Florence-Bologna (Barbieri, 2018, 6(1), p. 58) y, (b) modelo de apoyo escalonado de Ponte di Augusto (Bertolesi et al., 2017, 11(5), p. 726). ....	56
<b>Figura 4.9.</b> Proceso de generación de modelo de elementos finitos (MEF). ....	57

<b>Figura 4.10.</b> Vista isométrica y detalle de la malla del modelo de elementos finitos... 58	58
<b>Figura 4.11.</b> Elementos finitos aplicados en el modelo (DIANA FEA BV, 2017). ..... 59	59
<b>Figura 4.12.</b> Esfuerzos de compresión de la estructura en la dirección Y (SYY), debido a peso propio..... 59	59
<b>Figura 4.13.</b> Mecanismos de falla para puentes de cinco tramos (Zampieri et al., 2015, 13(9), pp. 2635 y 2643): (a) identificación de mecanismo local y global e, (b) identificación de falla transversal por corte o flexo-axial. .... 63	63
<b>Figura 4.14.</b> Elección de los nodos de control, para el análisis tanto en la dirección longitudinal (+X) como transversal (+Z). .... 64	64
<b>Figura 4.15.</b> Curvas de capacidad del puente Trujillo en la dirección transversal y longitudinal..... 65	65
<b>Figura 4.16.</b> Curva de capacidad e identificación de los principales puntos de falla del modelo base (hitos), en la dirección longitudinal..... 66	66
<b>Figura 4.17.</b> Esfuerzos principales de tracción en Hito 1..... 67	67
<b>Figura 4.18.</b> Esfuerzos principales de tracción en Hito 2..... 68	68
<b>Figura 4.19.</b> Esfuerzos principales de tracción en Hito 3..... 69	69
<b>Figura 4.20.</b> Esfuerzos principales de tracción en Hito 4..... 70	70
<b>Figura 4.21.</b> Esfuerzos principales de tracción en Hito 5..... 71	71
<b>Figura 4.22.</b> Influencia de la variación del esfuerzo de tracción del pilar en el análisis Pushover ..... 73	73
<b>Figura 4.23.</b> Influencia de la variación del esfuerzo de compresión del pilar en el análisis Pushover. .... 74	74
<b>Figura 4.24.</b> Influencia de la variación de la energía de fractura de tracción del pilar en el análisis Pushover. .... 74	74
<b>Figura 4.25.</b> Influencia de la variación del esfuerzo de tracción del arco en el análisis Pushover. .... 75	75
<b>Figura 4.26.</b> Influencia de la variación del esfuerzo de compresión del arco en el análisis Pushover. .... 76	76
<b>Figura 4.27.</b> Influencia de la variación de la energía de fractura de tracción del arco en el análisis Pushover. .... 76	76
<b>Figura 4.28.</b> Análisis de sensibilidad variando las propiedades no lineales del pilar (ft y Gt)..... 77	77
<b>Figura 4.29.</b> Análisis de sensibilidad variando las propiedades no lineales del arco (ft y Gt)..... 77	77
<b>Figura 4.30.</b> Comparación del análisis de sensibilidad producto de la variación del esfuerzo de tracción (ft), tanto del pilar como del arco. .... 78	78
<b>Figura 4.31.</b> Comparación del análisis de sensibilidad producto de la variación de la energía de fractura de tracción (Gt), tanto del pilar como del arco. .... 78	78
<b>Figura 5.1.</b> Mecanismo de agrietamiento generado en pilar 1 y 2 y, arco 2: (a) modelo con base empotrado y, (b) modelo con elementos tipo viga en la base..... 81	81
<b>Figura 5.2.</b> Mecanismos de falla en la dirección longitudinal: (a) mecanismo de falla planteado por Da Porto et al., 2015, 12(5), p. 575 y, (b) mecanismo de falla obtenido del modelo realizado..... 83	83
<b>Figura 5.3.</b> Patrones de daño identificados en los elementos estructurales, (a) vista frontal de pilares 2 y 3 [hito 1], (b) vista inferior de arcos 3 y 4 [hito 2], (c) vista superior de arcos 3 y 4 [hito 5] y, (d) vista frontal de pilares 2 y 3 [hito 5]. .... 84	84



## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 2.1.</b> Propiedades de los materiales adoptados en otros estudios (parte 1).....	21
<b>Tabla 2.2.</b> Propiedades de los materiales adoptados en otros estudios (parte 2).....	22
<b>Tabla 2.3.</b> Propiedades de materiales recomendados para el modelo de elementos finitos de puentes de mampostería en arco (De Boothby, 2001, 6(2), p. 83) .....	23
<b>Tabla 2.4.</b> Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de Edificios Históricos (De Meli, citado en Bardales, 2013, p. 94) .....	23
<b>Tabla 4.1.</b> Propiedades mecánicas de los materiales del modelo base .....	55
<b>Tabla 4.2.</b> Frecuencias, formas modales y porcentaje de participación de masa; x: indica dirección longitudinal, y: vertical, z: transversal.....	61
<b>Tabla 4.3.</b> Variables consideradas para análisis paramétrico del pilar .....	72
<b>Tabla 4.4.</b> Variables consideradas para análisis paramétrico del arco .....	72
<b>Tabla 5.1.</b> Comparación de modos de vibración con los obtenidos por Bardales (2013) .....	80



# **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN**



## 1.1. Motivación

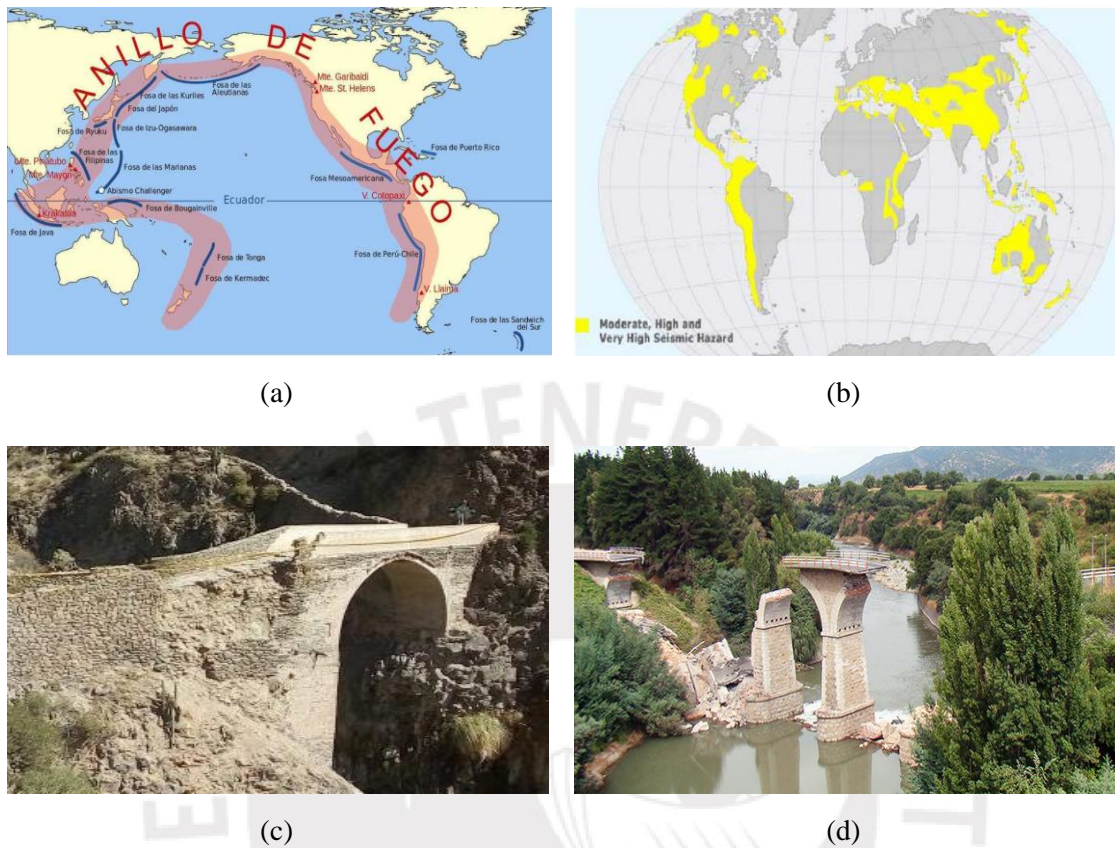
Los puentes de mampostería de piedra han formado parte importante en el desarrollo de una civilización y su cultura, sirviendo como medio de comunicación entre pueblos y/o ciudades. En el caso del Perú, los puentes de mampostería de piedra en arco se construyeron principalmente desde la llegada de los españoles, y actualmente forman parte del patrimonio arquitectónico e histórico de nuestro país. Hoy en día siguen desempeñando un papel importante en el sistema de infraestructura vial de muchos pueblos y ciudades, permitiendo el tránsito vehicular liviano y solo peatonal en algunos casos (figura 1.1).



**Figura 1.1.** Importancia de los puentes de mampostería de piedra abovedado en arco: (a) vista actual del Puente Grau - Arequipa sirviendo al tránsito vehicular (HBA NOTICIAS, 2016) y, (b) Puente Calicanto – Ancash, siendo utilizado solamente para el tránsito peatonal (Reyes, 2012).

Un hecho preocupante es que el Perú se encuentra en una de las zonas con mayor actividad sísmica en el mundo, el Cinturón de Fuego del Pacífico, ocasionando que tales puentes presenten alta vulnerabilidad sísmica (figura 1.2. a-b). Entre las características comunes que proporcionan alta vulnerabilidad sísmica a estas construcciones se tiene la elevada masa, baja resistencia a la tracción y corte, baja ductilidad, material anisotrópico, no homogéneo y no elástico (Mendes, 2012). Además, muchos de ellos fueron concebidos en base a reglas empíricas sin considerar el comportamiento sísmico, sumado a ello el tiempo de servicio y la falta de conservación, han provocado que algunos se encuentren estructuralmente deteriorados y/o destruidos, como se muestra en la figura 1.2. c-d (Bardales, 2013; Guerrero y Puma, 2018; Riveiro, Morer, Arias, y De Arteaga, 2011). Por lo tanto, la prevención del colapso y seguridad de estos puentes que forman parte del

sistema de comunicación moderno es prioridad, debido al silencio sísmico que se viene manifestando en nuestro país.



**Figura 1.2.** Vulnerabilidad sísmica en puentes de mampostería de piedra en arco: (a) Cinturón de Fuego del Pacífico (Gringer, 2019), (b) zonas con mayor riesgo sísmico en el mundo (De Sensi, 2003), (c) puente de arco afectado por el sismo de Arequipa de 2016 (Guerrero y Puma, 2018) y, (d) puente colapsado luego del terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile, Río Claro región de Maule (Oscar, 2014).

Durante los últimos años se han desarrollado distintos métodos de análisis no lineal, destacando el análisis límite y el análisis estático no lineal (junto con métodos numéricos). El primero proporciona una rápida estimación del mecanismo de falla y capacidad de carga de la estructura, tanto para cargas verticales como horizontales (Brencich y Sabia, 2008; da Porto, Tecchio, Zampieri, Modena, y Prota, 2015; Zampieri, Tecchio, da Porto, y Modena, 2014; Zampieri, Zanini, y Modena, 2015). El segundo, permite análisis más minuciosos, gracias a los avances de la tecnología en cuanto a ordenadores, que resuelven el problema mediante métodos numéricos como el Método de Elementos Finitos (MEF) y/o Método de Elementos Discretos (MED) (Barbieri, 2018; Lubowiecka, Armesto, Arias, y Lorenzo, 2009; Milani y Lourenço, 2012; Pelà, Aprile, y Benedetti, 2009). Además, el análisis estático no lineal es más utilizado y sugerido por muchos códigos

debido a su practicidad, con relación a otros métodos más precisos, como el análisis dinámico no lineal. Este último requiere mayor data y alto coste computacional.

Sin embargo, pese a contarse con las herramientas numéricas, la evaluación sísmica de puentes no es tarea fácil, dado el sistema estructural complejo, comportamiento no lineal de los materiales, interacción arco-relleno, movimiento del suelo, geometría real, entre otros (Bertolesi, Milani, Lopane, y Acito, 2017; Pelà et al., 2009). Con respecto a los materiales, la variabilidad de sus propiedades, especialmente no lineales, dentro de la estructura es evidente (Barbieri, 2018; Brencich y Sabia, 2008; Conde, Ramos, Oliveira, Riveiro, y Solla, 2017; Lubowiecka et al., 2009). Además, al tratarse de estructuras históricas, las propiedades mecánicas son apenas medibles y difíciles de caracterizar (Lourenço, 2001), pese a contarse con técnicas modernas como ensayos no destructivos. Tales incertidumbres, asociadas a la caracterización de los materiales, hacen que los modelos numéricos sean difíciles de representar y brinden estimaciones precisas (Conde et al., 2017). Por lo tanto, el desarrollo de análisis paramétricos permite disminuir las incertidumbres derivadas de las suposiciones realizadas en los modelos, a fin de evaluar la influencia de alguna variable sobre la respuesta de la estructura (Peña, 2010).

En el presente trabajo se evalúa la variación de la respuesta de la estructura, variando las propiedades no lineales de un puente de mampostería de piedra abovedado en arco, a través de un análisis estático no lineal mediante el método de elementos finitos. Las propiedades no lineales de los materiales que conforman el puente, serán analizadas y obtenidas de información bibliográfica derivada de la literatura afín.

## **1.2. Objetivos**

El objetivo general de esta investigación es realizar un análisis de sensibilidad de las propiedades no lineales de puentes de mampostería de piedra abovedada en arco mediante un análisis sísmico, utilizando un análisis estático no lineal basado en el Método de Elementos Finitos. Como caso de estudio se tiene al Puente Trujillo (prístino), ubicado en el centro de Lima a espaldas de Palacio de Gobierno. A fin de cumplir con el objetivo general, será necesario considerar los siguientes objetivos específicos:

- Generar el Modelo de Elementos Finitos en base a información bibliográfica y visitas a campo del puente Trujillo.
- Recopilar información bibliográfica sobre las propiedades mecánicas de los distintos materiales que conforman esta tipología de puente.

- Evaluar la capacidad de la estructura del modelo base, a través de un análisis estático no lineal en la dirección más vulnerable.
- Realizar el análisis de sensibilidad del modelo base variando las propiedades no lineales de los materiales.

### **1.3. Organización**

El trabajo de investigación comprende seis capítulos. En el primero se presenta la importancia de la investigación, así como una pequeña introducción al trabajo desarrollado. Asimismo, se mencionan el objetivo general y los específicos, junto con una descripción de la organización y contenido de la tesis. En el segundo capítulo se desarrolla el estado del arte referido a los trabajos relacionados sobre la evaluación del comportamiento estructural en puentes de mampostería de piedra abovedado en arco, destacando las propiedades mecánicas, leyes constitutivas y análisis sísmicos utilizados. Además, se describen algunos de los casos de estudio más resaltantes desarrollados. En el capítulo 3, se desarrolla una breve descripción de los puentes de mampostería de piedra en arco. Asimismo, se describe el proceso de construcción del modelo de elementos finitos, haciendo hincapié en los conceptos básicos de los enfoques de elementos finitos para el modelado de la mampostería, considerando las leyes constitutivas de los materiales que conforman la estructura. También se presentan los conceptos básicos y necesarios para el análisis estructural y de sensibilidad. En el capítulo 4, se proporciona información histórica y estructural del Puente Trujillo en su forma prístina. Se evalúa la capacidad de la estructura del modelo base, para luego realizar el análisis paramétrico no lineal correspondiente, variando las propiedades de los materiales en función a los estudios previos hallados. En el capítulo 5, se incluye el análisis y discusión de resultados. Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones y recomendaciones, así como sugerencias para futuras líneas de investigación.

## **CAPÍTULO 2. ESTADO DEL ARTE**



## 2.1. Introducción

Los arcos de mampostería son unos de los elementos estructurales más comunes usados en el patrimonio arquitectónico mundial, siendo los puentes de arco uno de los ejemplos más representativos (Riveiro, Morer, et al., 2011). A nivel mundial es conocido el gran avance que los romanos tuvieron en este campo, dejando un gran legado en el viejo continente estableciendo un sistema vial sorprendente (Kušter Marić, Radić, y Buljan, 2016). El Perú no es ajeno a dicho legado arquitectónico contando con 37 puentes históricos registrados en trece departamentos según el Ministerio de Cultura. A pesar de su importancia, la vulnerabilidad sísmica de tales monumentos arquitectónicos es elevada, dada la ubicación del Perú dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico. Otros tipos de vulnerabilidad existentes en este tipo de puentes son los de carácter hidrológico, poca conservación y falta de métodos confiables de diagnóstico que permitan realizar adecuadas intervenciones.

Es así que surge en la comunidad ingenieril el deseo de comprender el comportamiento de dichas estructuras, en base a métodos confiables que permitan realizar una adecuada rehabilitación y conservación (Frunzio, Monaco, y Gesuado, 2001). Durante los últimos años se han desarrollado distintos métodos de análisis sísmicos destacando el método de análisis límite y, el análisis estático no lineal junto con métodos numéricos como el Método de Elementos Finitos. Este último no es tarea fácil, ya que es necesaria la caracterización de la geometría que resulta ser compleja en este tipo de construcciones y, variabilidad de las propiedades de los distintos materiales que forman parte del puente (Lubowiecka et al., 2009). Esta última, es justamente la que mayor incertidumbre genera debido a la gran dispersión de las propiedades, especialmente las no lineales, que influyen significativamente en la evaluación sísmica. No obstante, se han desarrollado distintos trabajos relacionados al análisis de este tipo de puentes, entre ellos la implementación de una metodología de evaluación sísmica aplicada a los puentes San Marcello y Catigliano, presentado por Pelà et al. (2009). La modelación, análisis e investigación del comportamiento no lineal de un puente de mampostería bajo cargas sísmicas, aplicando OpenSees (Shah, 2016). Y la evaluación del comportamiento no lineal 3D de dos puentes a escala real ensayados en el Instituto de Bolton, Reino Unido, sometidos a cargas gravitacionales. Además, se analiza los efectos de un puente esviado sobre el análisis estructural (Milani y Lourenço, 2012). En el caso del Perú se tienen escasos trabajos al respecto, destacando el trabajo de Bardales (2013), donde propone criterios para la



intervención estructural de puentes de piedra. Asimismo, recientemente se ha investigado el reforzamiento estructural del Puente Grau de Arequipa por Guerrero y Puma (2018), donde se realizó ensayos experimentales para determinar las características del material estructural “sillar”.

## **2.2. Los puentes de mampostería de piedra en arco**

Los puentes han permitido el desarrollo social y cultural de los distintos pueblos y ciudades a través de la historia, formando parte de las redes de comunicación y salvando obstáculos naturales como ríos y quebradas (Bosio, López, Gallo, y Lainez-Lozada, 1994). En el caso de los arcos de mampostería, su principal característica estructural es que las cargas de gravedad solo desarrollan esfuerzos de compresión. Esta es la mayor virtud de la mampostería de piedra cuya persistencia de la estructura se ve reforzada por la durabilidad del material (Scheibmeir, 2012). El problema ocurre, cuando se pierde ese equilibrio y empiezan a surgir esfuerzos de tracción que son los que causan fallas y colapso en este tipo de estructuras, como es el caso de los esfuerzos generados por cargas sísmicas.

Los puentes de mampostería de piedra dominaron gran parte de la historia constructiva, con la técnica de la bóveda con dovelas yuxtapuestas, que permanecieron prácticamente invariables desde los romanos hasta el siglo XIX (Bardales, 2013). Por esta razón, muchos autores consideran los puentes de arco de piedra como el puente histórico por excelencia. Los puentes de piedra con bóveda de arco tuvieron su gran apogeo y desuso posterior, siendo iniciados y desarrollados con gran maestría por los romanos (Kušter Marić et al., 2016). Durante el siglo XVIII, sufren grandes cambios con respecto a su diseño y proyección, utilizándose estos últimos conceptos hasta el primer cuarto del siglo XX (Bardales, 2013). Fernández L. en su libro Tierra sobre el agua: visión histórica universal de los puentes, citado en Bardales (2013), ilustra la evolución histórica de los puentes de piedra en arco que se realizaron en Oriente y Occidente. Estos comprenden desde los puentes orientales, puentes romanos, puentes medievales, puentes renacentistas, puentes del siglo XVIII, hasta los puentes del siglo XIX y XX. A finales del siglo XVII surgen una serie de teorías matemáticas que introducen teorías como la elástica y plástica, variando la concepción de los puentes de arco, que consistía en dos pasos: un pre-dimensionamiento y posterior comprobación mediante alguna teoría existente (Bardales, 2013). Entre las teorías más conocidas se tiene, Hooke y la Catenaria Invertida, Philippe

de la Hire y la Teoría de la Cuña, entre otros. En la figura 2.1, se muestra algunos ejemplos de puentes de mampostería de piedra construidos.



(a)



(b)



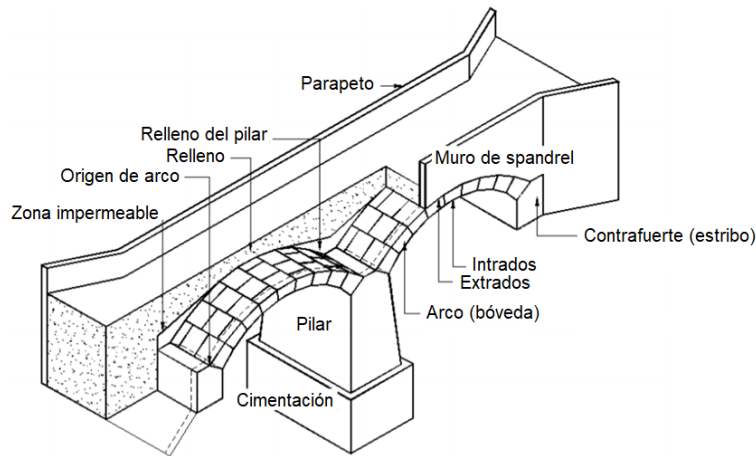
(c)



(d)

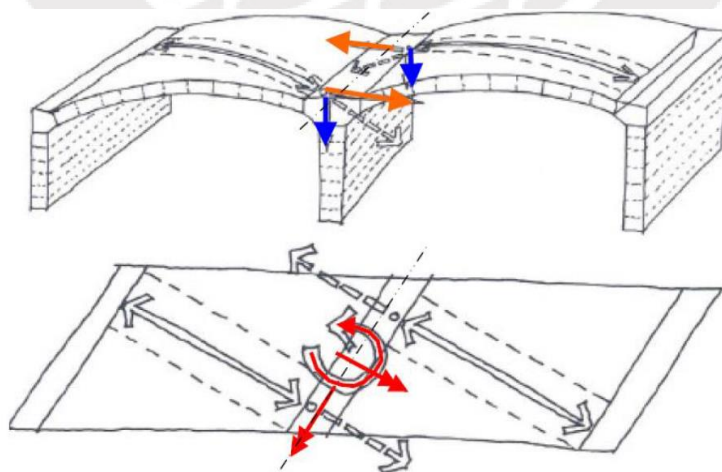
**Figura 2.1.** Ejemplo de puentes de mampostería de piedra abovedada en arco: (a) Puente de Alcántara (Wikimedia, s. f.), (b) Pont Neuf (Blog Playandtour, 2012), (c) Puente Bolognesi (Cdn.tripadvisor, s. f.) y, (d) Puente Calicanto Huánuco (Hightours.pe, 2019).

De acuerdo a Scheibmeir (2012) y Shah (2016), los puentes de mampostería de piedra en arco están conformados por diferentes elementos y/o materiales, siendo el arco (o bóveda) el elemento estructural más importante, ya que soporta el pavimento y superestructuras, como se muestra en la figura 2.2. La cantidad de arcos depende del ancho del puente y estos generalmente se apoyan en pilares y/o estribos que a su vez se apoyan en el suelo o cimentaciones. Para lograr la plataforma horizontal el puente es cubierto con algún tipo de material de relleno que generalmente es material granular producto de las excavaciones y/o extraído de zonas aledañas. En los pilares hasta la altura donde se apoyan las bóvedas, generalmente el relleno es combinado con cal y cemento para proporcionar mayor rigidez. El material de relleno es contenido por dos paredes laterales construidas en los extremos de la bóveda, llamados muros de spandrel.



**Figura 2.2.** Diferentes partes de un puente de mampostería típico (Galasco, Lagomarsino, Penna, y Resemini, 2004, p. 7).

Una tipología de puentes de arco comúnmente usado es el esviado, cuya particularidad es que su eje no es perpendicular a la alineación de sus apoyos (PIARC, s. f.). En este tipo de puentes los pilares están sometidos a esfuerzos combinados de axial y flexión, en sus tres direcciones. En la figura 2.3, se muestran las cargas verticales transmitidas por las bóvedas adyacentes al pilar, los cuales producirán una flexión en el plano del pilar si las cargas no son iguales (Espejo, 2007). Otra característica de estos puentes es la tendencia a trabajar en la luz corta (cargas horizontales), provocando una torsión del pilar en el eje vertical (Espejo, 2007). Estas características nos llevan a la necesidad de utilizar modelos 3D para representar adecuadamente su comportamiento estructural, dejando de lado métodos más simples como el análisis límite 2D (Milani y Lourenço, 2012).

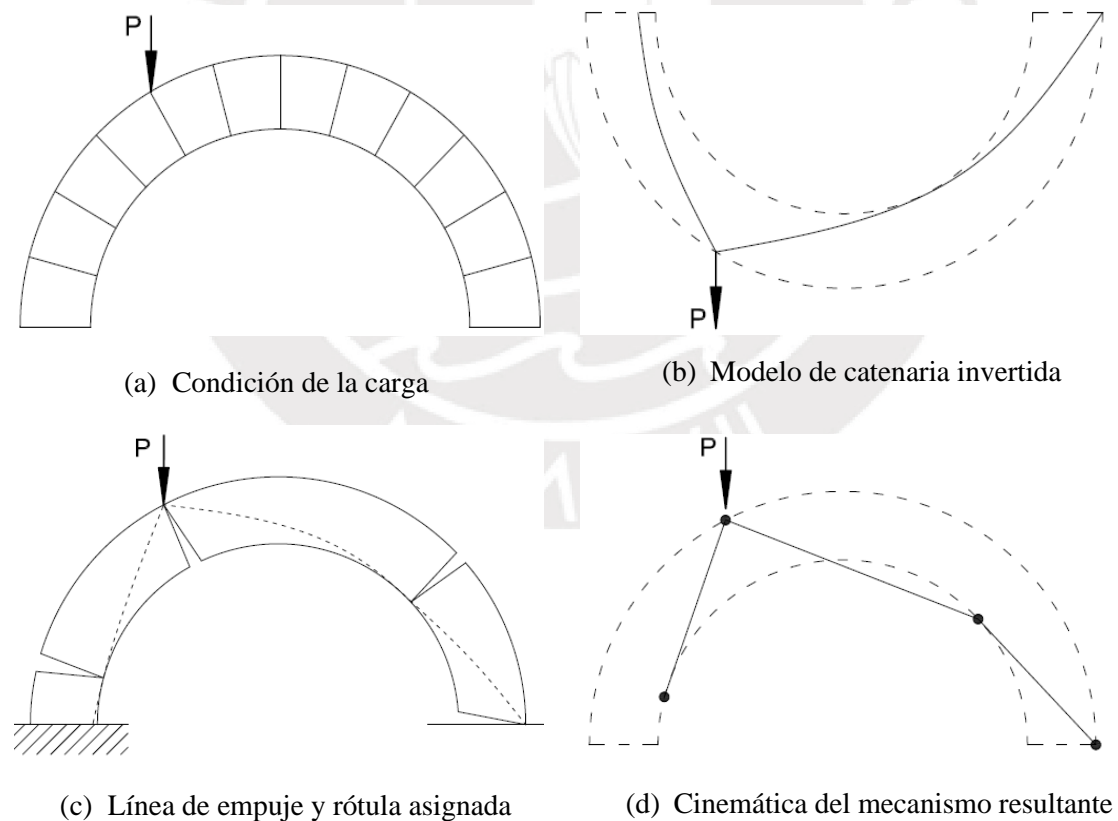


**Figura 2.3.** Esquema de funcionamiento de los puentes esviados de mampostería (Espejo, 2007, p. 2-11).

## 2.3. Análisis estructural

### 2.3.1. Métodos de análisis

Existe una variedad de herramientas de análisis, técnicas e investigaciones experimentales para la evaluación de este tipo de estructuras, destacando el análisis límite y los enfoques numéricos, para los análisis por carga sísmica (Stockdale, Sarhosis, y Milani, 2019). A través de los años el método que mayor relevancia ha tenido es el análisis límite o cinemático, que solo considera el análisis del arco y los pilares dando resultados conservadores, dejando muchas veces de lado la influencia del relleno y los muros de spandrel (Scheibmeir, 2012). El análisis límite se basa fundamentalmente en las hipótesis de Heyman (1982) para mampostería, considerando tracción nula, compresión infinita y ausencia de desplazamiento entre los bloques de albañilería, que simplifican el problema. En la figura 2.4 se muestra el teorema del límite inferior que establece que un arco es estable si existe una línea de empuje que se encuentra completamente dentro del límite del arco (Roca y Orduña, citado en Scheibmeir, 2012).



**Figura 2.4.** Concepto de línea de empuje (Roca y Orduña, citado en Scheibmeir, 2012, p. 4).

El análisis anterior puede resultar adecuado para cargas verticales, ya que el material de relleno ayuda a distribuir las cargas puntuales sobre el arco aumentando la estabilidad de este debido a una compresión inicial, y por ende incrementando la carga de falla (Ford, Augarde, y Tuxford, 2003). Además, para el análisis de cargas verticales, se demostró que cuanto mayor es la altura del arco, menor será la influencia del número de bóvedas sobre la capacidad de carga (Brencich y Sabia, 2008). Asimismo, criterios geométricos como el número de bóvedas y altura de estas han demostrado influir significativamente en la capacidad de carga, modos de vibración y valores de amortiguación (Brencich y Sabia, 2008). Por lo tanto, modelos de puentes de varios tramos no deberían simplificarse modelando solo un tramo que se repite (Scheibmeir, 2012).

Con respecto a las cargas sísmicas, estas pueden tener un comportamiento distinto debido a la influencia del material de relleno y muros de spandrel, siendo necesario un modelamiento 3D para el análisis estructural (Galasco et al., 2004). Uno de los principales mecanismos de falla que se producen en este tipo de puentes son el vuelco de los muros de spandrel producto del empuje fuera del plano por la masa del relleno (Rota, Pecker, Bolognini, y Pinho, 2005). Muchos de estos puentes se han basado en un criterio geométrico y condiciones de apoyo para definir la resistencia de los arcos, tomando menor importancia a las propiedades del material (Roca y Orduña, citado en Scheibmeir, 2012) A pesar de que los enfoques geométricos siguen siendo utilizados, expresiones modernas del análisis límite incluyen la resistencia del material, partiendo de las hipótesis de Heyman (1982), que son las bases para el desarrollo de las modernas leyes constitutivas (Gilbert, 2007; Roca y Orduña, citado en Scheibmeir, 2012).

Por otro lado, durante las últimas décadas se ha desarrollado un enorme esfuerzo en la formulación e innovación de los métodos numéricos, para el análisis sísmico de este tipo de estructuras, agrupándolos en dos categorías principales: el método de elementos finitos (MEF) y el método de elementos discretos (MED) (Stockdale et al., 2019). Además, la naturaleza discontinua de la mampostería no permite que se modele en el continuo elástico, siendo necesario realizar un análisis no lineal (Dimitri y Tornabene, 2015). El análisis MEF, se ha utilizado con éxito en muchos casos de evaluación de puentes (Aydin y Özkaya, 2018; Barbieri, 2018; Bertolesi et al., 2017; Conde et al., 2017; Di Sarno et al., 2018; Laterza, D'Amato, y Casamassima, 2017; Lubowiecka et al., 2009; Pelà et al., 2009). Con respecto al análisis MED, este requiere de un mayor expertis y costo computacional (Sarhosis, Asteris, Wang, Hu, y Han, 2016), siendo utilizado también para

describir el comportamiento mecánico de la mampostería (Milani y Lourenço, 2012; Rafiee y Vinches, 2013; Thavalingam, Bicanic, Robinson, y Ponniah, 2001).

Sin embargo, las grandes incertidumbres asociadas a este tipo de construcciones como la geometría y caracterización de los materiales, entre otros, hacen que los modelos numéricos sean difíciles de representar y brinden estimaciones precisas (Conde et al., 2017). En cuanto a la geometría, estos puentes suelen ser de formas complejas e irregulares, además de no contarse casi nunca con planos sobre el diseño original y/o modificaciones que haya sufrido durante su vida útil (Conde et al., 2017). A esto se suma el desconocimiento de la morfología interna del puente, cuyos elementos estructurales desempeñan un papel importante en la rigidez y capacidad última de la estructura (Cavicchi y Gambarotta, 2005). Por esta razón, técnicas modernas como el escáner laser terrestre (TLS), fotogrametría y georadar (GPR) se han ido utilizando recientemente para describir la geometría y composición interna de los puentes de mampostería (Conde et al., 2017; Lubowiecka et al., 2009; Martinelli et al., 2018; Riveiro, Caamaño, Arias, y Sanz, 2011; Riveiro, Morer, et al., 2011). Asimismo, ensayos de identificación modal para caracterizar el comportamiento dinámico del puente (Aoki, Sabia, Rivella, y Komiyama, 2007; Bertolesi et al., 2017; Costa, Ribeiro, Arêde, y Calçada, 2013), con el fin de lograr construir modelos más representativos.

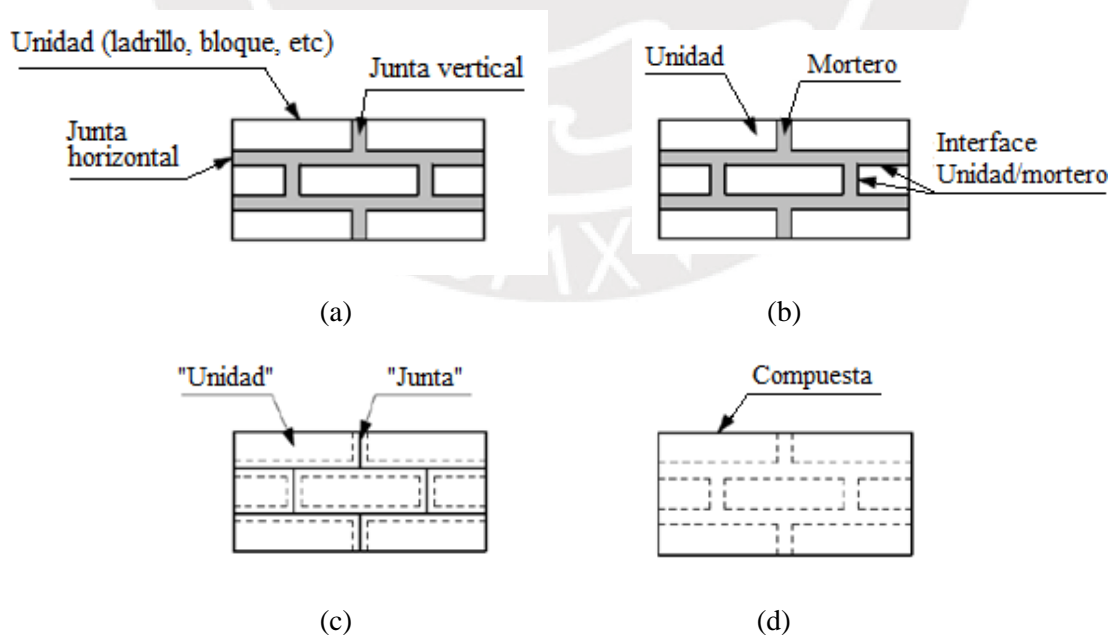
Con respecto a las propiedades mecánicas, especialmente de las estructuras históricas, estas son apenas medibles y difíciles de caracterizar (Lourenço, 2001). Esto se debe a factores como las propiedades de los materiales de las unidades y mortero, disposición de juntas y mortero, anisotropía de unidades, dimensión de unidades, ancho de juntas, calidad de la mano de obra, grado de curado, medio ambiente y edad, haciendo que la estandarización completa de la mampostería histórica esté aún lejos de lograrse (Lourenço, 1996). Además, es importante recalcar que toda esta data debe ser obtenida preferentemente usando ensayos no destructivos, dado el carácter de intangibilidad de estas estructuras por ser parte del patrimonio histórico (ICOMOS, 2003). Por lo tanto, las propiedades de los materiales, seguirá siendo un tema crítico, para la evaluación de este tipo de estructuras, pese a que se cuente con métodos numéricos avanzados.

### **2.3.2. Comportamiento mecánico de la mampostería**

La mampostería es un material de naturaleza compuesta que combina las propiedades de una unidad (ladrillo o piedra) con un mortero, describiéndose un comportamiento frágil

en tensión, alta resistencia a la compresión y fricción al corte (Shah, 2016). Además, la mampostería es un material anisotrópico que requiere de un gran número de parámetros para ser descrita especialmente en el rango no lineal, lo que en la práctica es difícil de obtener (Scheibmeir, 2012).

De acuerdo con Lourenço (1996), existen tres estrategias de modelamiento de la mampostería (figura 2.5), según el grado de precisión que se quiera obtener: micromodelo (elementos continuos ladrillo y mortero separados, mientras que la interfaz está representada por elementos discontinuos), micromodelo simplificado (expanden la unidad de albañilería y combinan la unidad de mortero e interfaz en un elemento discontinuo) y macromodelo (no distingue entre unidad, mortero e interfaz, sino que modela todos los elementos juntos como un continuo). El enfoque de micromodelamiento ayuda a entender el comportamiento local y los detalles estructurales de la mampostería. Además, es adecuado para elementos pequeños donde predominan estados de esfuerzos-deformación heterogéneos. Mientras que los macromodelos son más prácticos cuando se trata de análisis de estructuras grandes, donde se espera que los esfuerzos a lo largo del elemento sean esencialmente uniformes (Shah, 2016). Para el presente trabajo de investigación se aplicará un enfoque de macromodelo, considerando las propiedades de la mampostería como tal, en base a información bibliográfica. Ello se describirá con mayor detalle en la sección 2.4.



**Figura 2.5.** Estrategias de modelamiento de estructuras de acuerdo a Lourenço (1996, p. 12): (a) albañilería simple, (b) micromodelo, (c) micromodelo simplificado y, (d) macromodelo.

### 2.3.3. Tipos de análisis estructural

El análisis estructural permite desarrollar la evaluación de una estructura a través de una representación matemática de esta, utilizando información previa como la definición de la geometría, identificación de las propiedades de los materiales y la caracterización de las cargas actuantes sobre la estructura (Sánchez-Aparicio, Riveiro, González-Aguilera, y Ramos, 2014). Los resultados del análisis permiten comprender mejor las características estructurales, identificando las causas del daño existente, determinando la seguridad estructural ante eventos sísmicos y que al final permita proponer medidas adecuadas de reforzamiento (Pere Roca, Cervera, Gariup, y Pelà, 2010).

Independientemente del tipo de estrategia a considerar, la precisión de los análisis dependerá de considerar el comportamiento de los materiales en su estado real que viene dado por un comportamiento anisotrópico de la mampostería (Scheibmeir, 2012). Hoy en día muchos programas de elementos finitos, como Midas, Diana y Abaqus incorporan modelos constitutivos no lineales anisotrópicos 3D para la mampostería, pero la poca disponibilidad de datos experimentales proporciona poca confiabilidad a este tipo de consideraciones. Por lo que a menudo se emplea leyes constitutivas isotrópicas simplificadas que definen sólo el módulo de elasticidad, resistencia a la tracción y compresión y la relación de Poisson, descuidando el comportamiento en el régimen plástico. Sin embargo, estas simplificaciones puedan ser cruciales cuando se trata de la evaluación de la seguridad de una estructura de mampostería histórica con propiedades no lineales inherentes (Scheibmeir, 2012). Para el caso de este tipo de estructuras la selección de una técnica adecuada de análisis estructural es importante, debido a su comportamiento no lineal, geometría compleja, propiedades de los materiales y movimientos del suelo variables e inciertas (Pelà et al., 2009).

En este sentido se cuentan con dos tipos de análisis estructural bien definidos, el análisis lineal y no lineal. El análisis lineal, sugerido por muchos códigos, asume que la estructura permanece intacta bajo acción de las fuerzas sísmicas, generando enormes esfuerzos internos producto del almacenamiento de la energía liberada por el terremoto. Además, no toman en cuenta la redistribución de fuerzas durante el rendimiento progresivo de la estructura, así como la identificación de los mecanismos de falla (Shah, 2016).

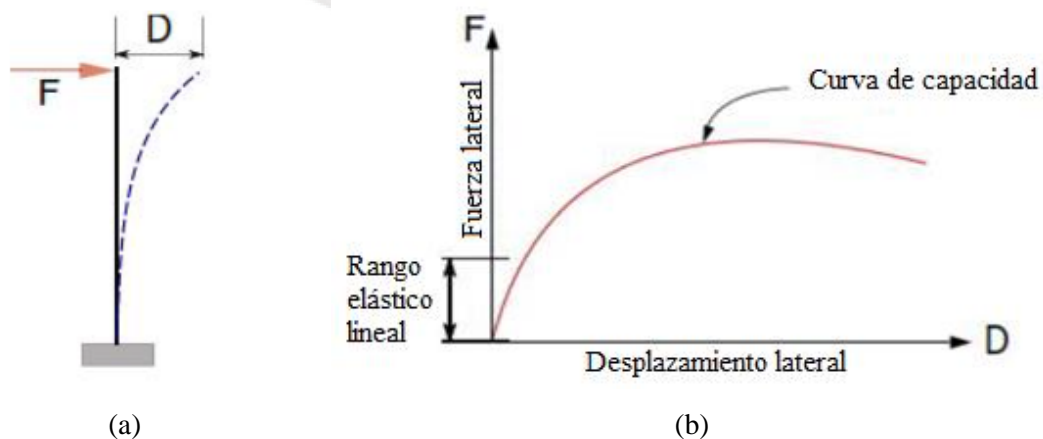
Por otro lado, los análisis no lineales consideran los posibles daños causados en la estructura por el movimiento del suelo, ya que el daño ocurre cuando la estructura alcanza



sus niveles de deformación plástica en algunos de sus elementos. Este rendimiento progresivo del elemento permite la redistribución de fuerzas, así como la identificación de la cantidad de energía disipada durante las deformaciones plásticas de la estructura, cuando se somete al comportamiento cíclico de un terremoto (Shah, 2016). Códigos sísmicos actuales como el Eurocódigo 8 (BS EN 1998-1:2004 (DE), 2004) y FEMA 440 (FEMA, 2005) sugieren una variedad de métodos de análisis no lineal para la evaluación de estructuras dependiendo del tipo de estas, siendo las más recomendables el Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover (AENL) y el Análisis Dinámico No Lineal (Shah, 2016). Este último, si bien es cierto proporciona resultados más confiables y precisos, el alto esfuerzo computacional hace que su aplicación no sea tan práctica como el AENL (Scheibmeir, 2012).

#### 2.3.4. Análisis Estático No Lineal

El análisis estático no lineal permite analizar la capacidad lateral de la estructura, determinar la demanda de desplazamiento debido a acciones sísmicas y evaluar la vulnerabilidad de la estructura a los daños sísmicos (Potter, 2011). Consiste en aplicar un patrón de carga lateral predeterminado que aumenta monotónicamente y que representa aproximadamente las fuerzas de inercia generadas en zonas de masa concentrada (Pinho, Casarotti, y Antoniou, 2007; Themelis, 2008). Dicho incremento gradual de la carga permite analizar la secuencia de grietas, generación de rótulas plásticas, el desempeño y la carga última que provoca el colapso de la estructura (Themelis, 2008). El objetivo principal de estos procedimientos es la generación de la curva Pushover o capacidad que representa el desplazamiento lateral en función de una fuerza horizontal aplicada a la estructura, tal como se muestra en la figura 2.6.



**Figura 2.6.** Análisis estático no lineal: (a) idealización de carga lateral aplicada a la estructura y, (b) curva de capacidad o curva Pushover (Shah, 2016, p. 11).

Para el análisis tradicional estático no lineal, se supone que la respuesta de la estructura, es controlada por el modo fundamental de vibración que permanece constante, sometido a una distribución invariante de cargas laterales (Pinho et al., 2007). Estas fuerzas laterales se aplican en proporción al producto de las formas modales y la masa de la estructura, incluyéndose también las cargas de gravedad en el análisis (Shah, 2016).

Sin embargo, se sabe que estos procedimientos simplificados son inadecuados para predecir las demandas sísmicas en estructuras en las que los modos superiores contribuyen a la respuesta. Así como la variación de las características dinámicas en el rango no lineal debido a la evolución del daño de la estructura (Krawinkler, 1995) y redistribución de fuerzas de inercia (Kalkan y Kunnath, 2004; Pinho et al., 2007). Por lo que, se han desarrollado distintos procedimientos que mejoran el análisis tradicional, como el Análisis Pushover Modal (Chopra y Goel, 2002) y el Análisis Pushover Adaptativo. Dichos métodos son evidentemente más complejos que el tradicional, por lo que este último sigue siendo una alternativa atractiva para el análisis estructural y como complemento para el análisis dinámico no lineal (Pelà et al., 2009; Pinho, Antoniou, y Pietra, 2006).

Un aspecto importante en la influencia de los resultados es la selección del patrón de cargas laterales (Endo, Pelà, y Roca, 2016), siendo las principales distribuciones de carga las proporcionales a la masa de la estructura y modo fundamental de vibración. Según Saloustros, Pelà, Roca, y Portal, (2015) la distribución de carga proporcional a la masa provee mayor capacidad que la proporcional al modo. Además, el patrón de cargas proporcional a la masa produce mayor daño globalizado, mientras que la otra distribución genera daño localizado en la parte alta de las estructuras (A. Galasco, Penna, y Lagomarsino, 2006).

Por otro lado, la elección del punto de control en el análisis puede modificar de manera significativa la pendiente de la curva de capacidad, pero su influencia en la evaluación de la seguridad no es tan grande (Pelà et al., 2009). La elección del nodo superior, recomendado por el método N2 (Fajfar y Gašperšič, 1996), no parece ser muy apropiado, porque implica que la estructura sea más flexible y conduzca a una estimación más alta del factor de seguridad. Por otro lado, la elección virtual del nodo, en base a un enfoque de energía, proporciona estimaciones bajas del factor de seguridad; sin embargo, su ubicación implica un esfuerzo computacional alto (Pelà et al., 2009). Surge así la selección del punto de control en función al centro de masa del puente, la cual brinda

resultados más confiables (Leprotti, Pelà, Aprile, y Benedetti, 2010). La ventaja de este último es que su ubicación se centra en una interpretación geométrica más clara.

### **2.3.5. Niveles de daño y mecanismos de falla**

La seguridad y prevención del colapso de este tipo de estructuras dada su importancia es una preocupación latente, siendo necesario la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras existentes (Scheibmeir, 2012). Además, la identificación del nivel de seguridad y de daño en la estructura es una parte importante del diagnóstico, ya que permite tomar medidas de intervención adecuadas (Noel, 2017). Una de las propuestas para evaluar el desempeño sísmico en base al nivel de daño es el desarrollado por SEAOC (1995), donde se establecen objetivos de desempeño para las construcciones en función a su importancia y nivel de amenaza sísmica. Al respecto se han desarrollado distintos métodos, como el Espectro de Capacidad, N2, ADRS, entre otros (Themelis, 2008). Estos métodos correlacionan la capacidad de desplazamiento de la estructura con la demanda de desplazamiento correspondiente a un terremoto esperado (Endo et al., 2016). Para el caso específico de puentes de mampostería no se tienen procedimientos para evaluar el nivel de desempeño sísmico de estas estructuras, debido a que los informes sobre daños causados por terremotos en puentes de mampostería son relativamente escasos (Rota et al., 2005).

Diversas investigaciones han demostrado que los principales mecanismos de falla por acciones sísmicas que se dan en puentes, son locales y globales. Dichos mecanismos han sido deducidos analíticamente y experimentalmente en base a análisis en la dirección transversal y longitudinal del puente (Clemente, 1998; Zampieri et al., 2014). Se ha analizado la activación de los mecanismos semiglobales y globales, que no solo implican la falla local del arco, sino la formación simultánea de rótulas plásticas en los arcos y base de los pilares (F. Da Porto, Franchetti, Grendene, Valluzzi, y Modena, 2007; De Luca, Giordano, y Mele, 2004). Rota et al. (2005) aplicó el análisis límite a un conjunto de tipos de puentes de arco para evaluar el factor de carga horizontal que activa el mecanismo de falla fuera del plano de las paredes de spandrel, incluido el efecto del material de relleno. Se ha demostrado que el vuelco local fuera del plano de los muros de spandrel pueden provocar la inoperatividad del puente (Resemini y Lagomarsino, 2004), ya que colapso no implica la falla de los elementos estructurales principales (Tecchio et al., 2012). Por otro lado, la deformada total en el colapso, que involucra la deflexión transversal de los

pilares, se obtuvo con simulaciones numéricas en base a un análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal (Pelà et al., 2009; Pelà, Aprile, y Benedetti, 2013).

A pesar de los pocos casos de daño en los puentes de arco de mampostería ante eventos sísmicos, se cuentan con algunos que requieren de nuestra atención. Un ejemplo de daño sin colapso debido a un largo desplazamiento en la dirección longitudinal, es el puente multiarco Guantong, que evidenció la formación de rótulas plásticas en el arco (Kawashima, Takahashi, Ge, Wu, y Zhang, 2009). En general, los puentes de mampostería de un solo tramo presentan este tipo de falla, causando la caída del material de relleno y la interrupción del puente. Ejemplos de este tipo de fallas se pueden ver en el terremoto de Umbría-Marche de 1997, como se muestra en la figura 2.7a (Resemini y Lagomarsino, 2004), Bhuj, India en 2001 (Singh et al., citado en Zampieri et al., 2014) y Nueva Zelanda en 2011 (Cowan, citado en Zampieri et al., 2014). En el caso del Perú, el sismo de Arequipa de 2016, afectó un puente en arco en la provincia de Chivay, como se mostró en la figura 1.2c (Guerrero y Puma, 2018).

Ejemplos del colapso global de puentes en la dirección transversal se pueden apreciar en el Puente Yingchun (Kawashima et al., 2009), que falló por la pérdida de estabilidad de los arcos y el desplome hacia afuera de los muros de contención en los apoyos. Otro caso se produjo en la estructura multiarco de pilares esbeltos del Puente Claro en Chile, como consecuencia del terremoto de Maule de 2010, que se muestra en la figura 2.7b (Grossi et al., 2011).



**Figura 2.7.** Tipos de daño en puentes de mampostería ante eventos sísmicos: (a) falla local: colapso del muro de spandrel de un puente de mampostería en arco (Resemini y Lagomarsino, 2004) y, (b) falla Global: colapso del puente del río Claro, terremoto de Maule, Chile, 2010 (Grossi et al., 2011, p. 34).

Recientemente se han desarrollado trabajos respecto a la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes de mampostería, haciendo uso de distintas herramientas de análisis

como el MEF (Bertolesi et al., 2017; Laterza, D'amato, y Casamassima, 2017; Pelà et al., 2009, 2013). Evaluaciones de la vulnerabilidad mediante un enfoque determinístico y probabilístico, fueron desarrollados por Barbieri (2018), donde se obtuvieron índices de riesgo similares. Algunos de los trabajos involucraron análisis de sensibilidad, en especial de algunas propiedades lineales (Lubowiecka et al., 2009; Pelà et al., 2009). Otros tipos de análisis de sensibilidad se realizaron aplicando el análisis límite para evaluar la vulnerabilidad sísmica, considerando 5 mecanismos de falla, tanto en la dirección longitudinal como transversal, así como los efectos locales producidos en los muros de spandrel (Da Porto et al., 2015). Considerando los mecanismos de falla reales de puentes de mampostería bajo acciones sísmicas, se propone ábacos para evaluar la capacidad sísmica transversal global de puentes de varios vanos con pilares esbeltos, realizando el análisis sensibilidad en base a las propiedades geométricas (Zampieri et al., 2014, 2015).

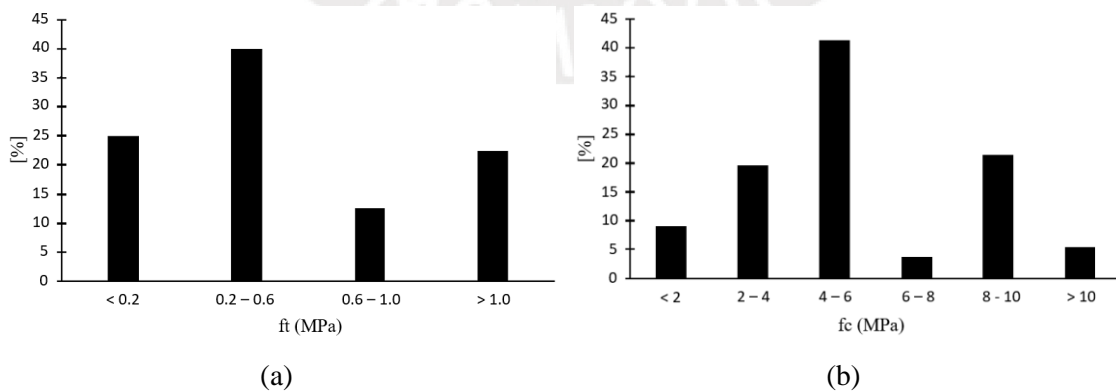
#### **2.4. Propiedad de los materiales**

Como se describió en la sección anterior, las propiedades lineales y no lineales de los distintos materiales que conforman la estructura son muy inciertas. Se ha demostrado experimentalmente que dentro de un mismo tipo de elemento estructural que forma parte de la construcción, las propiedades lineales del material varían (Barbieri, 2018; Brencich y Sabia, 2008; Martinelli et al., 2018). Considerando que el objetivo de la tesis es desarrollar un análisis de sensibilidad de las propiedades no lineales, se ha realizado una recopilación bibliográfica de los valores de las propiedades utilizados en estudios previos e información relacionada a puentes de mampostería, que se muestran en las tablas 2.1 y 2.2.

Las propiedades consideradas fueron el módulo de elasticidad ( $E$ ), densidad de masa ( $\rho$ ), módulo de Poisson ( $\nu$ ), esfuerzo de compresión ( $f_c$ ), esfuerzo de tracción ( $f_t$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ). Dichas propiedades fueron agrupadas según los elementos estructurales que conforman comúnmente este tipo de estructuras: mampostería de los pilares, mampostería del arco, mampostería de bolonería y relleno granular. La mayoría de estudios analizados se refiere a puentes europeos, construidos con fuerte influencia romana, cuyas características constructivas predominaron en nuestro país. Finalmente, en la figura 2.8, se presenta un diagrama de barras, donde se muestra los rangos efectivos de los esfuerzos de tracción y compresión de la mampostería, que se han utilizado con mayor incidencia.

**Tabla 2.1.** Propiedades de los materiales adoptados en otros estudios (parte 1)

Referencia	Propiedades mampostería (pilar, spandrel)						Propiedades mampostería (arco)					
	E (MPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (-)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	Gt (N/m)	E (MPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (-)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	Gt (N/m)
Brencich et al., 2008	4 000	1 906	0.15	8.70	0.35							
Cavicchi et al., 2005							15 000	2 000		4.50	0.00	
Cavicchi et al., 2005							15 000	2 000		12.00	0.00	
Fanning et al., 2001	10 000	2 200	0.30	10.00	0.50		10 000	2 200	0.30	10.00	0.50	
Fanning et al., 2001	1 500	2 200	0.30	6.00	0.20		1 500	2 200	0.30	6.00	0.20	
Frunzio et al., 2001	2 500		0.20	5.21	0.77		3 000		0.20	6.60	0.90	
Milani et al., 2012							18 000	2 265		9.33	0.30	10.00
Oliveira et al., 2010		2 500		5.00				2 500		5.00	0.00	
Thavalingam, 2001							1 000					
Costa et al., 2013	10 000	2 000	0.20				15 300	2 425	0.20			
Leprotti et al., 2010	5 000		0.20	4.50	0.30		6 000		0.20	4.50	0.30	
Pelà et al., 2009	5 000		0.20	5.00	0.30		6 000		0.20	4.50	0.30	
Rota et al., 2005	8 000	1 800		10.00			8 000	1 800		10.00		
Sevim et al., 2011a	2 500	1 400	0.20				3 000	1 600	0.25			
Zampieri et al, 2014	5 000			5.00	0.10	0.01	5 000			5.00	0.10	0.01
Zampieri et al, 2015	5 000	1 800	0.20	5.00	0.10	0.10	5 000	1 800	0.20	5.00	0.10	0.10
Lubowieka al, 2009							23 000	2 200	0.20			
Barbieri, 2018	1 230	2 000	0.20	2.08	0.10	10.00	2 250	1 800	0.20	4.00	0.20	10.00
Bertolesi et al., 2017	10 000	2 200	0.10	10.00	1.22		10 000	2 200	0.10	10.00	1.22	
Fanale et al., 2019	2 838	2 000		1.65			2 838	2 000		1.65		
Laterza et al., 2017				4.50						2.60		
Pellegrino et al, 2014	10 000			4.25			10 000			4.25		
Di Sarno et al., 2018	900	1 800	0.20	5.00	0.20	2.50	900	1 800	0.20	5.00	0.20	2.50
Šejnoha et al., 2008						50.00						
Sevim et al., 2011b	2 500	1 400	0.20	0.14	0.07		3 000	1 600	0.25	7.30	0.73	
Laterza, et al, 2017b	1 500	1 800	0.20	3.00			1 500	1 800	0.20	3.00		
Tecchio et al., 2016				5.00						5.00		
Martinelli et al 2018	8 200	2 420	0.20	20.00	3.50		8 000	2 600	0.20	20.00	3.50	
Cavicchi et al., 2006		2 000		4.50								
Guinea et al. 2000	22 900					45.50						
Abdulla et al., 2017	16 700		0.15		2.00	50.00						
Bardales, 2013	1 500	2 500	0.25	3.00	1.50		20 000	2 500	0.25	3.00	1.50	
Scheibmeir, 2012	5 000	2 200	0.20	4.50	0.30	50.00	6 000	2 200	0.20	4.50	0.30	50.00
						100.00						100.00
Shah, 2016	30 750	2 500	0.20	8.36	4.60		30 750	2 500	0.20	8.36	4.60	
Conde et al., 2017	5 000	2 500	0.20	2.00	0.10	100	5 000	2 500	0.20	2.00	0.10	100
Dimitri et al., 2015							1 000	2 000	0.20	3.30	0.33	
Zampieri et al., 2017	4 000	1 800	0.20	3.85	0.19		4 000	1 800	0.20	3.85	0.19	
Karaton et al., 2017	8 280	2 475	0.28	8.28	0.83		9 574	2 502	0.28	9.57	0.96	



**Figura 2.8.** Gráfico de barras del análisis bibliográfico realizado: (a) esfuerzo de tracción de la mampostería y, (b) esfuerzo de compresión de la mampostería.

**Tabla 2.2.** Propiedades de los materiales adoptados en otros estudios (parte 2)

Referencia	Propiedades mampostería de bolonería					Propiedades relleno granular					
	E (MPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (-)	fc (MPa)	ft (MPa)	E (MPa)	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\nu$ (-)	fc (MPa)	ft (MPa)	Gt (N/m)
Brencich et al., 2008							1 835				
Cavicchi et al., 2005						300	2 000		0.040	0.010	
Cavicchi et al., 2005						300	1 800		0.069	0.023	
Fanning et al., 2001						1 500	1 700	0.23	0.005	0.001	
Fanning et al., 2001						1 500	1 700	0.30	0.004	0.001	
Frunzio et al., 2001	7 000		0.25	12.56	1.03	1 500		0.05	1.804	0.554	
Milani et al., 2012						3 200			0.860	0.050	10.00
Oliveira et al., 2010							2 000				
Thavalingam, 2001						10	1 550				
Costa et al., 2013	15 300	2 425	0.20			145	2 340	0.20			
Leprotti et al., 2010						500		0.20	0.143	0.070	
Pelà et al., 2009						500		0.20	0.143	0.070	
Rota et al., 2005											
Sevim et al., 2011a											
Zampieri et al., 2014						60	1 800				
Zampieri et al., 2015						500	1 800	0.20	0.040	0.010	
Lubowieka al., 2009						15 000	2 200	0.20			
Barbieri, 2018							2 000		2.083	0.104	10.00
Bertolesi et al., 2017	10 000	2 250	0.10	20.00	1.00						
Fanale et al., 2019						500	1 600		0.035	0.012	
Laterza et al., 2017											
Pellegrino et al., 2014											
Di Sarno et al., 2018							1 800				
Šejnoha et al., 2008											
Sevim et al., 2011b											
Laterza, et al., 2017b						150	1 800	0.20			
Tecchio et al., 2016							1 800				
Martinelli et al., 2018						240	2 000				
Cavicchi et al., 2006							2 000		0.040	0.010	
Guinea et al., 2000											
Abdulla et al., 2017											
Bardales, 2013	1 500	2 500	0.25			340	1 760	0.33			
Scheibmeir, 2012						500	1 800	0.20	0.143	0.070	
Shah, 2016							1 800				
Conde et al., 2017						500	1 700	0.20			
Dimitri et al., 2015											
Zampieri et al., 2017						1 400	1 800	0.20	0.270	0.090	
Karaton et al., 2017						500	1 800	0.20	0.143	0.010	

Con respecto a las propiedades de los elementos estructurales considerados en las tablas 2.1 y 2.2, notamos que las propiedades de la mampostería de bolonería, no han sido analizadas a profundidad. Muchos estudios solo priorizan el comportamiento del arco, junto con los muros de spandrel y pilares. Sin embargo, Bertolesi et al. (2017) realiza un estudio del relleno rígido, denominándolo concreto romano, sobre el Ponte di Augusto, demostrándose que este aumenta la resistencia global de la estructura ante terremotos. En vista de que no se cuenta con mucha información experimental al respecto, las propiedades de la mampostería de bolonería son consideradas generalmente iguales a la mampostería del pilar (Bardales, 2013).

En cuanto a las propiedades lineales, relacionadas a la densidad ( $\rho$ ) y coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), se puede notar que la variabilidad de los datos no es muy alta, manteniéndose

un valor casi uniforme. Además, de que experimentalmente pueden ser obtenidos sin mucha dificultad, como la densidad ( $\rho$ ). En lo que se refiere al módulo de elasticidad ( $E$ ), su variabilidad es mayor, tanto para la mampostería como para el relleno. Al respecto se han desarrollado, diversos estudios que han considerado valores de módulo de elasticidad, tomando en cuenta las condiciones de la mampostería, tales como Boothby (2001) y Meli, citado en Bardales (2013), que se muestran en la tabla 2.3 y 2.4.

**Tabla 2.3.** Propiedades de materiales recomendados para el modelo de elementos finitos de puentes de mampostería en arco (De Boothby, 2001, 6(2), p. 83)

Condición	Módulo de Elasticidad (MPa)	Esfuerzo Compresión (MPa)
Mampostería de piedra con junta rellena con mortero (< 1cm)	5000 - 15000	10
Mampostería de piedra con ancho de junta considerable o partes de mampostería	3000 - 5000	8
Partes de mampostería, juntas anchas o perdida sustancial del material de las juntas	1000 - 3000	5

**Tabla 2.4.** Propiedades mecánicas de algunos tipos de mampostería de Edificios Históricos (De Meli, citado en Bardales, 2013, p. 94)

Material	Densidad (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Elasticidad (MPa)	Resistencia a la compresión (MPa)
Adobe	1800	300	0.2 - 0.5
Bloques de tepetate con mortero de Cal	1800	500	0.5 - 1
Ladrillo con mortero de lodo	1600	500	0.5 - 1
Ladrillo con mortero de cal	1600	1000	1.5 - 2
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2000	500	1 - 1.5
Mampostería de piedra de buena calidad	2000	20000	3

Para el caso de las propiedades no lineales, los esfuerzos de tracción y compresión, son los que mayor consideración se han tenido, en vista de que mayormente se han aplicado leyes constitutivas simples, como el modelo de Drucker Prager (Pelà et al., 2009). En cuanto al esfuerzo de compresión podemos ver que los valores considerados fluctúan entre 2 y 10 MPa, predominando valores entre 4 y 6 MPa (ver figura 2.8b), tal como los sugiere Pelà et al. (2009) y Zampieri et al. (2015). Así mismo, en las tablas 2.3 y 2.4 se muestran valores del esfuerzo de compresión en función de algunas características de la mampostería. Un aspecto importante que se ha planteado son las relaciones entre algunas



propiedades mecánicas, tales como la del Eurocódigo 6, donde establece que el módulo de elasticidad es proporcional al esfuerzo de compresión,  $E=600 \cdot f_c$ . Otras relaciones establecen que  $E=800 \cdot f_c$  (Griffith, Magenes, Melis, y Picchi, 2003).

Con respecto al esfuerzo de tracción algunos autores sugieren conservadoramente un valor de  $f_t$  igual a cero. Otros consideran entre 5 y 10 % del valor del esfuerzo de compresión (Shah, 2016). Por otro lado, Milani y Lourenço (2012), consideran que el esfuerzo de tracción es igual al coeficiente de fricción ( $c$ ) de la mampostería, que se considera en un modelo de Mohr Coulomb o Drucker Prager. De acuerdo al análisis realizado, se han obtenido valores con mayor incidencia entre 0.2 y 0.6 MPa, tal como se muestra en la figura 2.8a. En lo que respecta a la energía de fractura por tracción ( $G_t$ ), no se tiene mucha información bibliográfica al respecto, debido a la falta de datos experimentales, tal como se refleja en la tabla 2.1. Sin embargo, a partir del análisis elaborado y según la investigación realizada por Scheibmeir (2012), se considera que la energía de fractura de tracción fluctúa entre 25 y 100 N/m.

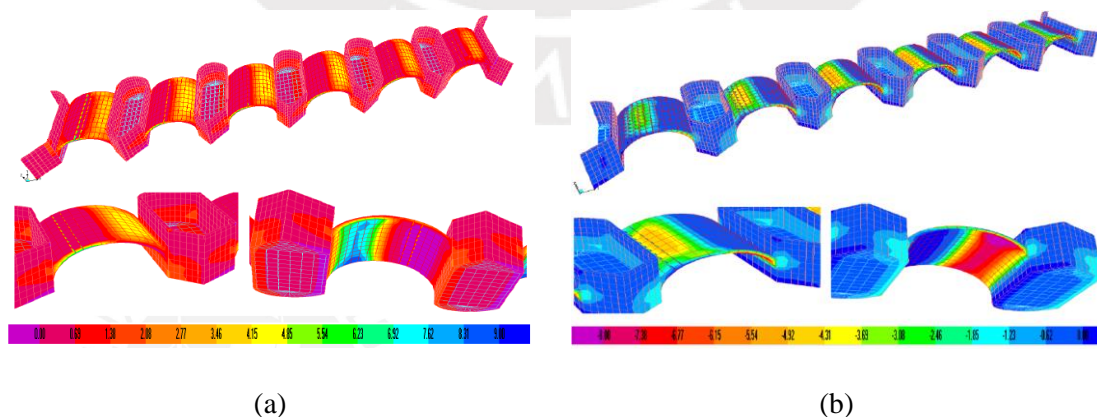
Además, recientemente se han desarrollado estudios experimentales en el puente Trujillo, como parte de los trabajos de la construcción de la línea amarilla, obteniéndose resultados relativamente buenos de la mampostería. Para el esfuerzo de compresión se obtuvo un valor promedio de 7.62 MPa, con valores extremos de 4.60 y 13.04 MPa. Mientras que para el esfuerzo de tracción se obtuvo un valor promedio de 2.43 MPa, con valores extremos entre 1.5 y 3.8 MPa. En el caso de la densidad, se obtuvo valores entre 2080 y 2630  $\text{kg/m}^3$ , con un valor promedio de 2310  $\text{kg/m}^3$ . Sin embargo, mediante sondeos se hallaron zonas donde el material no es resistente, como grava suelta, arena y arcilla, distribuidos aleatoriamente. Por lo tanto, los parámetros resistentes de los pilares serían menores a los valores de los ensayos realizados (Vicente M., 2014).

## **2.5. Casos de aplicación**

Recientemente se han desarrollado alrededor del mundo análisis de evaluación sísmica de puentes de mampostería, aplicando el análisis Pushover junto con el MEF y/o análisis límite. Muchos de estos análisis incluyeron análisis de sensibilidad de algunas propiedades, a fin de comprender mejor la influencia de la variación de las propiedades sobre la respuesta de la estructura.

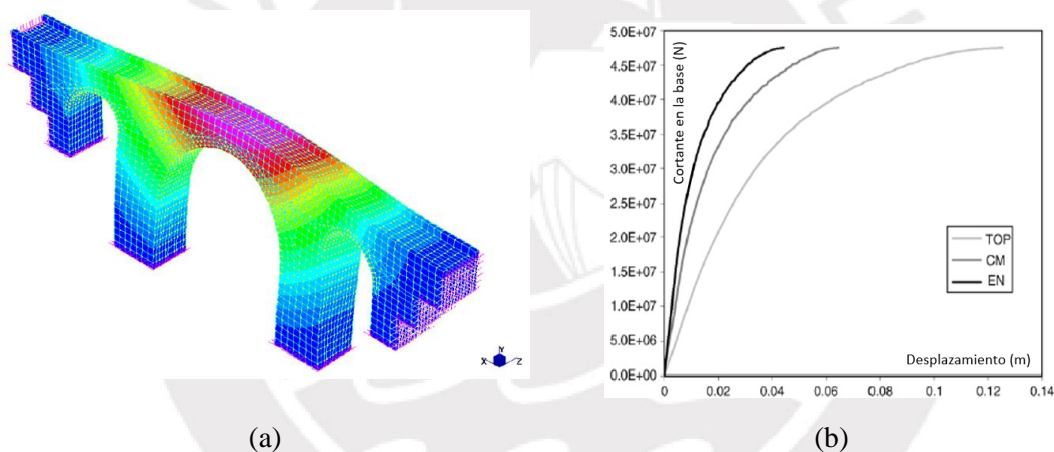
Bardales en su tesis de 2013, describe los criterios para la evaluación de puentes de piedra en el Perú, dando pautas para su intervención en base a criterios de cartas internacionales

sobre la conservación monumentos históricos. En su trabajo realiza el análisis estructural del puente Trujillo considerando su condición primogénita, haciendo uso del método de elementos finitos a través del software SAP2000 v.14, con elementos tipo sólido. La geometría y propiedad de los materiales fue obtenida de referencias bibliográficas. Se consideraron todos los apoyos de la base fijos y con un resorte se representó la forma de contacto con el terreno contiguo a los estribos. El análisis por cargas de gravedad constato que los principales esfuerzos que se presentan en la estructura son por compresión, manteniéndose los valores de esfuerzos por debajo de los máximos considerados. El análisis modal determinó que el primer modo de la estructura presenta un periodo de 0.117 s y el 55.09 % de masa participante en la dirección longitudinal del puente. El análisis lineal estático de la estructura para un sismo frecuente, muestra que los esfuerzos máximos de tracción (0.46 MPa) y compresión (0.41 MPa) longitudinales en el extradós de los arcos, son casi el doble de los esfuerzos máximos de tracción (0.24 MPa) y compresión (0.24 MPa) en la dirección transversal. Mientras que los esfuerzos máximos en el intradós de los arcos son similares para ambas direcciones (longitudinal, 0.84 MPa [C] y 0.85 MPa [T] y, transversal, 0.83 MPa [C] y 0.80 MPa [T]). Finalmente, se realizó un análisis por carga vehicular, según los lineamientos del Manual de Diseño de Puentes, demostrando que se hizo bien en restringir el tránsito vehicular en dicho puente. Por otro lado, se realizó un análisis de sensibilidad del módulo de elasticidad (E) y peso específico ( $\gamma$ ), demostrándose que los esfuerzos de compresión varían mucho más cuando el E de la mampostería y relleno tienen un valor alto; no sucediendo lo mismo con los esfuerzos de tracción. Vale precisar que dicho análisis se realizó sobre un tramo del puente.



**Figura 2.9.** Esfuerzos máximos en la dirección x (longitudinal) producto del análisis sísmico estático lineal del puente Trujillo: (a) tracción y, (b) compresión (Bardales, 2013, pp. 124 y 125).

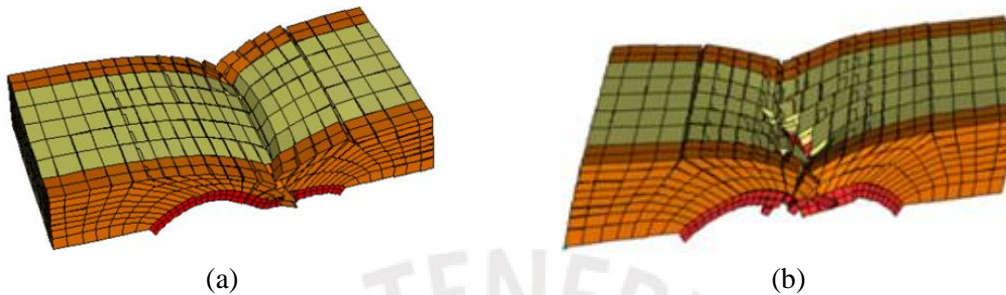
Pelà et al. (2009), proponen una metodología para la evaluación sísmica de puentes de arco de mampostería, utilizando un análisis estático no lineal junto con un análisis de espectro de respuesta, según el Método N2 (Fajfar, 2000), bajo el enfoque de la filosofía de diseño basada en el desempeño. Se desarrolla un análisis dinámico experimental para calibrar los materiales y propiedades dinámicas del puente a fin de obtener un modelo representativo. El análisis no lineal se llevó a cabo aplicando la ley constitutiva de Drucker Prager, considerando propiedades no lineales ( $f_t$ ,  $f_c$ ) de la literatura. El análisis se realiza en la dirección transversal que es la más vulnerable, desarrollándose además un estudio paramétrico de  $f_t$  y  $f_c$ , identificándose una mayor incidencia del esfuerzo de tracción sobre el esfuerzo de compresión, al momento de construir la curva Pushover. El estudio revela que la elección de la posición del nodo de control en el análisis Pushover puede variar significativamente la pendiente de la curva de capacidad, pero su influencia en la evaluación del margen de seguridad no es muy grande.



**Figura 2.10.** Evaluación sísmica del puente S. Marcello Pistoiese; (a) análisis modal, Modo 1, frecuencia = 3.998 Hz y, (b) curvas Pushover para diferentes puntos de control, parte superior de la estructura (TOP), el centro de masa de la estructura (CM) y punto equivalente de energía virtual (EN) (Pelà et al., 2009, 31, pp. 1781 y 1784).

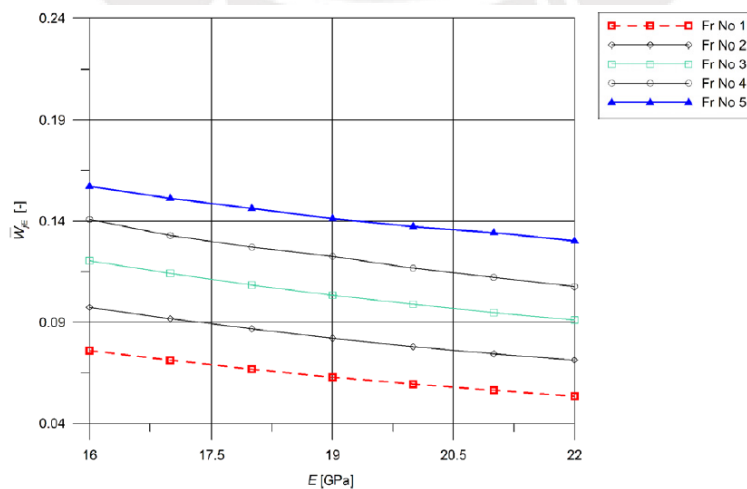
En Milani y Lourenço (2012) se propone un código numérico de elementos finitos 3D para analizar el comportamiento no lineal estático de puentes de mampostería bajo cargas verticales. Se da importancia al análisis 3D cuando se somete el puente a cargas excéntricas, siendo más importante aún, cuando se analizan puentes esviados. El código se basa en una discretización de elementos finitos de la estructura usando elementos paralelepípedos de 8 nodos rígidos e infinitamente resistentes e interfaces no lineales que muestran el deterioro de las propiedades mecánicas. Cada material del puente (arco, muros de spandrel, pilares y relleno) se modelan utilizando interfaces que tienen

diferentes comportamientos constitutivos y propiedades mecánicas. Finalmente se realiza el análisis 2D y 3D de dos puentes de mampostería a escala real, concluyéndose que para puentes esviados un análisis 3D resulta idóneo. Mientras que, para otro tipo de análisis, un análisis 2D sigue siendo adecuado arrojando resultados similares que un análisis 3D, pero con un menor gasto computacional.



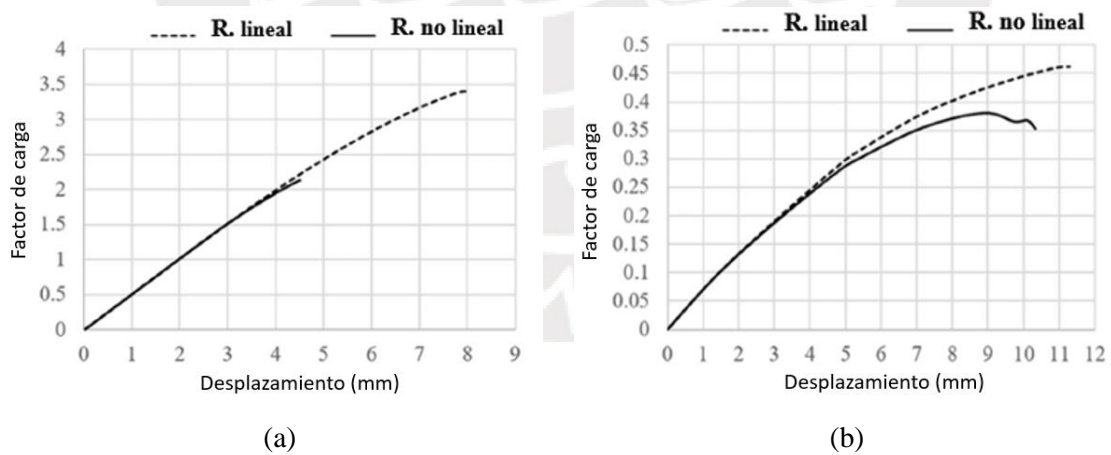
**Figura 2.11.** Deformada última del puente utilizando el código de elementos finitos propuesto, (a) arco recto y, (b) arco esviado (Milani y Lourenço, 2012, 110, p.141).

Lubowiecka et al. (2009), desarrollan una metodología para evaluar puentes de mampostería, utilizando TLS y GPR para determinar la geometría y composición interna de la estructura, respectivamente. Se demuestra que tales métodos no invasivos son apropiados para construir modelos de elementos finitos representativos. Además, se realiza el análisis de sensibilidad de la influencia de la variación del módulo de elasticidad ( $E$ ) en la respuesta dinámica del puente, demostrándose que este genera mayor variación sobre las frecuencias más altas de vibración que las más pequeñas, siendo estas últimas las más importantes para la estructura. Se infiere que, si las frecuencias aumentan con el crecimiento de  $E$ , su sensibilidad disminuye, como se muestra en la figura 2.12. Con respecto a las formas de los modos de vibración, estos no cambian con la variación de  $E$ .



**Figura 2.12.** Coeficiente de variación de frecuencias (1-5) (Lubowiecka et al., 2009, 31, p. 2675).

Por otro lado, Conde et al. (2017) presentan un enfoque multidisciplinario para la evaluación de puentes de mampostería, desarrollando un conjunto de pruebas no destructivas, que integra TLS, GPR, pruebas sónicas, y pruebas de vibración ambiental, cuya información permite construir el modelo de elementos finitos 3D. El modelo es calibrado mediante un algoritmo de optimización, considerando una estrategia de macromodelo para la mampostería. Se realiza un análisis no lineal de la mampostería, aplicando el total strain crack model rotating (TSCMR), mientras que para el relleno se usó la ley de Mohr-Coulomb. El análisis estructural del puente incluye análisis por cargas de gravedad, cargas móviles y cargas sísmicas (dirección transversal), determinando la influencia de los parámetros no lineales del relleno, sobre la respuesta de la estructura, como se muestra en la figura 2.13. Considerando la no linealidad del relleno, se realiza un análisis de sensibilidad de las propiedades no lineales de los materiales, para los tres casos. Las propiedades fueron obtenidas de referencias bibliográficas, considerando valores promedio para el modelo base y; la mitad y el doble del modelo base, para los límites inferior y superior, respectivamente. Se demuestra que la cohesión de los materiales de relleno y las propiedades de tracción no lineales de la mampostería son los parámetros que más influyen en la estructura. Por otro lado, las propiedades compresivas son las que mayor impacto tienen sobre el análisis gravitacional.



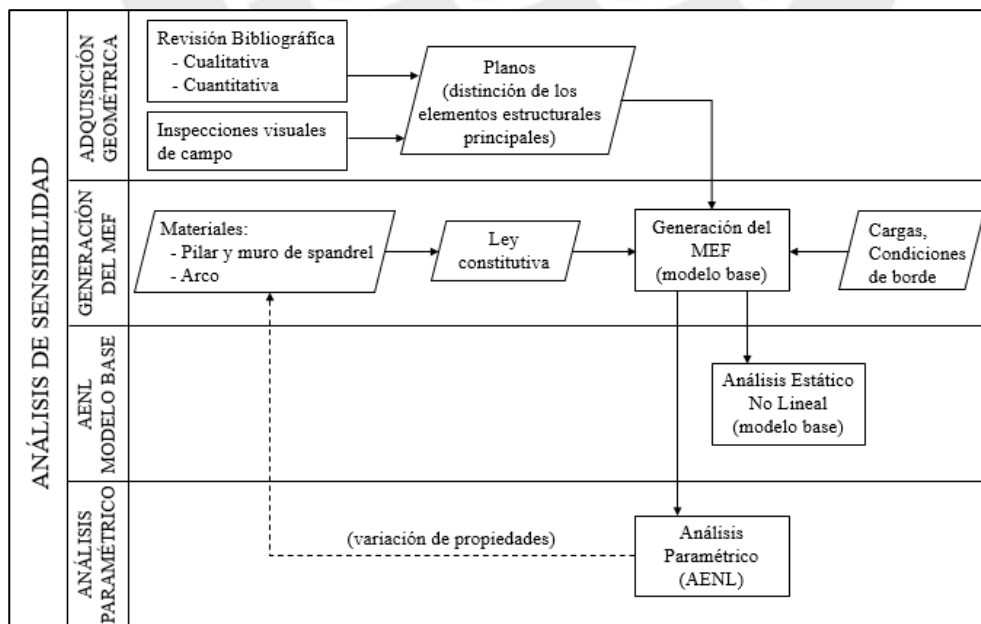
**Figura 2.13.** Efectos de considerar la no linealidad del relleno, para algunos escenarios analizados: (a) carga de gravedad y, (b) análisis Pushover (Conde et al., 2017, 148, p. 631).

## **CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO**



### 3.1. Introducción

La metodología propuesta se agrupa principalmente en cuatro etapas: la evaluación cualitativa y adquisición de información geométrica, la generación del modelo de elementos finitos, el análisis sísmico del modelo base y, el análisis de sensibilidad. El flujo de trabajo se muestra en la figura 3.1. La primera etapa consiste en una descripción general de las características del puente y adquisición de la geometría en base a información bibliográfica (libros, revistas, diarios, tesis, entidades gubernamentales afines, entre otros). El levantamiento geométrico involucra un proceso de revisión de planos y selección de parámetros estructurales de importancia que permita la generación de modelo 3D. Dichos resultados se constatan con visitas a campo. La segunda etapa consiste en la generación del Modelo de Elementos Finitos mediante un software comercial, que contenga dentro de sus librerías, leyes constitutivas que permitan describir el comportamiento no lineal de los materiales de la estructura. Las propiedades de los materiales serán obtenidas de referencias bibliográficas y estudios afines, considerando propiedades promedio para el modelo base. La tercera etapa consiste en la determinación de la capacidad sísmica del modelo base mediante un análisis estático no lineal, en la dirección más vulnerable. Finalmente, se realizará el análisis de sensibilidad del modelo base, variando las propiedades no lineales de los materiales, de acuerdo al estudio bibliográfico desarrollado. El análisis considerará también la variación de dichas propiedades en función de dos elementos estructurales importantes, el pilar y el arco.



**Figura 3.1.** Metodología para el análisis de sensibilidad del comportamiento sísmico no lineal de puentes de mampostería de piedra abovedado en arco.

### **3.2. Evaluación cualitativa de los puentes de mampostería de piedra en arco**

Según Lovón (2006), para intervenir los monumentos históricos es de suma importancia saber analizar, evaluar e interpretar el comportamiento y funcionamiento de los diferentes elementos estructurales que lo conforman. La metodología propone una revisión bibliográfica de los antecedentes históricos y una descripción de la situación actual de la estructura, que permita identificar su geometría, materiales y condiciones de borde. Esta etapa es quizás la más larga y en muchos casos casi insuficiente en cuanto a información (Bardales, 2013). Las características de los materiales serán definidas en base a la literatura afín, de acuerdo a su composición y contexto histórico en el cual fue construido, según lo sugerido en diversos trabajos (Bardales, 2013; Scheibmeir, 2012; Shah, 2016). Se establecen similitudes con otros puentes y/o trabajos de los cuales se pueda extraer ciertos datos que permitan construir el modelo de elementos finitos. Dicha revisión será acompañada de la inspección in situ del puente afín de verificar la información.

Bardales (2013), propone 6 aspectos referidos a la recopilación de información bibliográfica disponible para el análisis de esta tipología de puentes: geometría, características de los materiales, naturaleza y estado del puente, característica estructural - clasificación tipológica, caracterización geométrica y caracterización mecánica. Todos ellos relacionados con el contexto histórico e inspecciones in situ a realizar.

### **3.3. Levantamiento geométrico**

Esta etapa se desarrolla en base a una colección de planos, donde se indique: planta y alzados generales, detalles de luces, anchos de pilas, espesores de muros de mampostería, anchos de bóvedas y sección transversal, verificados con inspecciones in situ (Bardales, 2013). Una vez obtenidos los planos se procede a analizar y destacar los elementos estructurales del puente, dejando de lado aquellos elementos no estructurales y/o arquitectónicos. Los datos necesarios para el estudio son comparados con valores habituales y/o con las reglas de proyecto propuestas por los ingenieros de la época, para la tipología de construcción que representa el puente de mampostería (Bardales, 2013). Al final se obtiene planos en planta y elevación en formato CAD, referidos únicamente a aquellos elementos estructurales, que serán representados en el software de elementos finitos a aplicarse.



### **3.4. Generación del modelo de elementos finitos (MEF)**

Después de haber definido las características geométricas de los elementos estructurales del puente en formato CAD, se procede a la generación del modelo numérico 3D, aplicándose el método de elementos finitos. Este tipo de análisis resulta ser el método más valioso cuando se necesita un nivel de precisión y eficacia adecuado (Lourenço, 2009). Además, el modelo de elementos finitos 3D resulta adecuado para este tipo de estructuras donde el relleno juega un papel importante, y más aún cuando se trate de puentes esviados (Conde et al., 2017; Milani y Lourenço, 2012; Pelà et al., 2009). La estructura se discretiza utilizando elementos sólidos tetraédricos de cuatro nodos. Este tipo de elementos finitos proporciona gran flexibilidad para adaptarse a la geometría y una gran compatibilidad con los algoritmos de mallado automático (Taliercio y Binda, 2007). Las condiciones de borde serán consideradas en el modelo de acuerdo al análisis que se desarrolle (análisis de modos y frecuencias naturales y, análisis estático no lineal) a fin de controlar la convergencia del modelo constitutivo aplicado (Scheibmeir, 2012).

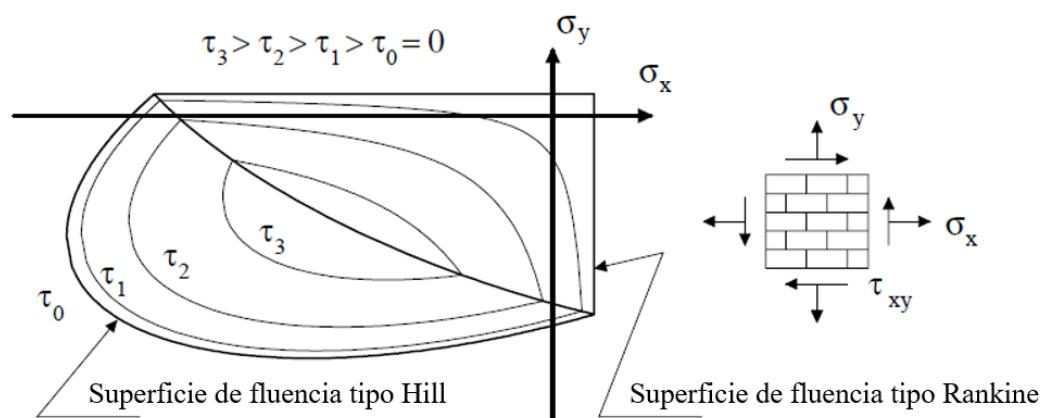
Las propiedades mecánicas elásticas e inelásticas de los materiales se obtienen de bibliografía y/o estudios similares, así como sugerencias de códigos y/o directrices existentes, tal como se describieron en la sección 2.4. En base a ello se establecen los rangos de valores a considerar para el análisis paramétrico.

#### **3.4.1. Enfoques de elementos finitos para el modelado de la mampostería**

Como se describió en la sección 2.3.2, existen tres estrategias de modelamiento para la mampostería, según el grado de precisión que se quiera obtener, micromodelo, micromodelo simplificado y macromodelo (Lourenço, 1996). Para el presente trabajo se aplicará la estrategia de macromodelo, utilizado para el análisis de muchas estructuras como puentes de arco, edificios históricos, mosquitas y catedrales (Roca et al., 2010), basados en la formulación de elementos finitos de daño por tensión-compresión. Bajo dicho enfoque, la estrategia describe la mampostería como un material homogéneo continuo (Tarque, 2011), cuyas propiedades homogenizadas pueden ser obtenidas a partir de sus componentes individuales (unidades, mortero e interfaz). Existen distintos criterios y/o técnicas para la homogenización, descritos en códigos como el Eurocódigo 6 (BS EN 1996-1:2005 (DE), 2005) y literatura afín (Lourenço, 1996).

Los modelos continuos para mampostería histórica, involucran la tarea desafiante de tener que combinar una descripción numérica estable, superando dificultades algebraicas como las singularidades de la superficie de fluencia y los datos experimentales, para representar correctamente su comportamiento mecánico (Scheibmeir, 2012). Según Scheibmeir (2012), la descripción numérica debería considerar las características anisotrópicas de la mampostería, debido a la disposición geométrica de las unidades de mampostería y mortero. Asimismo, establecer diferentes criterios de fluencia a tensión, compresión y cortante, ya que dichos fenómenos conducen a fallas diferentes. En el orden descrito se tiene agrietamiento localizado, aplastamiento disperso y falla por cizallamiento que está dominada por la cohesión. Todos estos eventos se agudizan más aún en la etapa post pico.

El modelo que más se ajusta para la mampostería es el desarrollado por Lourenço (1996), el cual desarrolla una superficie de fluencia ortotrópica, combinando el criterio tipo Hill en compresión con el de tensión cut-off de Rankine (ver figura 3.2.). Asimismo, se aplica un comportamiento post pico (ablandamiento por tensión y, endurecimiento y ablandamiento por compresión), que se asemejan a los resultados experimentales obtenidos. Los ejes del material son definidos paralelos y perpendiculares a las juntas horizontales. Sin embargo, para describir apropiadamente el modelo, se requiere aparte de los parámetros elásticos (anisotrópicos), siete parámetros de resistencia ( $f_{tx}, f_{ty}, f_{mx}, f_{my}, \alpha, \beta, \gamma$ ) y cinco parámetros inelásticos ( $G_{fx}, G_{fy}, G_{fcx}, G_{fcy}, k_p$ ), provocando que el modelo de Lourenço no sea aplicable en la práctica debido a la falta de datos experimentales.



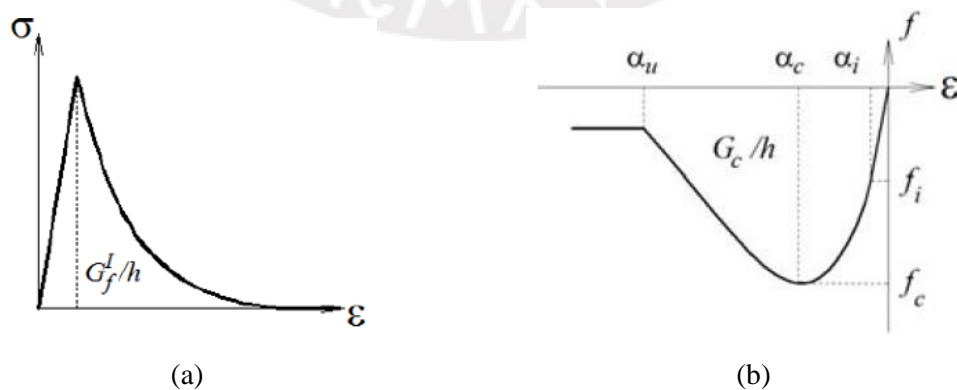
**Figura 3.2.** Superficie de fluencia compuesta con líneas de esfuerzo iso-cortante propuestas por Lourenço (Lourenço, 1996, p. 126). Considerando diferentes valores de resistencia para la tensión y compresión a lo largo de cada eje del material.

### 3.4.2. Propagación de daño

La mampostería destaca por su buen comportamiento a la compresión y baja capacidad de resistencia a la tracción, con una rápida reducción de la tracción en la zona plástica (ablandamiento por tracción) (Tarque, 2011). Por lo que, la evaluación de las fallas de la mampostería, dependerá de la selección de un comportamiento constitutivo adecuado (Feenstra y De Borst, 1992; Feenstra y Rots, 2001). En este sentido, el modelamiento de daño de la mampostería está relacionado con la generación de grietas, las cuales se definen como discontinuidades geométricas que separan el material (Moreira, 2016).

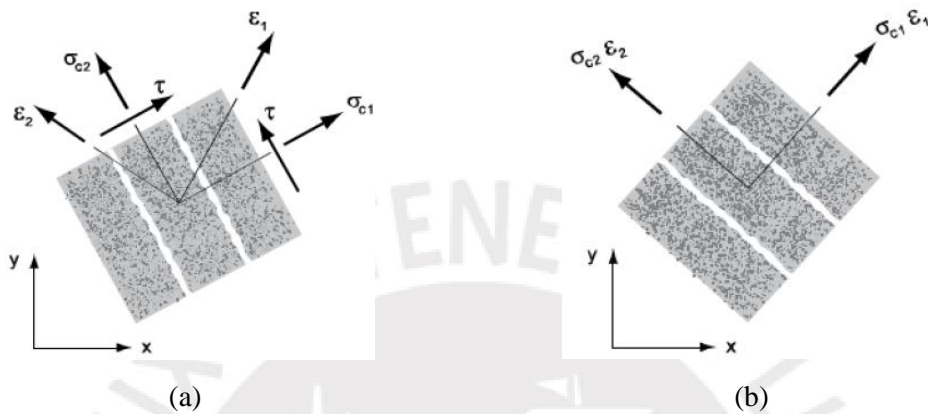
Complementando lo descrito, la modelación de la mampostería puede analizarse de dos maneras: la mecánica de fractura o la mecánica continua. El primero, conocido como enfoque discreto, considera daños en zonas específicas (como las juntas de mortero) y está relacionado con el enfoque de micromodelo. Mientras que el segundo predice grietas y daño en todo el continuo, bajo un enfoque de macromodelo (Tarque, 2011). Además, bajo el enfoque de la mecánica continua, la mampostería puede ser representada a su vez por modelos de plasticidad de daño (damaged plasticity models) o modelos de grieta manchada (smeared crack models).

El modelo de grieta manchada, usa elementos continuos donde se supone que las grietas de mampostería están propagadas y distribuidas por todo el modelo, en términos de deformaciones (DIANA FEA BV, 2017). El proceso de fractura se da cuando el máximo esfuerzo de tracción es superado. En esta etapa la propagación de grietas es controlada por el diagrama de ablandamiento por tensión y energía de fractura del material (Cruz, Barros, y Azevedo, 2004). Los datos principales para el modelo son la ley constitutiva de tracción y compresión, tal como se muestra en la figura 3.3.



**Figura 3.3.** Leyes constitutivas de la mampostería compuesta (curvas de esfuerzo-deformación): (a) comportamiento de tracción y, (b) comportamiento de compresión (Tarque, 2011, p. 71).

Según Moreira (2016), los modelos más comunes de smeared crack, asumen un modelo de deformación total, con la posibilidad de grietas ortogonales en cada punto de integración. Estas a su vez, pueden clasificarse en formulaciones de grietas fijas (simple o múltiple) y rotadas (múltiple). Las grietas pueden ser fijas durante todo el proceso de carga y descarga, independiente de la dirección actual de los esfuerzos de tensión o, rotada con la carga, tal como se muestra en la figura 3.4.



**Figura 3.4.** Modelos de grieta ortogonal: (a) modelo de grieta fija y, (b) modelo de grieta rotada (Midas FEA v2.9.6, citado por Tarque, 2011, p. 72).

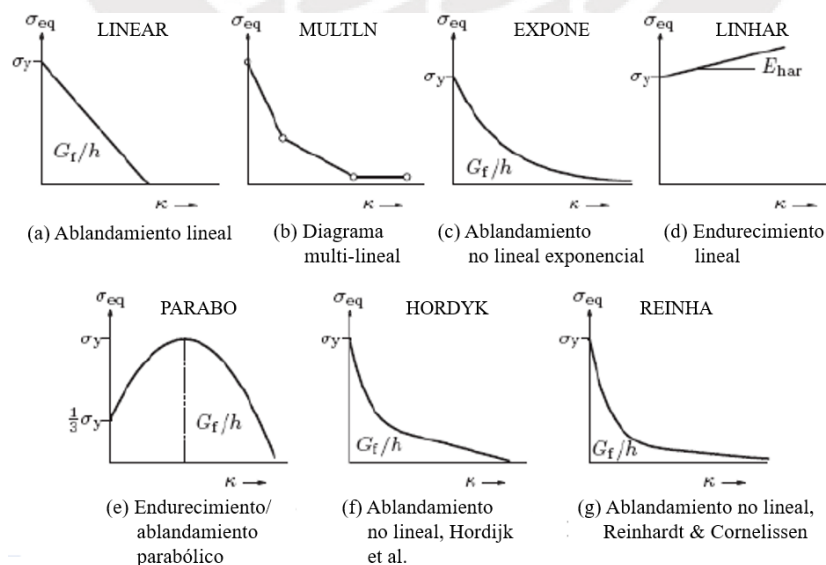
Según Tarque (2011), el modelo de plasticidad de daño considera dos mecanismos principales de falla del material que son el agrietamiento por tracción y aplastamiento por compresión. El modelo supone que la falla del material puede modelarse de manera efectiva utilizando su tracción uniaxial, compresión uniaxial y características de plasticidad. El agrietamiento está representado por los factores de daño que reducen el módulo de elasticidad en tracción y compresión.

Los modelos constitutivos de la mampostería descritos, están incorporados en distintos softwares comerciales, como MIDAS FEA, DIANA FEA, ABAQUS, entre otros. Además, la simulación del comportamiento inelástico de los materiales a través de dichos modelos, consideran un comportamiento cuasi-frágil de la mampostería, referidos al comportamiento a compresión, tracción y corte. Entre los parámetros necesarios para describir las funciones de ablandamiento y endurecimiento de la mampostería, se tienen la energía de fractura de compresión ( $G_c$ ) y una función de endurecimiento y ablandamiento a compresión, la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ) y una función de ablandamiento para tracción y un factor de retención de corte ( $\beta$ ) (Scheibmeir, 2012). La energía de fractura se entiende como la integral del diagrama de esfuerzo-desplazamiento para un esfuerzo uniaxial y, también puede ser definida como la energía necesaria para

crear un área unitaria de una grieta completamente desarrollada (Lourenço, 1996). El factor de retención de corte representa la resistencia residual o fricción entre las dos superficies de una grieta (Scotta, Vitaliani, Sietta, Oñate, y Hanganu, 2001).

### 3.4.3. Modelos constitutivos de los materiales

Con respecto a la mampostería, existen distintas leyes constitutivas que pueden aplicarse, variando desde las más simples hasta las más complejas. Según Pelà et al. (2009), el modelo simple de Drucker Prager presenta ciertas limitaciones que sobreestiman la capacidad de la estructura, por lo que el uso de leyes complementarias (ver figura 3.5), reflejan mejor el comportamiento de la mampostería. Un ejemplo de ello, es el modelo de Drucker Prager con ablandamiento por tracción, el cual se asemeja al criterio Rankine-Hill, pero sin tomar en cuenta la anisotropía. Esta característica hace que sea el modelo más apropiado para la mampostería, según el manual del usuario de DIANA FEA. Por otro lado, Scheibmeir (2012), compara cuatro tipos de modelos constitutivos (Drucker Prager, Drucker Prager con Ablandamiento por Tracción, Total Strain Crack Model Fixed y Total Strain Crack Model Rotating). De la investigación concluye que los métodos más recomendados para el modelamiento de mampostería son el segundo y tercero, respectivamente, los cuales brindan resultados similares. Por lo tanto, en el presente estudio, la mampostería será modelada mediante el modelo de Drucker Prager con Ablandamiento por Tracción. Este resulta de la combinación de un modelo de grieta manchada para tracción (tension cut-off de Rankine con ablandamiento por tracción) y un modelo de plasticidad para compresión (como el modelo de Drucker Prager).

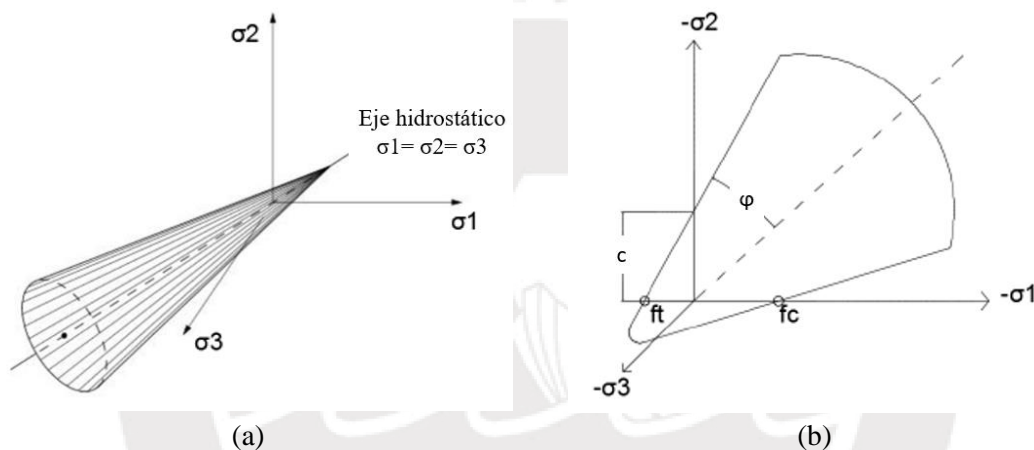


**Figura 3.5.** Leyes complementarias para el comportamiento de la mampostería (DIANA FEA BV, 2017).

Por otro lado, para el caso del material de relleno, se aplicará el modelo de plasticidad de Drucker Prager, sugerido y recomendado por muchos autores como, Fanning y Boothby (2001), Lubowiecka et al. (2009), Pelà et al. (2009), Zampieri et al. (2015), entre otros.

### 3.4.3.1. Drucker Prager

Según Scheibmeir (2012), el modelo de Drucker Prager se utiliza en suelos, rocas, concreto y mampostería. Esta toma en cuenta el comportamiento isotrópico con parámetros de fluencia iguales en tracción y compresión, donde la presión hidrostática depende de la fluencia. En el espacio 3D la superficie de esfuerzo de fluencia tiene la forma de un cono circular, con el vértice representando el esfuerzo de fluencia de tracción (generalmente bajo), como se muestra en la figura 3.6.



**Figura 3.6.** Superficie de fluencia de Drucker Prager: (a) trazada en el espacio 3D de esfuerzos principales y, (b) trazada en el espacio 2D (Shah, 2016, pp. 24 y 27).

La función de fluencia es:

$$f = \sqrt{J_2} - \alpha \cdot I_1 - k = 0 \quad (3.1)$$

Donde  $J_2$  es la segunda variante de esfuerzo desviador y  $I_1$  es la primera invariante de esfuerzo,  $k$  y  $\alpha$ , son constantes que pueden ser expresados en términos de cohesión  $c$ , y ángulo de fricción interno  $\varphi$ :

$$k = \frac{6 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad (3.2)$$

$$\alpha = \frac{2 \cdot c \cdot \sin \varphi}{\sqrt{3} \cdot (3 - \sin \varphi)} \quad (3.3)$$

De las ecuaciones anteriores, notamos que con sólo dos parámetros  $c$  y  $\varphi$ , se puede describir el modelo, el cual es fácil de implementarse al MEF permitiendo una solución numérica sencilla (Scheibmeir, 2012). Diferentes investigadores como, Frunzio et al. (2001), Leprotti et al. (2010), Pelà et al. (2009), Bariş Sevim et al. (2011) y Shah (2016), han utilizado este método para modelar la mampostería.

Además, considerando las propiedades mecánicas de la mampostería, en función de los esfuerzos de compresión ( $f_c$ ) y esfuerzos de tracción ( $f_t$ ), podemos obtener estos, a partir de los parámetros  $\varphi$  y  $c$ . Para lograr ello reordenamos la función de fluencia del modelo de Drucker Prager, según Chen y Han (1988):

$$f_t = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 + \sin \varphi} \quad (3.4)$$

$$f_c = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.5)$$

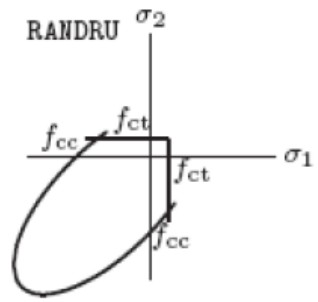
Según Scheibmeir (2012), el modelo de Drucker Prager, aplicado a la mampostería, asume un comportamiento isotrópico, antes y después de la fluencia. No describe la respuesta frágil de la mampostería en tracción, sobrestimando el esfuerzo de tracción. Además, tampoco toma en cuenta la disminución del módulo de rigidez en la compresión, cuando se alcanza la máxima deformación. Por otro lado, la dependencia de la presión hidrostática del modelo provoca que los materiales cuasi frágiles no puedan dañarse en altos confinamientos. Sin embargo, altas presiones hidrostáticas introducen micro daños en el material que el modelo no detecta, los cuales provocan la disminución de la rigidez después de liberarse el estado de presión hidrostática. Por lo tanto, el modelo de Drucker Prager no toma en cuenta el daño causado por altos estados de esfuerzo, siendo necesario incluir leyes adicionales (Pelà et al., 2009).

Por otro lado, el modelo de Drucker Prager puede utilizarse adecuadamente para materiales sin confinamiento y suelos, como el material de relleno de un puente de mampostería (Fanning y Boothby, 2001).

### **3.4.3.2. Drucker Prager con ablandamiento por tracción**

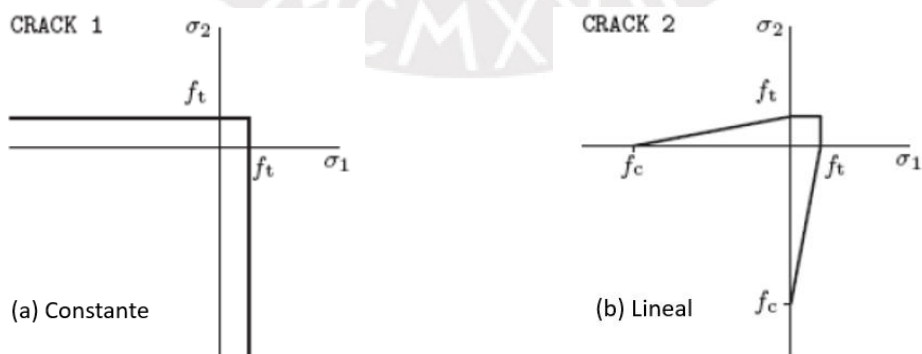
Con el objetivo de mejorar las deficiencias del modelo de Drucker Prager en el régimen de tracción, este método combina una ley de Drucker Prager en compresión y tension cut-off con ablandamiento lineal en el régimen posterior al pico (Scheibmeir, 2012). En la

figura 3.7, se muestra uno de los modelos de plasticidad del concreto (Rankine/Drucker Prager), que cuenta el software DIANA para el análisis de la mampostería. Este modelo es llamado Multidirectional Fixed Crack. De acuerdo al modelo, el agrietamiento del material isotrópico se define como una combinación de tres componentes: tension cut-off, ablandamiento de tracción y retención de corte (Scheibmeir, 2012). Esto incluye conocer tres parámetros del material, resistencia a la tracción, energía de fractura para el modo I (falla por tracción) y un factor de retención por corte para el modo II (falla por corte) (DIANA FEA BV, 2017).



**Figura 3.7.** Modelo de plasticidad del concreto: Rankine/Drucker Prager (DIANA FEA BV, 2017).

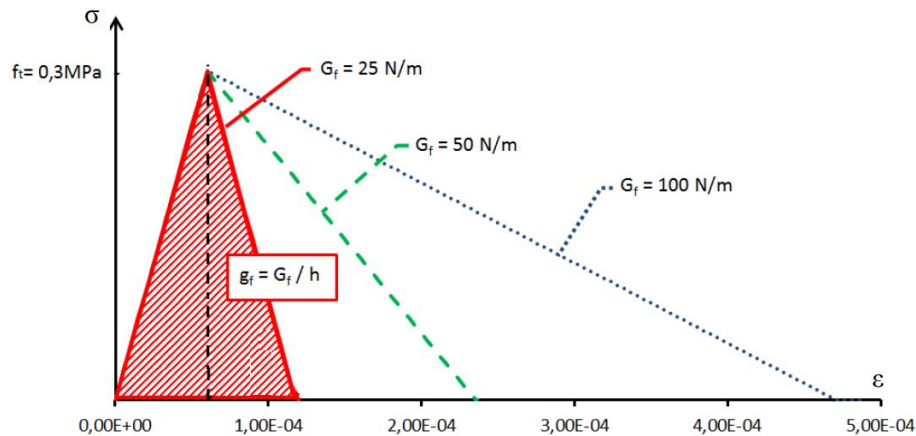
Tension cut-off, según el software DIANA, puede ser constante o lineal, la cual depende de considerar o no, la resistencia a la compresión del material. Para el caso constante, el esfuerzo de compresión se omite, asumiéndose una resistencia a la compresión infinita del material, como se observa en la figura 3.8a. En cambio, cuando se considera lineal, se limita el esfuerzo máximo de compresión a un valor, tal como se muestra en la figura 3.8b. Para el presente estudio, se aplicará el caso lineal.



**Figura 3.8.** Tension cut-off, (a) constante y, (b) lineal (DIANA FEA BV, 2017).



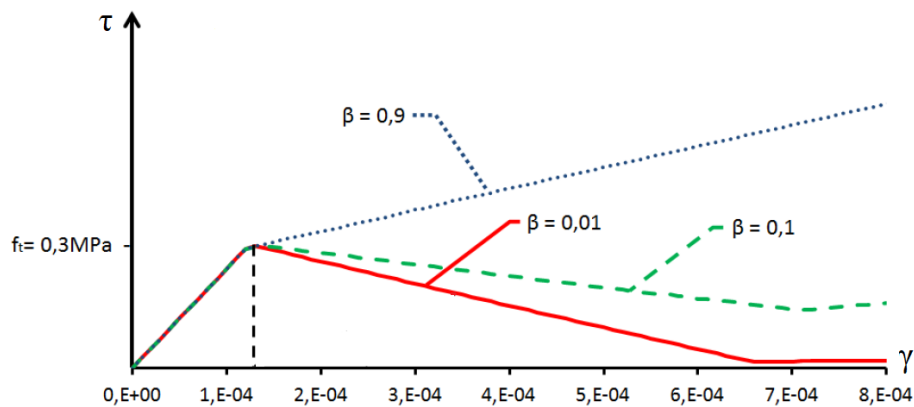
La función de ablandamiento por tracción toma en cuenta el daño producido después de exceder el esfuerzo de fluencia en tracción. En el régimen post pico, la rigidez disminuye gradualmente, ya que después de cada paso de carga se calcula la rigidez de la grieta (DIANA FEA BV, 2017). El software DIANA FEA, ofrece una gran variedad de funciones de ablandamiento, sin embargo, para propósitos de la presente tesis se utilizará una función lineal, tal como se muestra en la figura 3.9.



**Figura 3.9.** Multidirectional fixed crack model (DIANA FEA BV, 2017) con Drucker Prager con ablandamiento por tracción – Comportamiento del material con ablandamiento bajo tracción uniaxial (Citado en Scheibmeir, 2012, p. 24).

De la figura 3.9, el modelo queda definido por dos parámetros principales que son el esfuerzo de tracción ( $f_t$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ). Un parámetro más que se observa es “ $h$ ”, que representa el ancho de banda de grieta. Según lo explicado por Lourenço (1996), al utilizar el smeared crack model en un cálculo de elementos finitos, la energía de fractura del material debe normalizarse de acuerdo con una longitud equivalente ( $h$ ), para obtener resultados objetivos de malla con respecto al refinamiento de la malla. En el modelo de elementos finitos, la longitud equivalente ( $h$ ) está relacionada con la malla adoptada y depende del tipo de elemento, tamaño, forma, método de integración, etc. Para el modelo aplicado en este estudio, DIANA asume el valor de  $h$  como la raíz cúbica del volumen de todos los elementos sólidos considerados.

En la figura 3.10, se muestra la superficie de falla para el modo II (corte), considerando una función lineal, la cual es parecida a la del modo I. Aunque según Lourenço (1996), los resultados experimentales muestran una ley de ablandamiento exponencial.



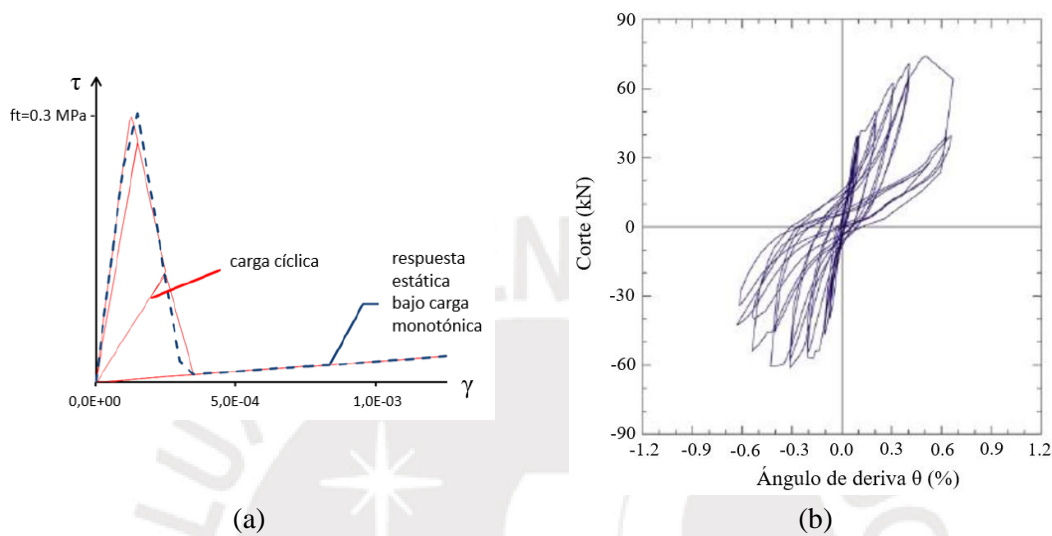
**Figura 3.10.** Multidirectional fixed crack model (DIANA FEA BV, 2017) con Drucker Prager con ablandamiento por tracción – Comportamiento del material con retención por corte bajo cortante uniaxial (Citado en Scheibmeir, 2012, p. 25).

La resistencia residual en el diagrama  $\tau$ - $\gamma$  es el ángulo de fricción seco (Lourenço, 1996; Scotta et al., 2001), lo que provoca nuevamente una pendiente ascendente de la función  $\tau$ - $\gamma$  más allá del mínimo al final de la curva de ablandamiento (ver figura 3.9). Debido al ángulo de fricción seco, el comportamiento de corte no se puede implementar en el código de elementos finitos con la energía de fractura en el modo II, que es el área debajo de la curva esfuerzo-deformación, incluida el área de fricción seca. Por lo tanto, en su lugar se aplica el factor de retención de corte ( $\beta$ ) (Scheibmeir, 2012).

El software DIANA FEA, considera dos maneras de representar el factor retención de corte ( $\beta$ ). En la primera no se considera el factor  $\beta$ , por lo tanto, el módulo de corte no se reduce. Mientras que la segunda forma considera el factor  $\beta$ , donde la rigidez al corte agrietado se reduce en relación al valor de  $\beta$ , que toma valores ente 0 y 1.

Scheibmeir (2012), desarrolló el comportamiento bajo carga cíclica de los modelos de Drucker Prager y Drucker Prager con ablandamiento por tracción, donde se verifican los modelos numéricos propuestos. Sin embargo, con respecto a la superficie de falla para el modo II (corte), afirma que los resultados numéricos planteados no reflejan el comportamiento experimental de la mampostería, como se muestra en la figura 3.11. Explica que para un alto factor de retención por corte (p.ej.  $\beta=0.9$ ) la resistencia al cizallamiento sigue creciendo después de alcanzar la resistencia máxima a la compresión, aunque con una rigidez decreciente. Mientras que para un menor factor de retención (p.ej.  $\beta=0.1$  o  $\beta=0.01$ ), la fricción residual aumenta después de pasar por un mínimo. En conclusión, la autora no encuentra una explicación clara del comportamiento de corte. Por otro lado, se demostró que la variación de los factores de retención de cizallamiento

$\beta$  de 0.01 a 0.1 tiene mayor impacto en la determinación de la capacidad sísmica, que el aumento de energía de fractura por tracción de 25 N/m a 100 N/m. Por lo tanto, considerando los alcances del presente estudio y el análisis desarrollado por Scheibmeir, (2012), el factor de retención de corte  $\beta$ , no será tomado en cuenta para el análisis de sensibilidad que se va a desarrollar debido a la falta de data experimental.



**Figura 3.11.** Modelo Drucker Prager más ablandamiento por tracción, bajo carga cíclica uniaxial en corte: (a) modelo numérico planteado (Scheibmeir, 2012, p. 33) y, (b) bucles histeréticos obtenidos experimentalmente para muros de corte de mampostería (Tena-Colunga et al., citado por Scheibmeir, 2012, p. 33).

### 3.4.4. Métodos numéricos de resolución

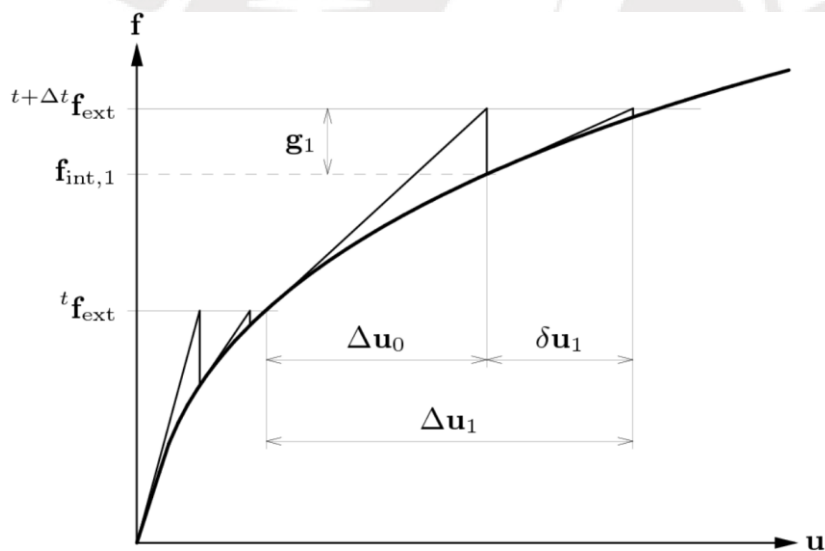
Cuando el comportamiento estructural asumido no es lineal, la relación entre los desplazamientos y las fuerzas ya no son proporcionales; por lo tanto, la solución numérica no es fácil de determinar como en el caso lineal. Entonces, es necesario aplicar métodos numéricos para resolver la ecuación no lineal, por medio de un procedimiento iterativo incremental. A través de este, las cargas o desplazamientos se aplican en incrementos predefinidos y se equilibran mediante un procedimiento iterativo (Nobre, 2013).

En el análisis no lineal, la confiabilidad de la solución depende de la solidez del algoritmo utilizado en el software, el número y tipo de elementos, la definición de condiciones de borde y tamaño de pasos, etc. (Nobre, 2013). En lo que respecta al tamaño de pasos, estos deben ser pequeños para lograr una buena aproximación a la solución real.

De acuerdo al manual del usuario de DIANA FEA, el equilibrio de las ecuaciones en cada paso del análisis no lineal se obtiene por medio de métodos de solución iterativa. En el

modelo de elementos finitos, existen diferentes métodos que podemos emplear, como el método de Newton Raphson, método de Newton Raphson-Modificado, método de Cuasi-Newton o Secante, entre otros. En la figura, 3.12 se muestra el proceso iterativo del método de Newton Raphson, donde la matriz de rigidez representa la rigidez tangencial de la estructura. La principal característica del método es que la matriz de rigidez se evalúa en cada iteración, llegando a converger con pocas iteraciones (DIANA FEA BV, 2017). Este es el método que se emplea para la solución numérica de los análisis que se llevaran a cabo.

Como complemento a los métodos iterativos indicados, se cuenta con herramientas numéricas que ayudan a acelerar el proceso de convergencia, como continuation method, line search, arc length control, entre otros, que se encuentran dentro de las opciones del software DIANA FEA, para los modelos numéricos indicados. No obstante, es importante aplicarlos con cuidado, ya que en algunos casos pueden provocar inestabilidad en el análisis numérico.



**Figura 3.12.** Método iterativo de Newton Raphson (DIANA FEA BV, 2017).

Generalmente, durante el proceso iterativo se determinan las fuerzas internas, que corresponden a un incremento de desplazamiento, y se verifica si los resultados son satisfactorios (cumplen cierta norma de convergencia). Si no se cumple ello, se calcula un nuevo incremento de desplazamiento, y se continua con el proceso hasta lograr la convergencia o, se haya alcanzado el máximo número de iteraciones (Nobre, 2013). Existen distintas normas de convergencia, entre ellas las relacionadas a fuerza, desplazamiento y energía.

### **3.5. Análisis sísmico estructural**

Después de haber generado el modelo de elementos finitos, se desarrolla el análisis sísmico del modelo base del puente Trujillo, considerando además un análisis paramétrico de las propiedades no lineales. Las propiedades consideradas para el análisis paramétrico fueron el esfuerzo de tracción ( $f_t$ ), esfuerzo de compresión ( $f_c$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ), considerando su variación tanto para el pilar como el arco. Se utiliza el Análisis Estático No Lineal para hallar la curva de capacidad, para los distintos escenarios propuestos en la dirección más vulnerable.

#### **3.5.1. Formas modales y frecuencias naturales**

El análisis modal se desarrolla con el objetivo de identificar las frecuencias naturales y formas modales de la estructura durante una vibración libre, el cual es importante para entender el movimiento dinámico de la estructura (Bardales, 2013). Por otro lado, como se explica en otros casos de estudio de puentes de mampostería de arco (Conde et al., 2017; Costa et al., 2013; Pelà et al., 2009; Sevim et al., 2011a, 2011b), la identificación dinámica y actualización de modelos son tareas indispensables en cualquier tipo de análisis estructural. Sin embargo, teniendo en cuenta el objetivo del presente estudio, no se desarrolla tal calibración por no disponer de datos experimentales.

#### **3.5.2. Análisis estático no lineal**

Se desarrolla un análisis estático no lineal (análisis Pushover), considerando cargas horizontales incrementales monotónicamente, que representan las fuerzas inerciales producidas por un terremoto (Eurocódigo 8). La distribución de carga aplicada será un patrón uniforme proporcional a la distribución de masa de la estructura, como lo sugieren muchas investigaciones, Nobre (2013), Pelà et al. (2009), Scheibmeir (2012), Zampieri et al. (2014), entre otros. En cuanto a la posición del punto de control, se escogerá la ubicada en la parte superior donde se produce los máximos desplazamientos, como lo recomienda el método N2 (Fajfar, 2000). Con los resultados del análisis, determinamos la relación fuerza-desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad idealizados como un sistema de un grado de libertad, también denominada curva de capacidad. Para lograr ello, se utiliza la fuerza cortante de la base y el desplazamiento en el punto de control, en la dirección de las cargas aplicadas.

### 3.6. Análisis paramétrico

Como se ha venido describiendo, las idealizaciones consideradas para los materiales o las solicitaciones, presentan gran incertidumbre y puede que no sean del todo ciertas (Peña, 2010). Una de las principales causas de ello es la falta de información y/o la variabilidad del parámetro, que para el caso de los materiales de estructuras patrimoniales es aún mayor (Lourenço, 1996). Por lo tanto, surgen los análisis paramétricos para tratar de disminuir las incertidumbres derivadas de dichas suposiciones. Estos tienen como principal objetivo evaluar la influencia de alguna variable o parámetro en el comportamiento estructural (Peña, 2010), en este caso análisis sísmico.

Por ejemplo, según Nobre (2013), cuando se realiza un análisis dinámico, las cargas se definen como aceleraciones que varían con el tiempo, donde los registros de aceleraciones pueden ser reales o sintéticos. La estructura podrá tener distintos comportamientos dependiendo del tipo del contenido de frecuencias y duración de la señal, valor máximo de aceleración, velocidad, desplazamiento del suelo, etc. Estas incertidumbres, nos obligan a realizar un análisis con distintos tipos de registros, vale decir, realizar un análisis paramétrico.

Para realizar un análisis paramétrico, es necesario definir valores base, valores límite superior e inferior. Siendo el valor base aquel con que se inician los análisis y se consideran como representativos de la estructura, mientras que los valores límite determinan el rango de variación que puede tener la variable o parámetro a considerar (Peña, 2010). En algunos casos el valor base puede ser también un valor límite, ya sea superior o inferior (Peña, 2010). En cuanto a la definición de los valores extremos, se han propuesto diferentes alternativas, como por ejemplo la desarrollada por Conde et al. (2017), quienes consideran como valor límite inferior la mitad del valor base y, límite superior igual al doble del valor base. No obstante, la determinación de dichos límites está sujeta a un estudio bibliográfico del parámetro que se desea evaluar.



**CAPÍTULO 4. CASO DE ESTUDIO:  
PUENTE TRUJILLO**

## **4.1. Introducción**

El diseño de estructuras nuevas y análisis de estructuras existentes requieren de un modelo estructural adecuado, para predecir el comportamiento real de las estructuras y proponer soluciones de rehabilitación de manera efectiva (Nobre, 2013). Para el caso del análisis sísmico de un puente de mampostería, la incursión en el rango no lineal es importante considerar (Pelà et al., 2009). Esto se debe a que las relaciones constitutivas entre esfuerzo y deformación empiezan a tomar mayor importancia durante los procesos de carga y descarga. En esta etapa se desarrollan desplazamientos mayores que el desplazamiento de fluencia, provocando la atenuación de las fuerzas, que se traducen en grietas graduales en algunas zonas de la estructura, hasta llegar al colapso (Pelà et al., 2009).

A continuación, se realiza una descripción histórica del puente Trujillo, resaltando su importancia y, variaciones arquitectónicas y/o estructurales sufridas a través de los años. Luego, se desarrolla el Modelo de Elementos Finitos 3D del puente Trujillo en su forma prístina, utilizando el software DIANA FEA, bajo el enfoque de macromodelo. A partir del modelo se desarrolla el Análisis Estático No Lineal de la estructura, y posterior análisis de sensibilidad de las propiedades no lineales.

### **4.1.1. Caso de análisis: Puente Trujillo, Lima – Perú**

El puente Trujillo es un puente histórico colonial ubicado sobre el río Rímac detrás de Palacio de Gobierno. A través de este puente se conectan el Jirón de la Unión del Cercado de Lima con el Jirón Trujillo del distrito de Rímac. Fue construido entre los años 1608 y 1610 por el maestro mayor Juan del Corral durante el mandato del virrey Juan de Mendoza y Luna, Marqués de Montesclaros. Fue declarado Monumento Histórico por el Ministerio de Educación mediante Resolución Suprema Nro. 2900-1972-ED de fecha 28 de diciembre de 1972.

El puente en su forma prístina fue construido con seis arcos, dos estribos y cinco pilares macizos que tenían la forma de tajamares semicirculares hacia el oeste y espolones triangulares hacia el este. Ambos elementos ascienden hasta la calzada a manera de contrafuertes laterales (Bardales, 2013), como se observa en la figura 4.1. Se hicieron además dos arcos de entrada en ladrillo, los cuales terminaban en dos torreoncillos con soportes de orden toscano cada uno (Aguirre, 2014). En el lado derecho de la figura 4.1a se muestra el arco de entrada, sobre el jirón de la Unión.





(a)



(b)

**Figura 4.1.** Puente Trujillo en su forma prístina: (a) vista del puente con su arco de entrada imagen tomada en 1865 y, (b) vista del puente en 1890, se observan los pretilos de piedra (parapetos) y sus balcones como miradores (Fuente: Biblioteca de la Municipalidad de Lima, citado por Bardales, 2013, pp. 101 y 102).

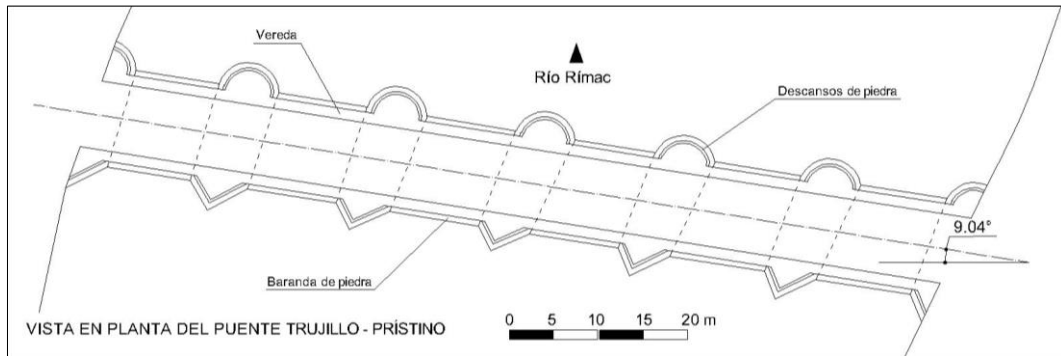
A través de los años el puente ha tenido diferentes modificaciones que han provocado que su diseño actual se vea distinto al diseño original. En la actualidad solo existen cuatro arcos y cinco pilares (ver figura 4.2), debido a factores como crecimiento urbanístico, trabajos de conservación, fenómenos naturales, incendios, entre otros. Con respecto al crecimiento urbanístico, para el ensanchamiento del puente se usaron vigas de acero en los costados del puente apoyados sobre los pilares, demoliéndose las barandas de piedra originales y reemplazándolas por unas de hierro fundido. Para la construcción de la vía de evitamiento se demolieron uno de los arcos y pilares extremos, colindantes a la zona del Rímac. En cuanto a trabajos para su conservación se construyó una losa de concreto armado sobre los arcos, y se cambió el uso del puente a peatonal. Muchos de estos trabajos

se realizaron sin tomar en cuenta guías y/o normas de conservación, como las que se tienen actualmente, que son emitidas por organismos no gubernamentales como ICOMOS. Entre 2012 y 2018 se construyó el túnel Línea Amarilla debajo del puente Trujillo, considerando la intangibilidad de este al ser un monumento histórico. El resultado fue un megaproyecto de infraestructura vial urbana sin precedentes en el Perú, marcando un hito en tecnología y modernidad. Por otro lado, en cuanto a modificaciones a causa de fenómenos naturales e incendios, no se tienen muchos registros de daños producidos por estos; salvo en los arcos de entrada, como el que se muestra en el lado derecho de la figura 4.1a, que fue demolido en el año 1879.

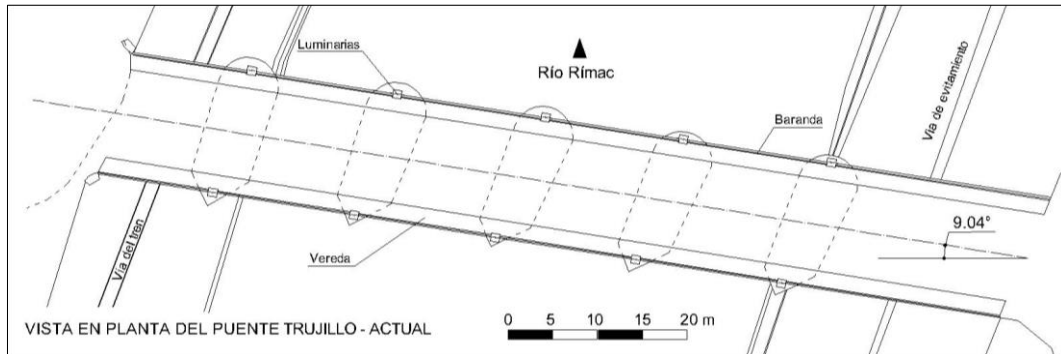


**Figura 4.2.** Vista actual Puente Trujillo desde el Parque de la Muralla (Bardales, 2013, p. 105).

Con el fin de visualizar mejor los cambios, se construyeron los planos del puente Trujillo que se muestran en las figuras 4.3 y 4.4, a partir de la información bibliográfica obtenida de trabajos afines y archivos del Ministerio de Cultura. En la figura 4.3, se observa el ensanchamiento del puente, que ocasionó la eliminación de los descansos de piedra sobre los pilares. Asimismo, se nota la eliminación del estribo derecho, como consecuencia de la construcción de la vía de evitamiento. Por otro lado, en la figura 4.4, se muestra el reemplazo de las barandas de piedra por barandas de hierro fundido, así como la colocación de luminarias a los costados del puente. También se observan las vigas de acero que soportan el ensanchamiento del puente. Por otro lado, se observa la eliminación de los arcos extremos, reemplazados por losas de concreto, debido al paso de la vía del tren y vía de evitamiento. Asimismo, el puente presenta un ángulo de esviación de  $9.04^\circ$ .

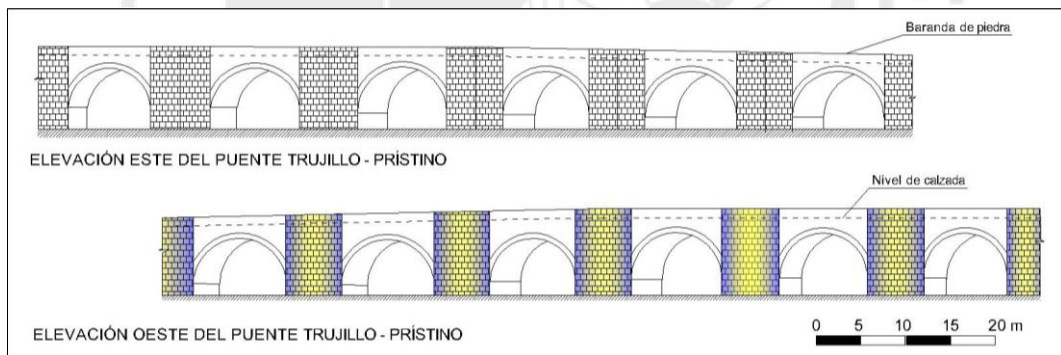


(a)

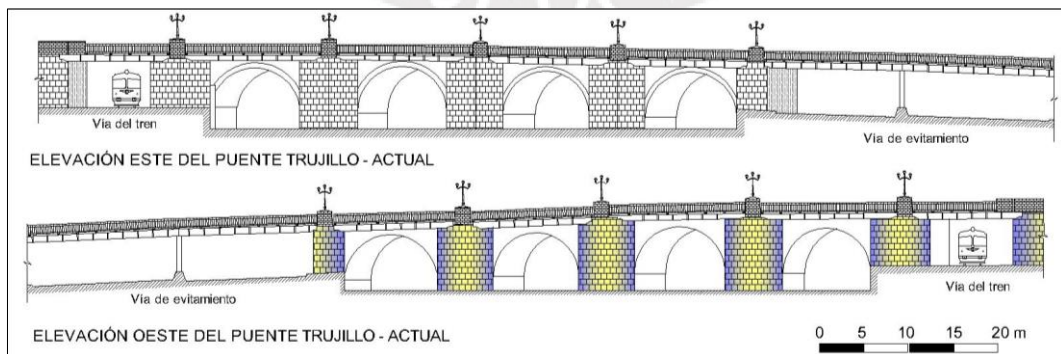


(b)

**Figura 4.3.** Vista en planta del puente Trujillo: (a) forma prístina y, (b) forma actual (Adaptado de García, 2014).



(a)



(b)

**Figura 4.4.** Vista en elevación del puente Trujillo: (a) forma prístina y, (b) forma actual (Adaptado de García, 2014).

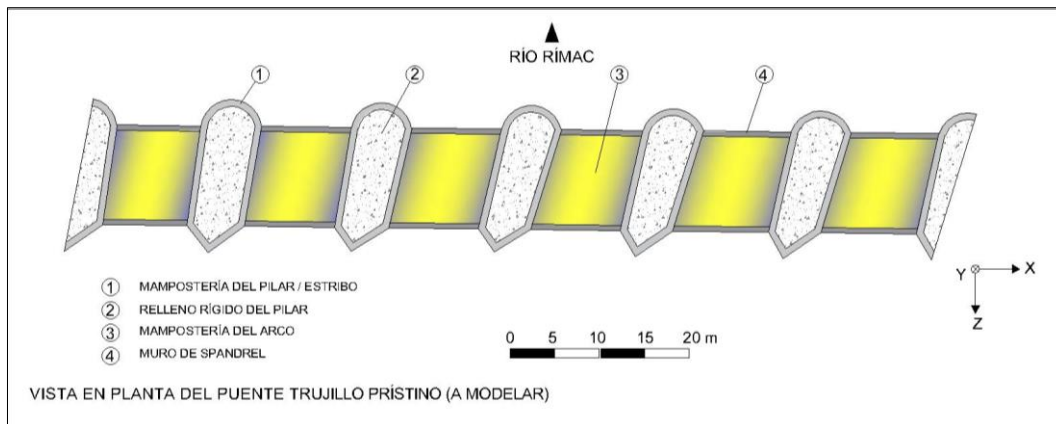
## **4.2. Desarrollo del modelo numérico**

### **4.2.1. Geometría del puente**

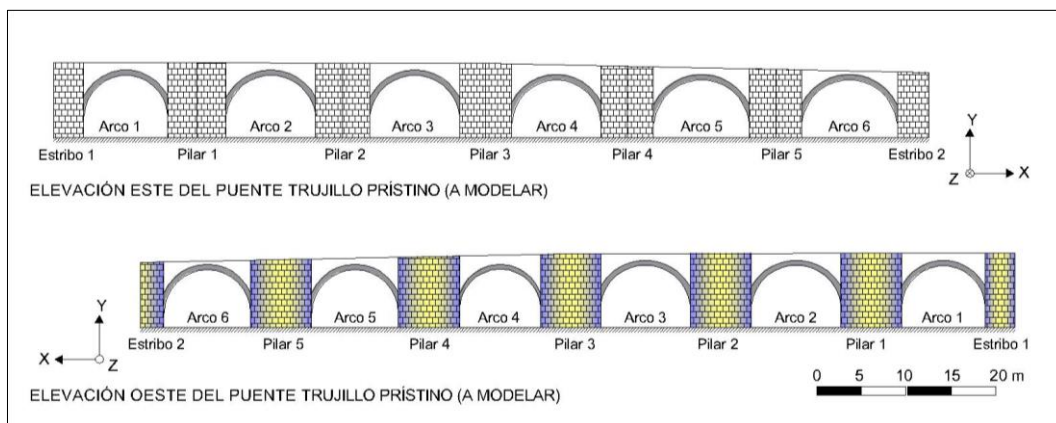
De la información bibliográfica obtenida, el puente prístino presenta una longitud de 92.50 m y ancho de calzada de 10.20 m con dos parapetos de 0.60 m de ancho cada uno. Además, según Bardales (2013), los pilares tienen en promedio 6.00 m de ancho por 17.80 m de largo, con una altura promedio de 7.50 m sobre el nivel medio del agua, además de estar esviados respecto a la alineación de la plataforma. En cuanto a los arcos, estos son semicirculares con dimensiones promedio de luz igual 9.80 m, flecha de 4.90 m y espesor de 0.60 m.

Para el presente estudio, se ha construido la geometría del puente a partir de planos con mayor detalle que los usados por Bardales (2013), debido a que no se cuenta con técnicas modernas de medición, como TLS, GPR, y/o fotogrametría. Los planos de la geometría del puente, fueron realizados por el equipo técnico 360° SAC para la conservación y mantenimiento del Puente Trujillo (García, 2014), como parte de la construcción de la vía Parque Rímac y, forman parte de los archivos del Ministerio de Cultura. Además, considerando las modificaciones sufridas a través de los años, los estribos del puente que fueron alterados, se representaron de manera hipotética a fin de tener la arquitectura prístina del puente, como se mostró en las figuras 4.3 y 4.4.

En la figura 4.5, se presenta la vista en planta y elevación del puente en su forma prístina, identificando los componentes estructurales a modelar. En la figura 4.5a se aprecia la variabilidad de las dimensiones entre los pilares y la longitud de los arcos, fluctuando entre 9.15 m y 10.85 m. De igual manera en la figura 4.5b se muestra que las barandas de mampostería no se incluirán en el modelo como tal, sino como una serie de masas puntuales equivalentes a lo largo del puente, que se detalla más adelante. En cuanto a la altura del puente, esta no es uniforme en toda su longitud, siendo de 10 m de altura desde el primer estribo hasta el pilar central, para luego disminuir linealmente hasta una altura de 9 m en el segundo estribo, manteniendo el nivel de aguas 2 m aproximadamente arriba de la base de los pilares. Estas alturas se basaron en los trabajos de diagnóstico estructural realizados por la Ing. Erika Vicente M., solicitado por 360° SAC, en el año 2014. Ella define como base de la cimentación, las dimensiones de los pilares considerados en la figura 4.5b, en función a sondeos verticales realizados e información histórica.



(a)



(b)

**Figura 4.5.** Detalles geométricos del puente Trujillo prístino a modelar: (a) vista en planta y, (b) vista en elevación.

#### 4.2.2. Propiedades de los materiales

Las características mecánicas prístinas del puente fueron indicadas en el concierto de obra, donde se menciona que los pilares son del tipo cajón, pues presentan mampostería que confina el relleno rígido, conformado por cantos rodados medianos con mortero de cal y canto. Los cimientos de los pilares están compuestos por dicho relleno rígido, también denominado mampostería de bolonería, pero con cantos rodados más grandes. En cuanto a la mampostería esta presenta dos materiales distintos, teniendo a la piedra como un amarre de las hiladas de los ladrillos, como se observa en la figura 4.6. Además, según el análisis cualitativo realizado por Bardales (2013), este considera que la calidad de la mampostería del arco es mejor que la de los pilares, con un espesor promedio de 0.60 m, basándose en estudios de procedimientos constructivos de puentes de piedra afines a la época. Con respecto a los estribos, se considera que estos tienen las mismas características de los pilares, debido a que no se cuentan con sondeos experimentales que

permitan determinar su composición interna. Finalmente, sobre los arcos se extiende relleno de material granular contenido por los muros de spandrel, conformándose así la calzada del puente.



**Figura 4.6.** Mampostería de piedra y ladrillo usada en los pilares del Puente Trujillo, revestida con un tarrajeo de concreto, simulando una mampostería de sillería regular (Bardales, 2013, p. 110).

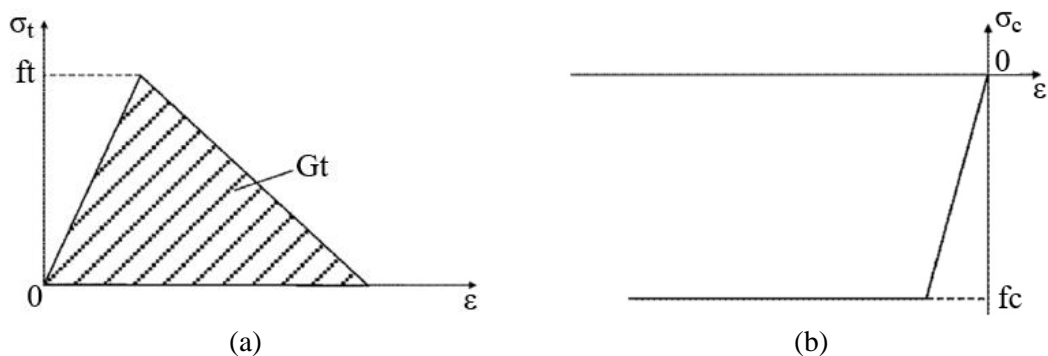
Al no contarse con ensayos para la obtención de las propiedades de los distintos materiales del puente (modelo base), se tomó como referencia los valores indicados en estudios previos e información relacionada a puentes de mampostería, presentados en el capítulo 2, sección 2.4. En tal sentido los distintos componentes del puente fueron agrupados según tres tipos de materiales: mampostería 1 que involucra los pilares, estribos y muros de spandrel, mampostería 2 que incluye el arco y, finalmente el relleno granular. Las propiedades de la mampostería del pilar y mampostería de bolonería fueron considerados iguales, en razón de que sus propiedades son similares (Bardales, 2013). Asimismo, Bertolesi et al. (2018) demuestran que la importancia del material de relleno cementado es tan igual como la mampostería del pilar, al analizar el comportamiento sismorresistente de este tipo de puentes.

Las propiedades lineales de los materiales considerados comprenden la densidad ( $\rho$ ), módulo de elasticidad ( $E$ ) y módulo de Poisson ( $\nu$ ). Con respecto a la mampostería, la densidad se consideró el valor promedio ( $\rho = 2310 \text{ kg/m}^3$ ) de los ensayos experimentales realizados sobre el puente Trujillo, a cargo de la empresa LAMSAC Línea Amarilla (2014). El módulo de Poisson se obtuvo del promedio de los valores considerados en la tabla 2.1, donde los valores encontrados muestran una tendencia uniforme ( $\nu = 0.20$ ). Para el caso del módulo de elasticidad, su valor se obtuvo a partir de la relación  $E=600 \cdot f_c$ ,

recomendado por el Eurocódigo 6. Además, el módulo de elasticidad se consideró diferente de acuerdo al tipo de mampostería (mampostería 1 o mampostería 2). Dichas propiedades asignadas concuerdan con estudios realizados por Boothby, 2001 (tabla 2.3), Meli, citado en Bardales, 2013 (tabla 2.4) y artículos citados y resumidos en las tablas 2.1 y 2.2.

Por otro lado, el comportamiento no lineal de la mampostería se modeló según la ley constitutiva de Drucker Prager con ablandamiento por tensión (ver sección 3.4.3.2). Dicho modelo se ajusta a este tipo de estructuras donde la principal falla que se produce es por tracción, sin llegar al esfuerzo máximo de compresión. Por lo tanto, la consideración de una curva bilineal perfecta, para la parte de compresión resulta conveniente (Barbieri, 2018; Fanale et al., 2019; Zampieri et al., 2014). De la figura 4.7, se desprende que los parámetros no lineales que definen el modelo son el esfuerzo de compresión ( $f_c$ ), esfuerzo de tracción ( $f_t$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ). El esfuerzo de compresión se dedujo de la figura 2.8b donde los valores fluctúan mayormente entre 4 – 6 MPa y 8 – 10 MPa. Además, en la tabla 2.3 se muestra valores del esfuerzo de compresión según la condición de la mampostería, considerando datos entre 5 y 10 MPa. En base a estos dos criterios, se ha estimado un  $f_c = 5$  MPa para la mampostería 1 y  $f_c = 10$  MPa para la mampostería 2. Con respecto al esfuerzo de tracción se ha tomado en cuenta el rango de valores indicados en la figura 2.8a, donde la mayor tendencia se da entre 0.2 y 0.6 MPa. Además, teniendo en cuenta la calidad de la mampostería, se ha considerado el esfuerzo de tracción para la mampostería 1 y 2, como 0.4 MPa y 0.5 MPa, respectivamente. Para el caso de  $G_t$ , su valor se asume en base a los estudios realizados por Scheibmeir (2012), quien sugiere un valor promedio de 50 N/m.

En el caso del material de relleno, se ha modelado aplicando la ley constitutiva de Drucker Prager, siguiendo las recomendaciones de estudios realizados al respecto, Fanning y Boothby (2001), Lubowiecka et al. (2009), Zampieri et al. (2015), entre otros. El modelo incluye conocer además de las propiedades lineales, el ángulo de fricción interno ( $\phi$ ), ángulo de dilatación ( $\psi$ ) y cohesión ( $c$ ). Dichas propiedades fueron obtenidas de estudios geotécnicos realizados sobre el suelo de Lima, para la construcción de la futura Red del Metro (Coll C., 2017) y contrastados con los encontrados en la bibliografía. En cuanto al ángulo de dilatación ( $\psi$ ), este fue asumido igual a cero (Lourenço, 1996).



**Figura 4.7.** Comportamiento de la mampostería: (a) curva bilineal para tracción y, (b) curva bilineal elastoplástico para compresión (Barbieri, 2018, 6(1), p. 53).

En la tabla 4.1, se resumen los valores de las propiedades de los materiales consideradas para el modelo base.

**Tabla 4.1.** Propiedades mecánicas de los materiales del modelo base

Propiedad de los materiales	Unidad	Mampostería 1 (pilar, estribos y spandrel)	Mampostería 2 (arco)	Relleno Granular
Densidad ( $\rho$ )	kg/m <sup>3</sup>	2310	2310	1800
Módulo de elasticidad (E)	MPa	3000	6000	500
Módulo de Poisson ( $\nu$ )	---	0.20	0.20	0.27
Esfuerzo de compresión ( $f_c$ )	MPa	5.0	10.0	-
Esfuerzo de tracción ( $f_t$ )	MPa	0.4	0.5	-
Energía de fractura en tracción (Gt)	N/m	50	50	-
Ángulo de fricción interno ( $\phi$ )	°	-	-	39
Cohesión (c)	MPa	-	-	0.038

### 4.2.3. Condiciones de borde

En la figura 4.5, se muestran la geometría delimitada del puente Trujillo que se usará para la construcción del modelo de elementos finitos, la cual se desprende de los análisis realizados por Bardales (2013). La elección de la geometría se basa en el hecho de que no se cuentan con ensayos geofísicos, que permitan explorar la composición interna de los estribos. Además de ensayos de identificación modal, que permitan una calibración del modelo. Es así que las condiciones de borde planteadas se basaron en propuestas aplicadas de manera generalizada por distintos autores para el análisis estructural de este tipo de puentes.



En cuanto a las condiciones de borde de la parte inferior del puente, a partir de la descripción de la geometría se establece que las bases de los pilares inician 2 m por debajo del nivel de aguas y/o suelo existente. Además, la consideración de un análisis en el rango no lineal de los materiales involucra que las restricciones de borde ayuden en el control numérico, cuando se alcanza el estado límite de vuelco de los pilares (Pelà et al., 2009). En tal sentido, para lograr una mejor representación de la interacción suelo-estructura, dicho tramo de los pilares es modelado mediante elementos tipo viga, recomendados por Scheibmeir (2012), que se detallan en la sección 4.2.5.

Con respecto a las condiciones de borde laterales, la geometría del puente supone que su rigidez es mucho mayor que la del suelo colindante, infiriéndose un desplazamiento de la estructura sobre el suelo, sin embargo, este no es absoluto. En tal sentido, para las condiciones de borde laterales, no se ha considerado ningún apoyo que restrinja los desplazamientos, tanto horizontales como verticales. Dicha suposición, se basa en artículos mencionados en la bibliografía, como Barbieri (2018), Bertolesi et al. (2017), Zampieri et al. (2009), entre otros, donde además se incluyeron ensayos de identificación modal. En la figura 4.8, se muestra algunos de esos casos, donde la forma del terreno y geometría de los estribos, permiten presentar variantes al momento de considerar los apoyos libres. Un ejemplo de ello se muestra en la figura 4.8b, donde los estribos son presentados de forma escalonada con restricción al movimiento solo en la parte inferior.



**Figura 4.8.** Ejemplos de condiciones de borde laterales: (a) primer modo de vibración Puente Florence-Bologna (Barbieri, 2018, 6(1), p. 58) y, (b) modelo de apoyo escalonado de Ponte di Augusto (Bertolesi et al., 2017, 11(5), p. 726).

#### 4.2.4. Definición de cargas

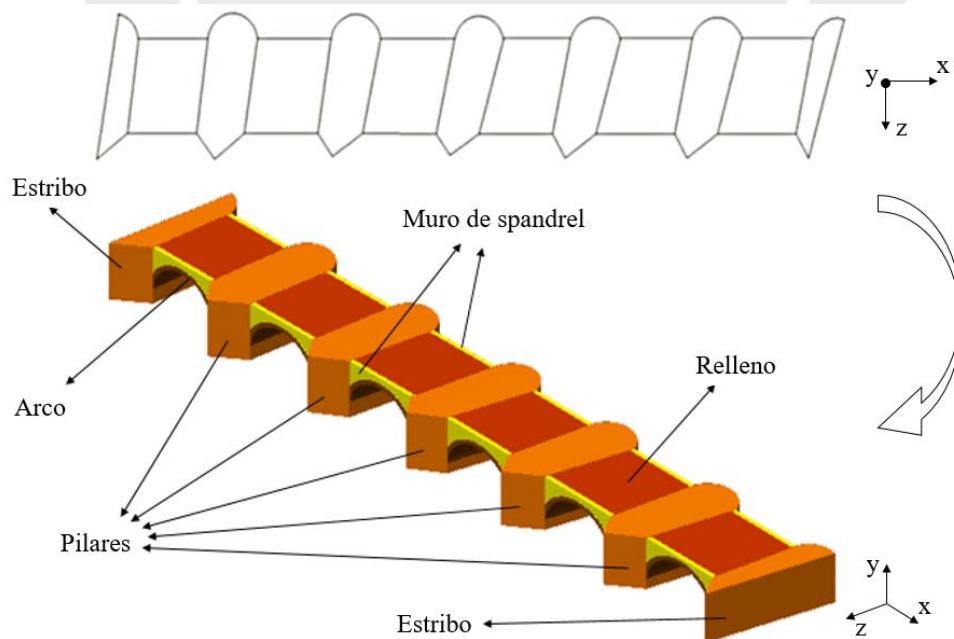
Para realizar el análisis sísmico estructural del Puente Trujillo prístino se consideran dos tipos de carga: carga muerta y carga de sismo. El análisis de carga muerta permite calcular

la masa de la estructura, la cual es fundamental para determinar la respuesta total de la estructura y los modos de vibración. Con respecto a la carga sísmica, se aplicará un patrón uniforme de fuerzas laterales proporcional a la masa de la estructura, siguiendo las pautas del Análisis Estático No Lineal, el cual se detalla en la sección 4.3.

#### 4.2.5. Modelo de elementos finitos (MEF)

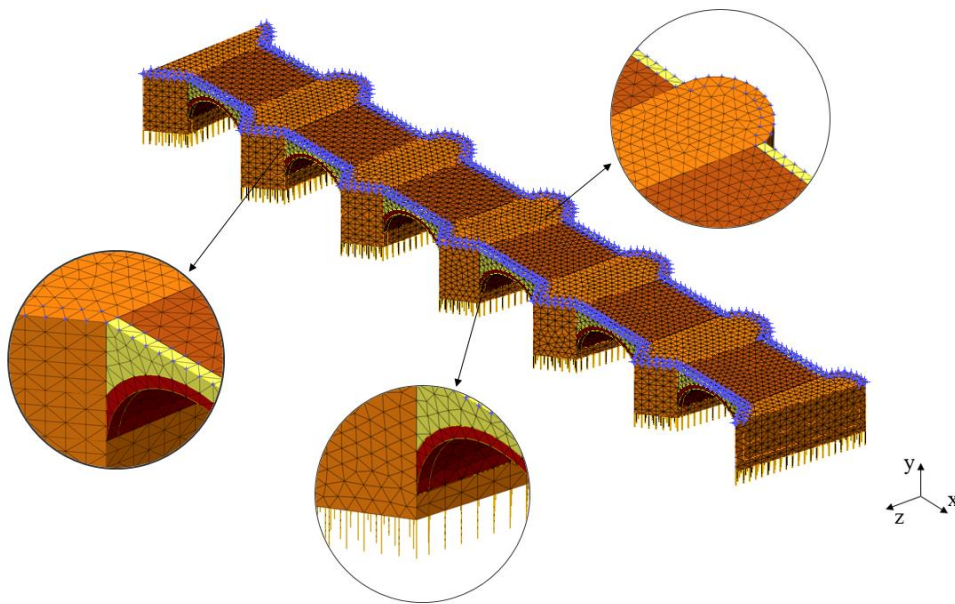
Después de haber definido la geometría, propiedades y leyes constitutivas de los materiales, condiciones de borde y cargas, se procedió a desarrollar el modelo de elementos finitos (MEF) del modelo Base. El modelo se realizó en el Software DIANA FEA, recomendable para el análisis de mampostería, concreto y suelo; el cual cuenta dentro de su librería con amplias leyes constitutivas (DIANA FEA BV, 2017).

Luego de identificar los elementos estructurales del puente, se procedió a delimitar tales elementos con líneas de contorno en el software CAD. A continuación, el archivo fue exportado al software DIANA FEA, donde se extruyeron las líneas teniendo en cuenta la perfecta coincidencia y correlación de los sólidos generados, a fin de evitar inconvenientes más adelante en el MEF. Los volúmenes generados fueron obtenidos mediante operaciones booleanas, identificando los distintos elementos estructurales característicos del puente: pilares y estribos, arcos, muros de spandrel y relleno granular (ver figura 4.9).



**Figura 4.9.** Proceso de generación de modelo de elementos finitos (MEF).

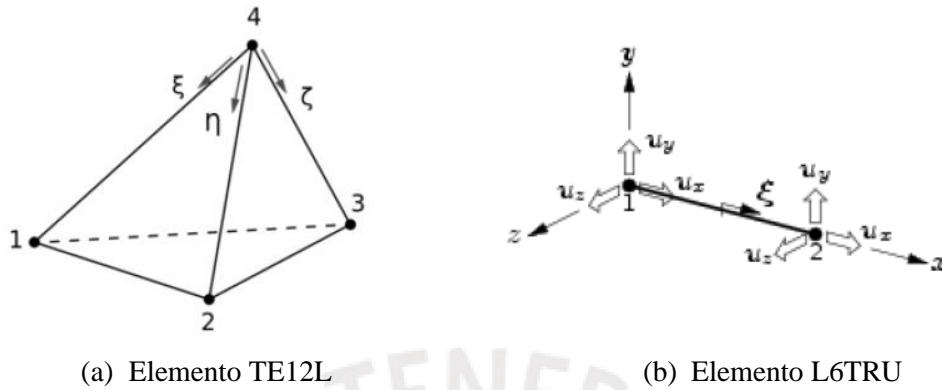
Los elementos sólidos generados fueron modelados utilizando elementos tetraédricos (TE12L), con un tamaño promedio de 0.80 m, los cuales se adecuan bien a geometrías un tanto redondeadas como las que se cuentan (Pelà et al., 2009). Las barreras superiores no fueron modeladas, sino más bien se representaron mediante elementos puntuales con masa (PT3T), distribuidos en la parte superior de los pilares y muros de spandrel. En total se obtuvieron alrededor de 83351 elementos discretos. En la figura 4.10, se muestra una vista isométrica general del MEF construido y algunos detalles de la malla, considerados.



**Figura 4.10.** Vista isométrica y detalle de la malla del modelo de elementos finitos.

Se realizaron dos modelos de elementos finitos, en función de las condiciones de borde consideradas. Para determinar las frecuencias naturales y modos de vibración, se consideraron todos los apoyos inferiores empotrados, tanto de los pilares como de los estribos a la altura del nivel del lecho de río, como lo propusieron Bardales (2013) y Scheibmeir (2012). Para el Análisis Estático No Lineal, se adicionaron elementos tipo viga (L6TRU), para simular mejor la interacción suelo-estructura, según lo sugerido por Pelà et al. (2009) y Scheibmeir (2012). En cuanto a las propiedades de los elementos tipo viga, se asignaron las mismas propiedades no lineales de la mampostería del pilar. Estas vigas transmiten esfuerzos y deformaciones solo en la dirección vertical, además no tienen ninguna densidad y disminuyen la rigidez del puente (Scheibmeir, 2012). Se restringieron los desplazamientos horizontales en la base del puente, a la altura del nivel del lecho de río (parte superior de los elementos viga) y los 6 GDL restringidos en la parte

inferior de los elementos tipo viga. Esta configuración permite evitar incompatibilidades numéricas durante el análisis de elementos finitos para el modelo constitutivo planteado (Scheibmeir, 2012). Los diferentes elementos aplicados se muestran en la figura 4.11.

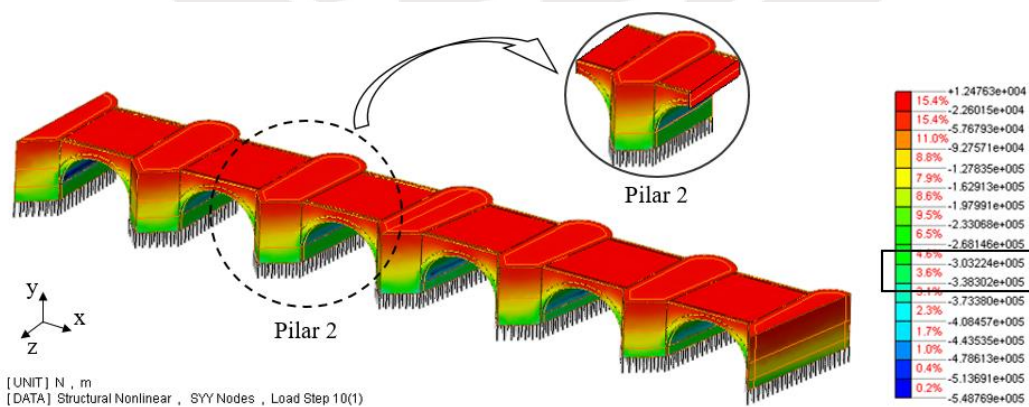


**Figura 4.11.** Elementos finitos aplicados en el modelo (DIANA FEA BV, 2017).

### 4.3. Resultados del Modelo Base

#### 4.3.1. Análisis previo y verificación del modelo

Después de haber construido el modelo de elemento finitos, se procedió a realizar un análisis previo para verificar el modelo y garantizar el buen funcionamiento del software empleado (Guerrero y Puma, 2018; Shah, 2016). Se realizó un análisis de cargas de gravedad, haciendo uso de las propiedades elásticas de los materiales, de tal manera que podamos hallar los esfuerzos en la estructura frente a dichas cargas, que se muestran en la figura 4.12.



**Figura 4.12.** Esfuerzos de compresión de la estructura en la dirección Y (SYY), debido a peso propio.

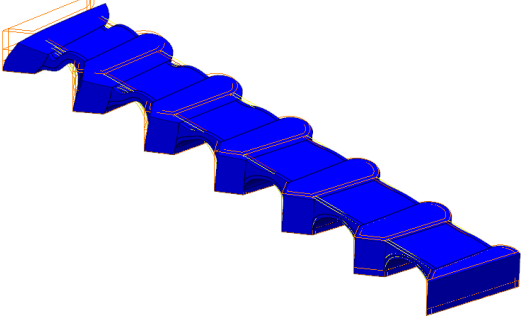
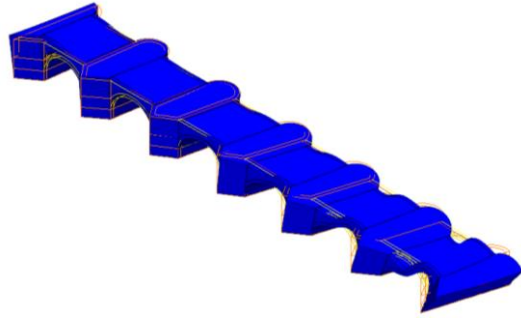
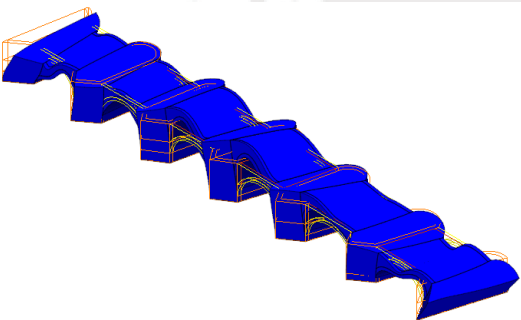
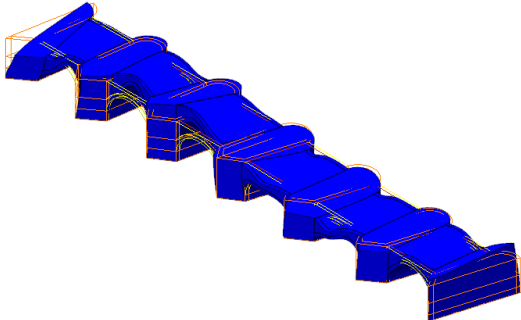
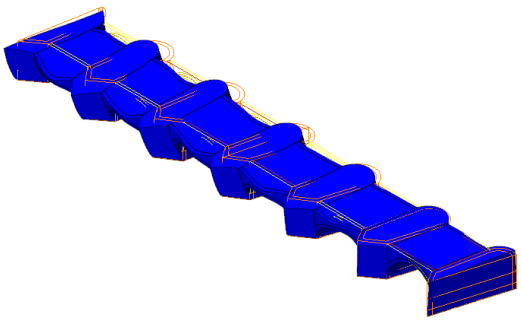
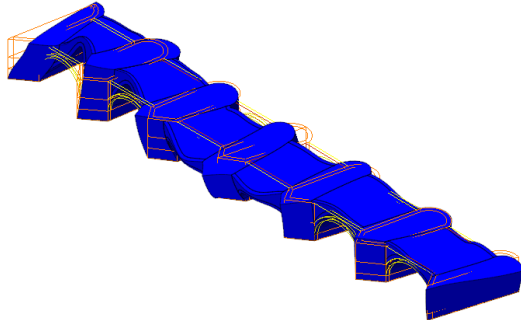
Centrándonos en el pilar 2, podemos ver que los esfuerzos de compresión normal en la base del pilar fluctúan entre 0.3032 y 0.3383 MPa, los cuales son coherentes con los obtenidos mediante el cálculo manual, infiriéndose que los resultados obtenidos del modelo serán adecuados.

$$\sigma_{pilar} = \frac{\text{peso propio pilar P2}}{\text{area del pilar P2}} = \frac{31.54 \text{ MN}}{96.73 \text{ m}^2} = 0.3261 \text{ MPa}$$

#### **4.3.2. Frecuencia natural y modos de vibración**

Se realizó el análisis modal del modelo de elementos finitos desarrollado, considerado solo las propiedades lineales de los materiales, geometría de la estructura y condiciones de borde planteadas (ver sección 4.2.5). Dicho análisis nos permite identificar las frecuencias y formas modales del sistema durante una vibración libre, lo que nos ayuda a entender el movimiento dinámico intrínseco de la estructura (Bardales, 2013; Conde et al., 2017; Sevim et al., 2011b). En la tabla 4.2, se muestra las seis primeras formas modales de la estructura, los cuales están influenciados principalmente por la geometría y condiciones de borde planteados. En el caso del primer modo se muestra un mayor desplazamiento longitudinal hacia la derecha, de los tres primeros pilares de mayor altura, con respecto al resto. Con relación al segundo modo, se puede apreciar que ahora el mayor desplazamiento se produce en los pilares con menor altura y, el resto desarrollan un movimiento longitudinal opuesto. El tercer, cuarto y sexto modo representan movimientos torsionales horizontales. Finalmente, el quinto modo desarrolla un desplazamiento transversal, focalizándose dicho movimiento en los pilares con mayor altura. Con respecto a las participaciones modales, podemos indicar que las mayores participaciones de masa de traslación se encuentran en el primer, segundo y quinto modo, siendo los dos primeros en la dirección longitudinal y el quinto, en la transversal.

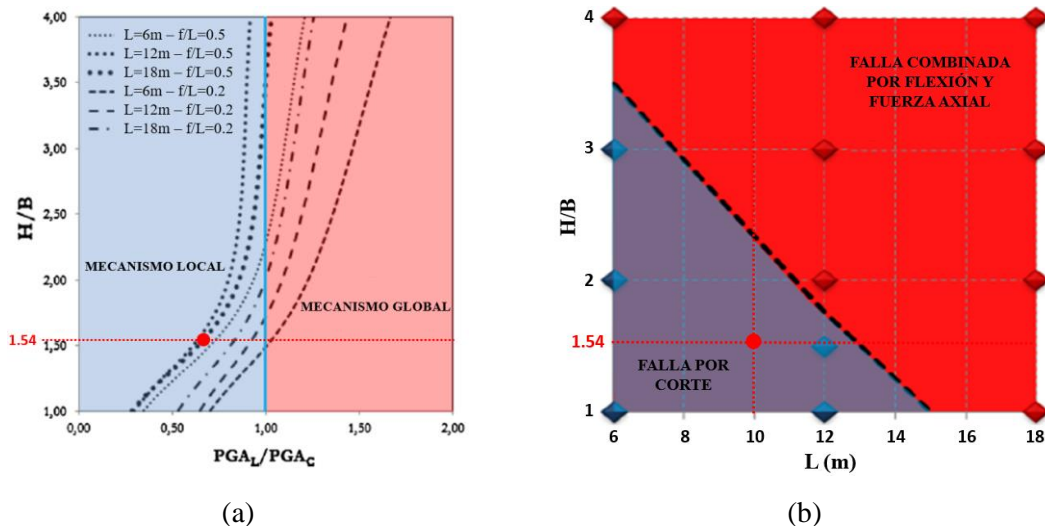
**Tabla 4.2.** Frecuencias, formas modales y porcentaje de participación de masa; x: indica dirección longitudinal, y: vertical, z: transversal.

<p style="text-align: center;">MODO 1</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 11.638 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 39.01\%</math>; en y: <math>\approx 0.01\%</math>; en z: <math>\approx 2.27\%</math></p>	<p style="text-align: center;">MODO 2</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 12.387 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 18.67\%</math>; en y: <math>\approx 0.01\%</math>; en z: <math>\approx 2.41\%</math></p>
<p style="text-align: center;">MODO 3</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 13.465 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 2.48\%</math>; en y: <math>\approx 0.00\%</math>; en z: <math>\approx 1.36\%</math></p>	<p style="text-align: center;">MODO 4</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 15.052 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 0.04\%</math>; en y: <math>\approx 0.01\%</math>; en z: <math>\approx 0.22\%</math></p>
<p style="text-align: center;">MODO 5</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 15.480 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 3.62\%</math>; en y: <math>\approx 0.02\%</math>; en z: <math>\approx 44.59\%</math></p>	<p style="text-align: center;">MODO 6</p>  <p style="text-align: center;">Frecuencia: 15.700 Hz Participación de masa en x: <math>\approx 0.89\%</math>; en y: <math>\approx 0.00\%</math>; en z: <math>\approx 0.50\%</math></p>

Del análisis modal, se demuestra que el puente es una estructura rígida, con una frecuencia de 11.638 Hz y periodo de 0.086 segundos. Asimismo, se comprueba que la dirección más vulnerable ante un evento sísmico es la dirección longitudinal, como consecuencia de las características geométricas de los elementos estructurales del puente. Siendo los pilares, por su forma, tamaño y disposición, los que proporcionan mayor rigidez en la dirección transversal. Dichos resultados se asemejan a los obtenidos por Bardales (2013), en cuanto a la dirección más vulnerable, pese a considerarse condiciones de borde y características geométricas diferentes, que modifican las formas modales a partir del segundo modo.

En tal sentido, el análisis modal nos lleva a entender el comportamiento de la estructura ante cargas dinámicas, suponiéndose que las estructuras que vibran en un modo predominante probablemente mostraran estimaciones precisas de la deformación inelástica global y local (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Los resultados obtenidos, muestran que el primer modo de la estructura posee un 39.01% de participación de masa, que supone no hay un movimiento predominante de la estructura en ese modo, sino que se distribuye entre los demás. Sin embargo, considerando los objetivos de la tesis de realizar un análisis de sensibilidad, podemos suponer que la influencia del primer modo, controla el comportamiento de la estructura (Scheibmeir, 2012).

Por otro lado, Zampieri et al. (2015), a través de un análisis límite, desarrollan unos ábacos para establecer los mecanismos de falla de un puente de mampostería a partir de sus características geométricas. Con las simplificaciones y consideraciones del caso, el modelo propuesto del Puente Trujillo, presentaría un mecanismo de falla local (ver figura 4.13a), prevaleciendo una falla por corte en la dirección transversal (ver figura 4.13b). Dichos resultados se complementan con los del análisis modal para corroborar que la dirección longitudinal es la más vulnerable, desarrollándose mecanismos de falla locales. Ello provoca que los arcos sean los elementos de mayor importancia durante el análisis, ya que es donde se presentarán la mayor cantidad de rótulas plásticas (Da Porto et al., 2015; Pellegrino et al., 2014). Por lo tanto, el análisis sísmico del puente Trujillo prístino, se realizará en la dirección longitudinal.



**Figura 4.13.** Mecanismos de falla para puentes de cinco tramos (Zampieri et al., 2015, 13(9), pp. 2635 y 2643): (a) identificación de mecanismo local y global e, (b) identificación de falla transversal por corte o flexo-axial.

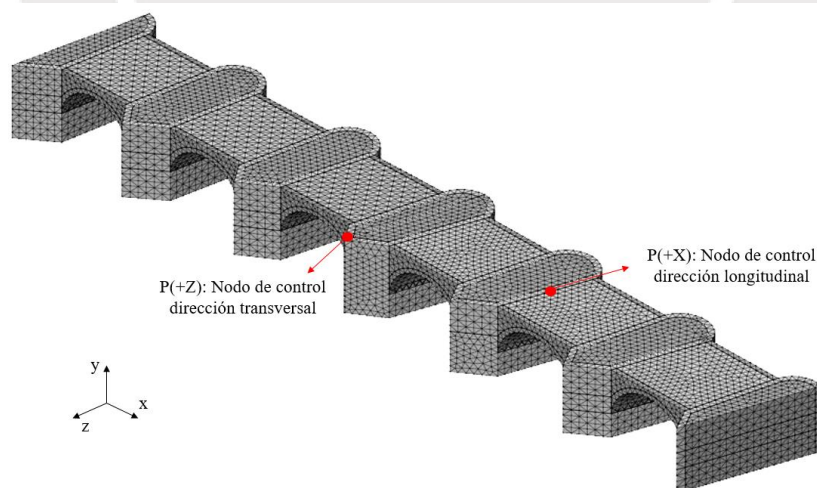
#### 4.3.3. Análisis estático no lineal

El Análisis Estático No Lineal se realizó aplicando un patrón uniforme de fuerzas laterales proporcional a la masa e independiente de la altura de la estructura, utilizando las propiedades base descritas en la tabla 4.1. El análisis de elementos finitos se realiza a través de un algoritmo establecido en el software DIANA FEA. El patrón de cargas se aplica tanto en la dirección longitudinal como transversal, a fin de comprender la respuesta general de la estructura ante dichas fuerzas. Luego, se desarrolla el estudio paramétrico sólo en la dirección más vulnerable, que en este caso es la dirección longitudinal, la cual tiene una participación de masa de 39.01% en el primer modo. Considerando el alcance del presente estudio se aplicará un AENL tradicional, que supone que la estructura vibra en el modo predominante. Sin embargo, para un estudio más profundo como la evaluación global de la estructura, debería considerarse las contribuciones de masa de los demás modos (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Además, es importante precisar que se descuida otras recomendaciones de algunos códigos (Eurocódigo 8 o FEMA 440), como la aplicación de dos distribuciones de carga, considerar un patrón de carga modal que incorpore al menos el 75 % de masa participante, entre otros. Este último se lograría para un edificio, pero para un puente con distribución de masa dispersa es mucho más complicado (Scheibmeir, 2012).



Con respecto a la implementación numérica del AENL, solo se ha tenido en cuenta la no linealidad del material. El procedimiento de análisis numérico utilizado fue el método de iteración de Newton-Raphson complementándose con los métodos de arc length control y line search. Los puntos de control utilizados para el método de arc length se ubicaron en el nivel más alto de la estructura, donde se producían los máximos desplazamientos tolerables (parte superior de los pilares). Los pasos de carga aplicados variaron entre 0.01 y 0.002, según la convergencia o no del análisis numérico, multiplicados por la distribución de masa. El número máximo de iteraciones fue de 300 por paso. El análisis concluía sino se encontraba solución de acuerdo a los criterios de convergencia establecidos, energía (0.001) y fuerza (0.01). Este último criterio variaba según la convergencia o no de los análisis, así para algunos casos fue necesario considerar como criterio de convergencia para la fuerza igual a 0.1, lo que conducía a disminuir el tamaño de los pasos de carga, para mermar el incremento de error.

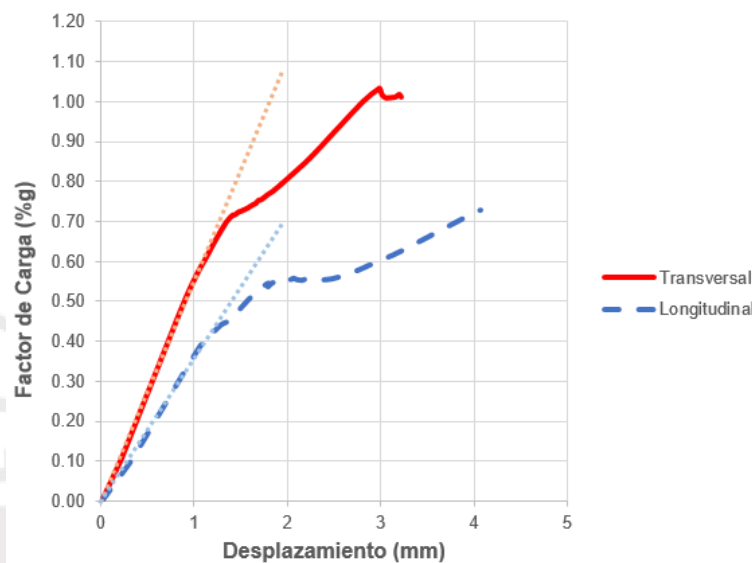
Como parte de la construcción de las curvas de capacidad, la elección del nodo de control en el modelo de elementos finitos es importante, para entender su influencia en la capacidad de la estructura (Pelà et al., 2009). Considerando el alcance de la presente tesis, se eligieron como puntos de control los ubicados en la parte más alta de la estructura, como se muestra en la figura 4.14. Allí se espera se produzcan los mayores desplazamientos que lleven a la falla la estructura.



**Figura 4.14.** Elección de los nodos de control, para el análisis tanto en la dirección longitudinal (+X) como transversal (+Z).

En la figura 4.15, se muestran las curvas de capacidad en términos de factor de carga lateral y desplazamiento, tanto para la dirección longitudinal como transversal. El factor

de carga, se define como la relación entre la fuerza cortante de la base en la dirección de análisis y el peso del puente. Con respecto al desarrollo de las curvas, en ambos casos se observa que después de una capacidad de carga de 0.74 g para el análisis longitudinal y 1.02 g para el transversal con desplazamientos en el rango de 3 y 4.2 mm, no se encontró ninguna convergencia numérica. Por lo tanto, se infiere que el proceso de identificación de daño aún no ha concluido, en especial para el análisis longitudinal, el cual no muestra una caída de rigidez al final de la curva. Sin embargo, a partir de lo obtenido se verifica que la estructura en general, es más rígida en la dirección transversal ( $K_t=81\,901\text{ MN/m}$ ) que en la longitudinal ( $K_l=49\,637\text{ MN/m}$ ).

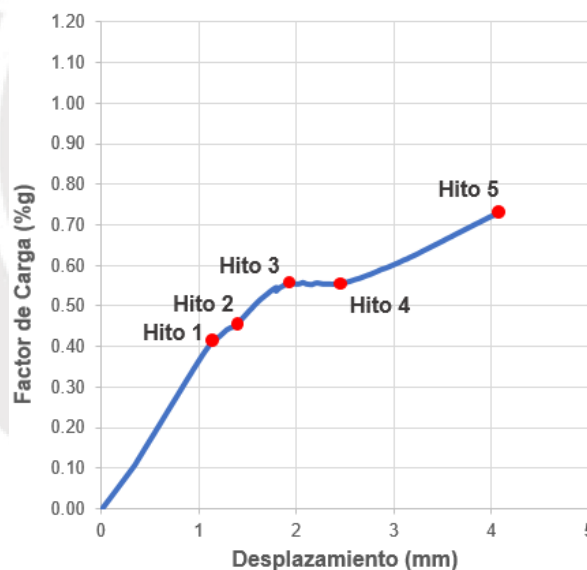


**Figura 4.15.** Curvas de capacidad del puente Trujillo en la dirección transversal y longitudinal.

En cuanto al análisis transversal se observa que la primera disminución de rigidez se produce para una capacidad de carga de 0.72 g manteniéndose esa nueva rigidez hasta la capacidad máxima de 1.04 g, donde se presenta una caída abrupta de esta. Para el caso de la dirección longitudinal, se observa hasta tres variaciones de rigidez: la primera disminución de rigidez se da para una capacidad de carga de 0.42 g, luego se alcanza una primera plataforma donde la capacidad de carga es 0.56 g, para finalmente volver a incrementarse la rigidez hasta donde el modelo convergió (capacidad de carga = 0.74 g). Con respecto a los desplazamientos, estos son muy pequeños de alrededor de 3 a 4.2 mm, notándose una baja ductilidad de la estructura, siendo menor en la dirección transversal, donde se cuenta con mayor rigidez. Por lo tanto, se infiere que la falla de la estructura, además de ser localizada, sería abrupta verificándose ello en la no convergencia del análisis numérico. Asimismo, del análisis realizado para ambas direcciones, se infiere que

es necesaria una elevada carga sísmica para superar el rango elástico de la estructura en general, lo cual obviamente quizás no se dé, pero no deja de lado la generación de fallas locales que puedan afectar la operatividad del puente (Rota et al., 2005).

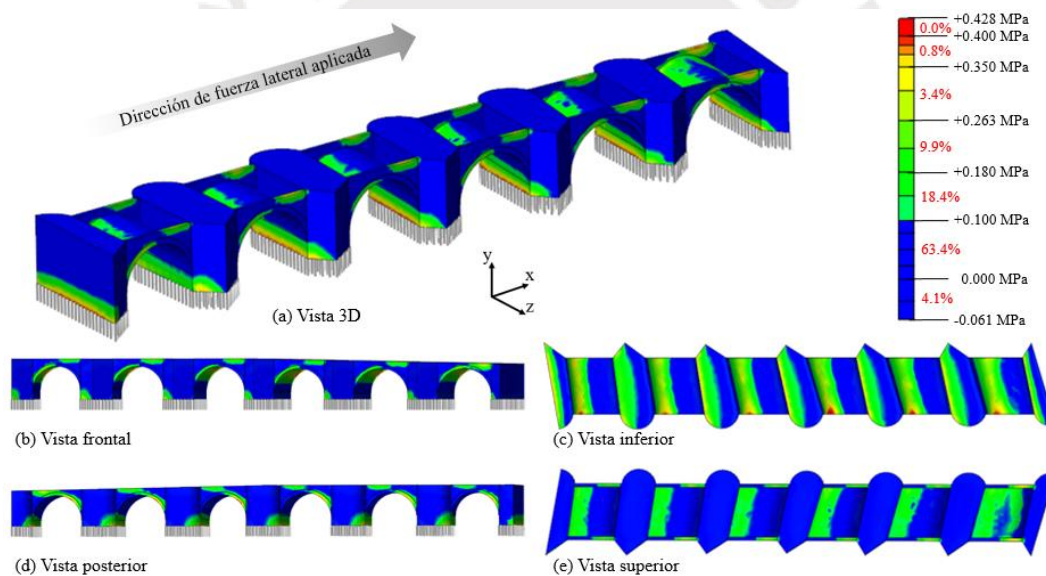
Por otro lado, para un mejor entendimiento del mecanismo de falla involucrado durante el análisis Pushover, se estudiaron los esfuerzos principales de tracción, en los pasos donde hubo variación de la rigidez. Se precisa que sólo se muestran los esfuerzos generados sobre la mampostería, a fin de visualizar mejor su desarrollo sobre los distintos elementos estructurales del puente. Con respecto al relleno, se deduce que ha alcanzado el rango no lineal, antes de la primera caída de la rigidez global de la estructura. Sin embargo, se descuida su incidencia debido al modelo constitutivo aplicado para este material. Asimismo, se infiere que parte de la generación de los mecanismos de falla locales, se deban al comportamiento del relleno (Conde et al., 2017; Rota et al., 2005). En la figura 4.16, se indican los principales eventos (hitos) del análisis Pushover en la dirección longitudinal, que son los que se describen líneas más abajo.



**Figura 4.16.** Curva de capacidad e identificación de los principales puntos de falla del modelo base (hitos), en la dirección longitudinal.

Los esfuerzos de tracción generados por fuerzas laterales proporcionales a la masa aplicadas en la dirección +X, se muestran en las figuras 4.17 a 4.22, para los cinco principales hitos que se identificaron durante el análisis Pushover. La primera variación de rigidez se produce en el hito 1, para una capacidad y desplazamiento de 0.42 g y 1.2 mm, respectivamente. Como se observa en la figura 4.17, esto se debe a que una franja de la parte inferior de los pilares empieza a alcanzar el esfuerzo máximo de tracción

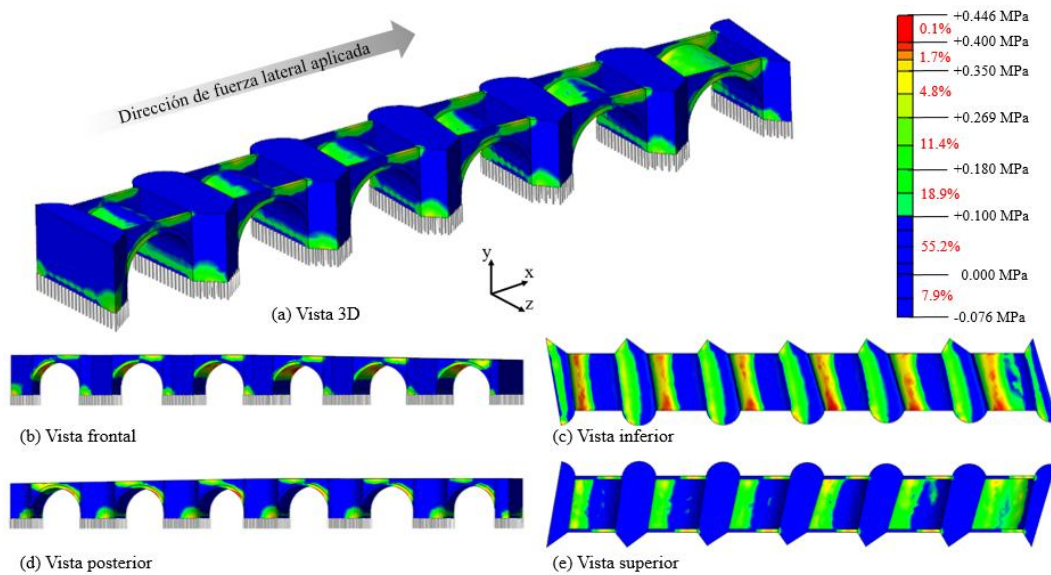
(figura 4.17a), haciendo que la estructura incurriere en el rango no lineal. Con respecto a los intradoses de los arcos, notamos que los esfuerzos de tracción que se desarrollan, no son uniformes en toda la franja del ancho del puente (figura 4.17c). Tales esfuerzos se propagan desde uno de sus extremos, debido a los efectos del ángulo de esviación del puente. Asimismo, esfuerzos de tracción menores se evidencian en la misma franja del arco, pero sobre los extradoses (figura 4.17e). Con respecto a los muros de spandrel, se observa que la parte superior derecha de estos, vistos frontalmente, también empiezan a desarrollar esfuerzos de tracción moderados. Mientras que los esfuerzos en la parte inferior izquierda, son absorbidos en gran medida por el arco (figura 4.17b). No obstante, se aprecia nuevamente los efectos del ángulo de esviación, provocando que la parte inferior de los muros de spandrel, vistos por la parte posterior, empiecen a presentar esfuerzos de tracción regulares (figura 4.17d).



**Figura 4.17.** Esfuerzos principales de tracción en Hito 1.

La nueva rigidez se mantiene hasta el hito 2, donde empieza a producirse un leve aumento de esta, como consecuencia de la redistribución de esfuerzos que se va desarrollando. En la figura 4.18 podemos ver que los esfuerzos máximos de tracción en los intradoses empiezan a propagarse por toda la franja del ancho del arco (figura 4.18c). Asimismo, los esfuerzos en la misma franja, pero sobre los extradoses, empiezan a incrementarse (figura 4.18e). Mientras que las bases de los pilares no han sufrido mayor variación, manteniendo valores de esfuerzos cercanos al máximo. En el caso de los muros de spandrel, el incremento de los esfuerzos de tracción, tanto en la parte superior como inferior, han ido

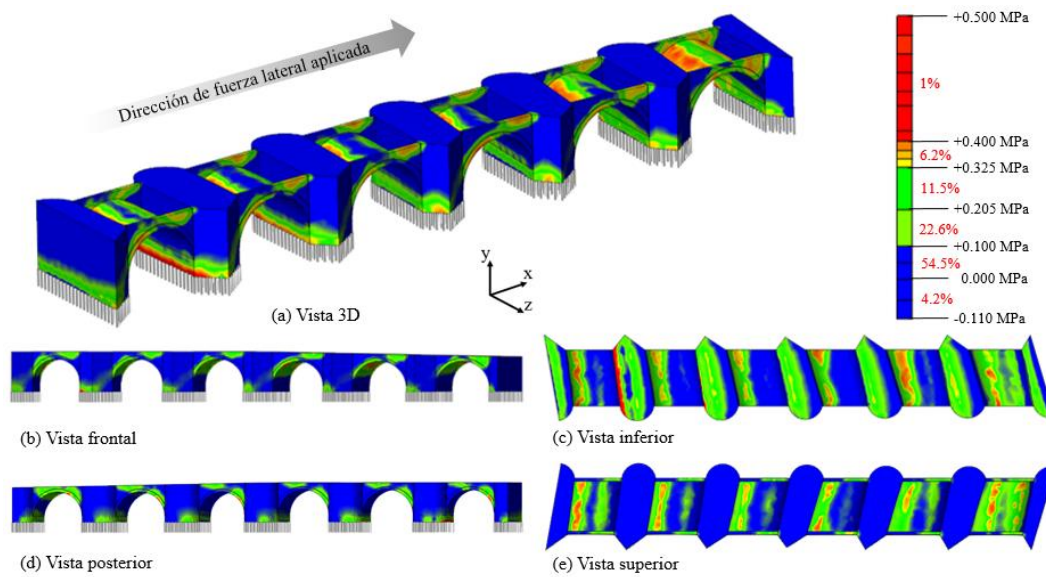
propagándose (ver figuras 4.18b y 4.18d). Se evidencia las primeras grietas en los intradoses de los arcos y parte superior de los muros de spandrel, donde se han alcanzado los máximos esfuerzos de tracción. Por otro lado, un aspecto peculiar que empieza a notarse es el mayor desplazamiento del arco seis, debido a la dirección de las fuerzas laterales aplicadas y poca rigidez que ofrece el estribo dos, como consecuencia de las condiciones de borde utilizadas. Ello se traduce en mayores esfuerzos en dicho sector del puente, donde la interpretación de los resultados será tomada con cautela.



**Figura 4.18.** Esfuerzos principales de tracción en Hito 2.

Continuando con el análisis, nos detenemos en el hito 3, donde se produce una caída abrupta de la rigidez de la estructura, llegando a ser prácticamente igual a cero (línea horizontal). Como se observa en la figura 4.19, los esfuerzos de tracción máximos en los intradoses y extradoses (misma franja), parte superior de los muros de spandrel y, base de los pilares han sido alcanzados, desarrollándose un patrón de grietas similar a los propuestos por Zampieri et al. (2015) y Da Porto et al. (2015). Con respecto a las bases de los pilares, se nota que los de mayor altura han alcanzado el máximo valor de esfuerzo, mientras que los demás se mantienen en valores cercanos al máximo (figuras 4.19a y 4.19c). Un hecho peculiar que empieza a notarse es el incremento del esfuerzo de tracción sobre la diagonal de los pilares, iniciando esa tendencia con los de mayor altura (ver figura 4.19b). Dicho fenómeno nos lleva a inferir que los esfuerzos que empiezan a predominar sobre los pilares son los de corte. Por otro lado, los extradoses de los arcos empiezan a desarrollar esfuerzos de tracción en otra franja del arco, debido a que los muros de

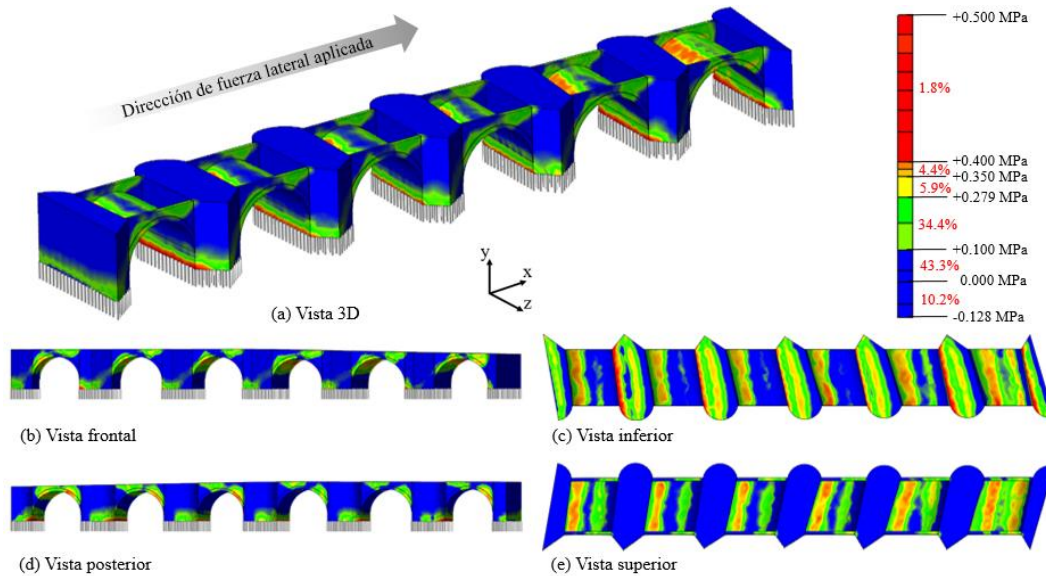
spandrel superiores ya no pueden seguir soportando mayores esfuerzos (figura 4.19e). Finalmente, la caída de rigidez de la estructura está asociada a las grietas generadas en la franja del arco, donde se han alcanzado los esfuerzos máximos tanto en la parte superior como inferior, generando que los arcos empiecen a descargarse. Esto se debe a una nueva redistribución de esfuerzos que ocasiona que las bases de los pilares comiencen a soportar la fuerza externa, produciéndose un desplazamiento “casi libre” en la parte superior de los pilares.



**Figura 4.19.** Esfuerzos principales de tracción en Hito 3.

La rigidez se mantiene casi horizontal hasta el hito 4, donde se presenta el estado de esfuerzos que se muestra en la figura 4.20. Podemos observar como la nueva redistribución de esfuerzos ha provocado que las bases de todos los pilares alcancen el esfuerzo máximo de tracción (figura 4.20a). Asimismo, los esfuerzos de tracción se han propagado por casi toda la sección transversal de las bases de los pilares, como se observa en la figura 4.20c. Además, se observa que los esfuerzos de tracción sobre la diagonal de los pilares aún se mantienen, sin mucha variación (figura 4.20b). Con respecto a los arcos se mantiene la falla total de una de las franjas, mientras que la otra, empieza a soportar mayores esfuerzos de tracción sobre los extradoses (figura 4.20e). Con respecto a los muros de spandrel, se observa que la parte superior izquierda de estos, vistos frontalmente, han empezado a soportar esfuerzos de tracción (figura 4.20b). Finalmente, un aspecto importante en este hito es el nuevo incremento de la rigidez, debido a la nueva redistribución de esfuerzos en la base de los pilares, intradós y extradós de los arcos y

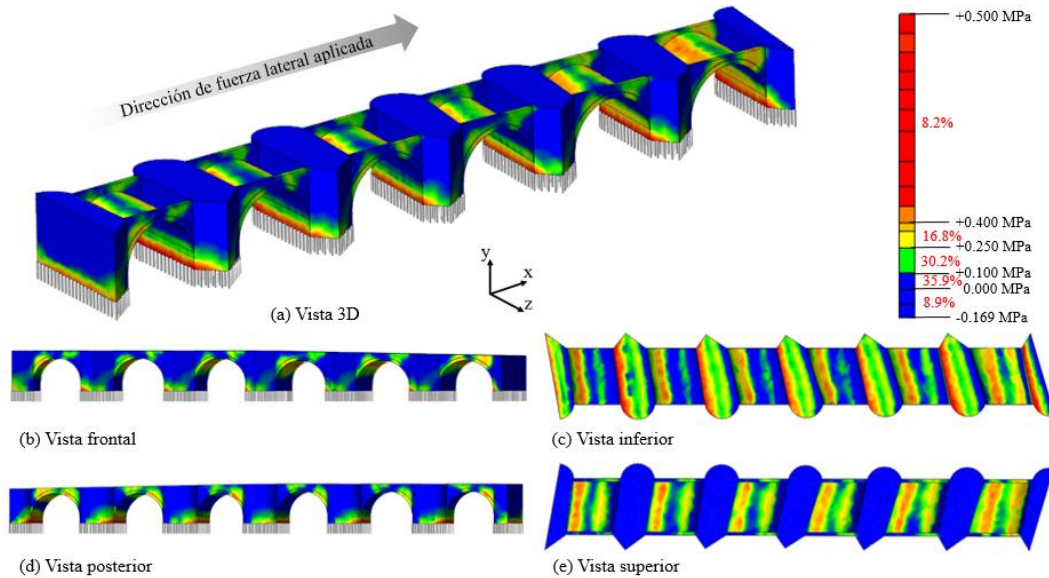
muros de spandrel. Justamente, estos dos últimos son los que todavía brindan estabilidad al sistema, ya que no han alcanzado el máximo esfuerzo de tracción; por lo tanto, aún aportan resistencia y rigidez al sistema. Esta última parte difiere de los mecanismos de falla planteados por Zampieri et al. (2015) y Da Porto et al. (2015), quienes omiten el aporte de los muros de spandrel, los cuales serán analizados en la parte de discusión de resultados.



**Figura 4.20.** Esfuerzos principales de tracción en Hito 4.

Finalmente, en la figura 4.21 se muestra los últimos esfuerzos de tracción desarrollados en la estructura, hasta donde el modelo numérico llegó a converger. Se deduce que la razón de ello es la falla del arco seis, debido a que las dos franjas de esfuerzo generadas sobre el arco (intradós y extradós), alcanzan los valores máximos. Dicha falla se espera que se produzcan en los demás arcos. Como se observa en las figuras 4.21c y 4.21e, el colapso de los arcos, se debe a la falla de los muros de spandrel en las dos franjas colindantes con estos (ver figuras 4.21b y 4.21d). Con respecto a los pilares, los mayores esfuerzos de tracción se generan en la base, mientras que los esfuerzos que se propagan por la diagonal siguen manteniéndose (ver figura 4.21b). Se observa que estos no llegan a presentarse por la parte posterior, donde los esfuerzos se concentran en la parte inferior (ver figura 4.21d). A pesar de los esfuerzos desarrollados en los pilares, estos no llegarían a colapsar, como si sucedería con los arcos. Por lo tanto, se verifica que el principal tipo de falla que sufriría la estructura es local, centrándose sobre los arcos y muros de spandrel, con una baja capacidad de ductilidad (falla frágil). Obviamente, el hecho de alcanzar una

alta capacidad en la estructura, implica que un colapso total del puente sea difícil que se produzca, pero las fallas locales pueden provocar la inoperatividad de este (Rota et al., 2005). Con respecto a los esfuerzos por compresión, podemos darnos cuenta que no llegan al esfuerzo de compresión último en ningún caso, reforzando la hipótesis del modelo adoptado.



**Figura 4.21.** Esfuerzos principales de tracción en Hito 5.

#### 4.4. Análisis de Sensibilidad

Después de haber analizado el modelo base, considerando las propiedades descritas en la sección 4.2.2, se procedió a realizar el análisis paramétrico para determinar la sensibilidad sísmica estructural de puentes de mampostería, ante la variación de las propiedades no lineales. En el presente estudio se analizaron tres propiedades no lineales: esfuerzo de tracción ( $f_t$ ), esfuerzo de compresión ( $f_c$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ). Por consiguiente, se identificaron y definieron el rango de valores de dichas propiedades a emplearse en el análisis de sensibilidad. Se tomó como referencia los valores indicados en estudios previos e información relacionada, como se describió en la sección 2.4 y, considerando los ensayos geotécnicos realizados sobre el puente Trujillo (Toro R., 2014). El AENL en la dirección longitudinal, consideró también la variación de dichas propiedades en función de dos elementos estructurales importantes, el pilar y el arco, debido a la diferencia entre sus propiedades.

Primero, se realizó el análisis de sensibilidad para los pilares variando sus propiedades no lineales, manteniendo fijas las propiedades del arco (modelo base). Similar forma se



procedió para el análisis del arco, pero esta vez se mantuvo fijas las propiedades del pilar. Las propiedades del muro de spandrel fueron consideradas de igual valor que las del pilar, mientras que las del relleno fueron definidas fijas para ambos casos de análisis. Finalmente, los resultados obtenidos se compararon con los del modelo base a través de la curva de capacidad, a fin de comprender la influencia del parámetro en cuestión de análisis.

Con respecto a los valores límite asumidos, estos variaron en función de las propiedades de la mampostería a analizar, ya sea del pilar o del arco. Los rangos de valores considerados se basaron en el criterio aplicado por Conde et al. (2017), Scheibmeir (2012) y Pelà et al. (2009). Por consiguiente, el rango inferior se definió como la mitad del valor base, mientras que el rango superior quedó definido como el doble del valor base, para cada parámetro analizado. En la tabla 4.3 y 4.4 se resumen los valores límite inferior y superior asumidos, para las variables consideradas como parámetros de análisis.

**Tabla 4.3.** Variables consideradas para análisis paramétrico del pilar

Propiedad de los materiales	Unidad	Valores
Esfuerzo de Compresión ( $f_c$ )	MPa	2.5 – 5 – 10
Esfuerzo de Tracción ( $f_t$ )	MPa	0.2 – 0.4 – 0.8
Energía de Fractura en Tracción ( $G_t$ )	N/m	25 – 50 – 100

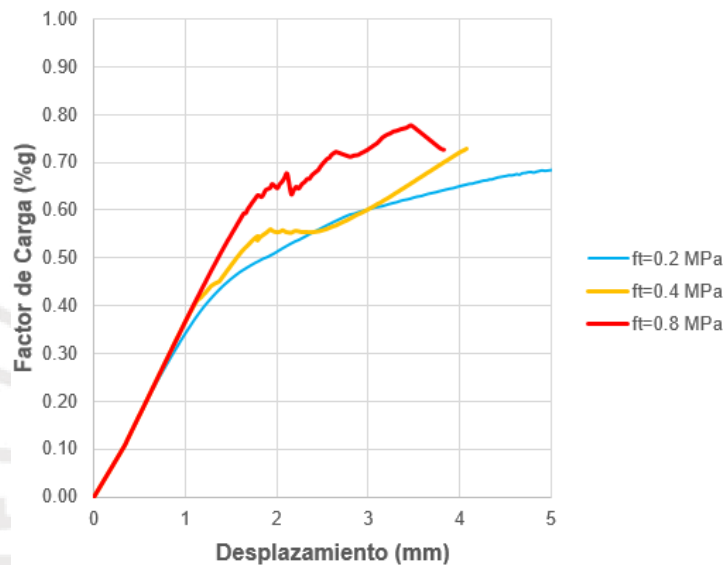
**Tabla 4.4.** Variables consideradas para análisis paramétrico del arco

Propiedad de los materiales	Unidad	Valores
Esfuerzo de Compresión ( $f_c$ )	MPa	5 – 10 – 20
Esfuerzo de Tracción ( $f_t$ )	MPa	0.25 – 0.5 – 1.0
Energía de Fractura en Tracción ( $G_t$ )	N/m	25 – 50 – 100

#### 4.4.1. Variación de las propiedades no lineales del pilar

En la figura 4.22, se muestran las curvas de capacidad para los tres valores de esfuerzos de tracción considerados, hasta donde el modelo numérico llegó a converger. Se observa que la variación es significativa, resaltando que un mayor valor del esfuerzo de tracción del pilar, brinda mayor capacidad a la estructura, siendo la tendencia más clara hasta un desplazamiento de 2 mm aproximadamente. Luego, las curvas tienden a converger hasta una capacidad máxima entre 0.70 y 0.80 g. Asimismo, se observa que entre 2.4 y 3.0 mm, las curvas  $f_t=0.2$  MPa y  $f_t=0.4$  MPa (modelo base), empiezan a juntarse en un pequeño

tramo, para luego separarse y volver a mantener la tendencia inicial. Esto se debe a la diferencia en el proceso de degradación de la rigidez que se produce para ambos casos. Mientras que para el modelo base se tiene cambios bruscos de rigidez, la curva de  $f_t=0.2$  MPa desarrolla una disminución gradual, que se evidencia con la forma suave de esta. En cuanto a la curva para un  $f_t= 0.8$  MPa, se observa que presenta pequeños saltos bruscos, debido a problemas de convergencia durante el proceso numérico, que involucró cambios en el criterio de convergencia de fuerza y tamaño de los pasos, con el fin de alcanzar la solución numérica.

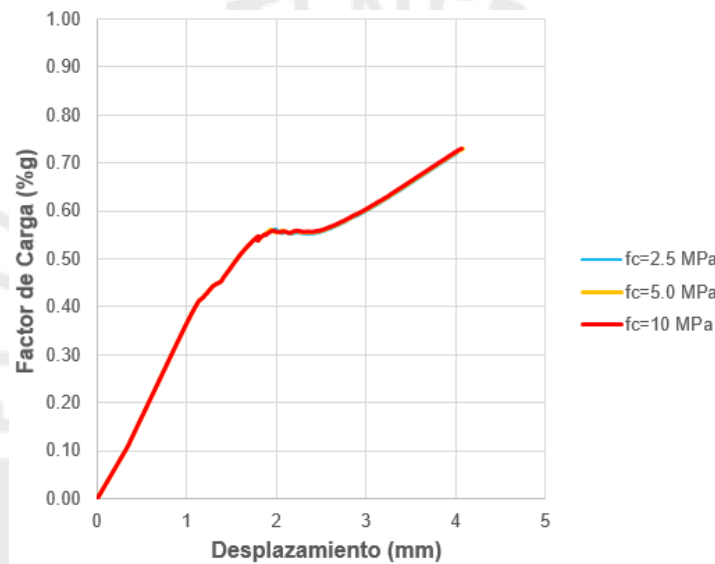


**Figura 4 22.** Influencia de la variación del esfuerzo de tracción del pilar en el análisis Pushover

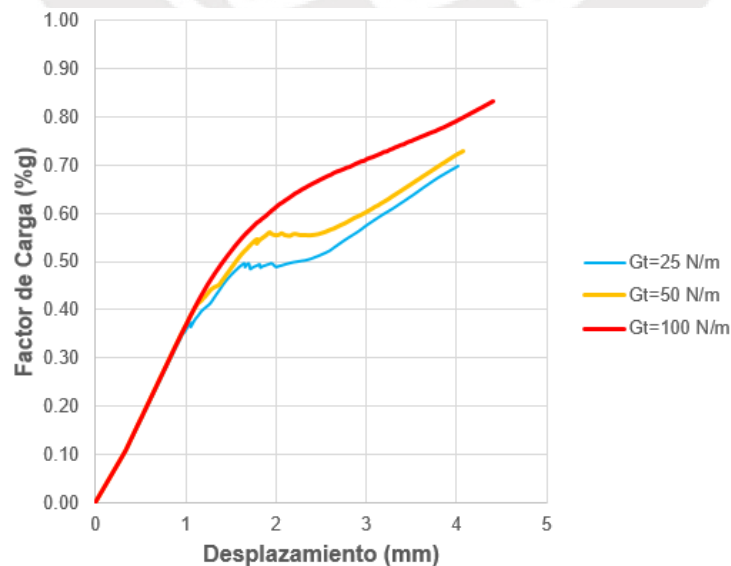
Con respecto a la influencia del esfuerzo de compresión (ver figura 4.23), podemos darnos cuenta que no es muy significativa, ya que en ningún caso se ha alcanzado el máximo esfuerzo de compresión, prevaleciendo antes la falla por tracción. De esta manera se ratifica la gran capacidad de resistencia a la compresión que caracteriza a este tipo de estructuras, que las hicieron durables y resistentes a través de los años, especialmente para soportar cargas verticales. Por otro lado, se confirma que la selección de una ley constitutiva, como Drucker Prager más ablandamiento por tracción, se ajusta bien a este tipo de estructuras (Scheibmeir, 2012).

Definitivamente, las variaciones relacionadas a las propiedades de tracción son las que influyen significativamente en la capacidad de la estructura, así sucede con la variación de la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ), que se presenta en la figura 4.24. Se demuestra que un mayor valor de energía de fractura, brinda mayor capacidad a la estructura. Tal aseveración resulta importante tomar en cuenta, ya que muchas veces incrementamos la

energía de fractura para lograr la convergencia de los modelos numéricos que analizamos. Ello se manifiesta en la forma suave de la curva para una  $G_t = 100 \text{ N/m}$ , deduciéndose que la activación de rótulas plásticas es gradual, sin caídas abruptas de rigidez, facilitando el análisis numérico. Caso contrario ocurre con la curva para una  $G_t = 25 \text{ N/m}$ , que después de incursionar en el rango no lineal, los pilares no tienen mucha capacidad para liberar energía, provocando problemas de convergencia del modelo. Por consiguiente, se planteó una nueva regla de convergencia de fuerza y tamaño de pasos, similar al caso anterior, para obtener un mejor desarrollo de la curva. Finalmente, se observa que la variación de las curvas a la altura de la plataforma varía aprox.  $\pm 11\%$  respecto al modelo base, cambiando esa tendencia hacia la parte final de las curvas (ver figura 4.24).



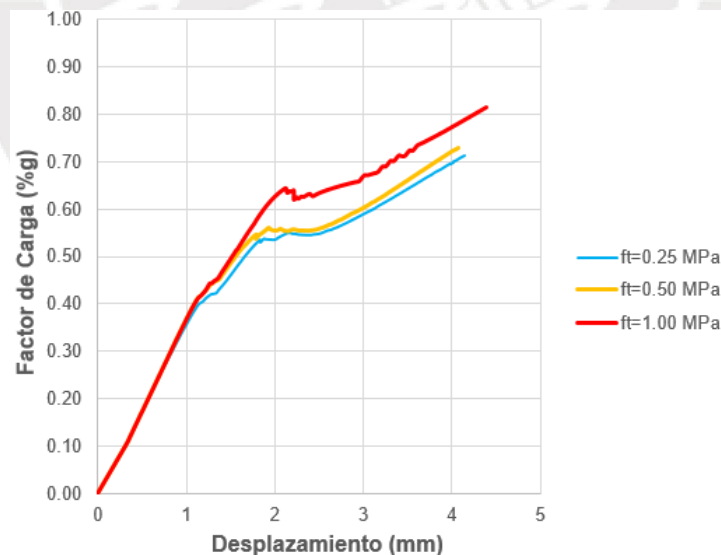
**Figura 4.23.** Influencia de la variación del esfuerzo de compresión del pilar en el análisis Pushover.



**Figura 4.24.** Influencia de la variación de la energía de fractura de tracción del pilar en el análisis Pushover.

#### 4.4.2. Variación de las propiedades no lineales del arco

En la figura 4.25, se muestra la influencia de la variación del esfuerzo de tracción del arco, donde se aprecia una diferencia más clara entre las curvas, que la presentada en el pilar para la misma variación de parámetro. Se comprueba que los arcos son los elementos estructurales que ofrecen la mayor respuesta sísmica ante cargas longitudinales. A diferencia del caso del pilar, la tendencia de las curvas se mantiene, siendo la curva para un  $f_t = 1.0$  MPa, la que mayor capacidad brinda a la estructura, respecto a las demás. Dicha curva logra un incremento en la capacidad de la estructura de alrededor del 16 % respecto al modelo base, para un desplazamiento de 2 mm. En cambio, la variación entre el modelo base y la curva para un  $f_t = 0.25$  MPa no es mucha, llegando a ser 2% aproximadamente. Con respecto a la generación de los mecanismos de falla, estos mantienen un patrón similar para los tres casos, lo que se ve reflejado en la forma parecida de las curvas (ver figura 4.25). Al igual que para el caso del pilar, la curva con mayor esfuerzo de tracción, presentó inconvenientes de convergencia numérica, que llevo a variar los criterios de convergencia para continuar con el desarrollo de la curva. Sin embargo, se observa que en el tramo final de las tres curvas se presentan nuevamente problemas de convergencia similares a los del modelo base. Por lo tanto, se infiere que la falla localizada en los arcos y muros de spandrel, sea frágil.

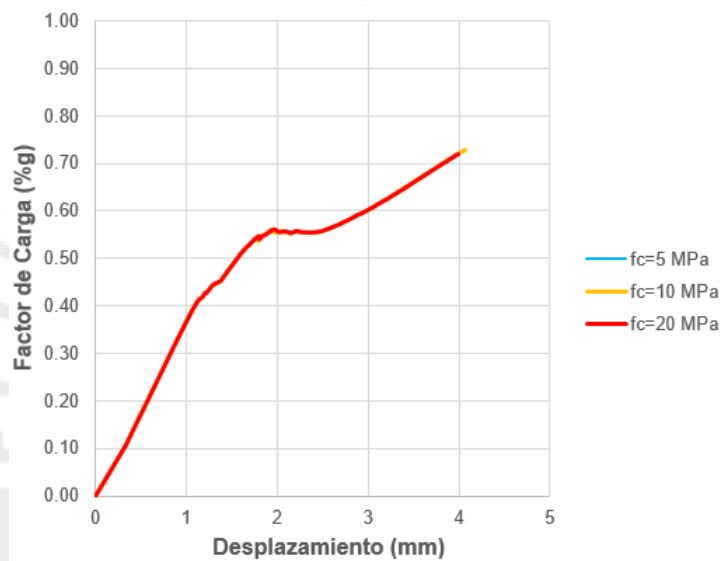


**Figura 4.25.** Influencia de la variación del esfuerzo de tracción del arco en el análisis Pushover.

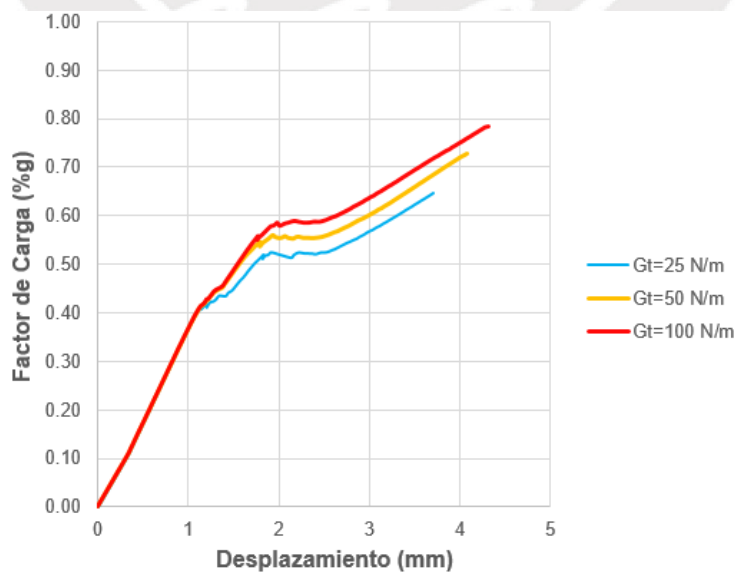
En la figura 4.26, se muestra la influencia del esfuerzo de compresión del arco sobre la capacidad de la estructura, obteniéndose similares resultados que para el caso del pilar. Es claro que no existe mayor variación al respecto, y es que en ninguno de los modelos se llegó a alcanzar el esfuerzo de compresión máximo. Ello se debe a que la incursión en

el rango no lineal, hasta donde el análisis numérico convergió, es únicamente consecuencia de alcanzar los máximos esfuerzos de tracción considerados.

Con respecto a la influencia de la variación de la energía de fractura de tracción, esta se muestra en la figura 4.27. Se evidencia nuevamente, que la capacidad de la estructura aumenta, cuanto mayor sea la energía de fractura de tracción considerada. Esto se debe básicamente a la redistribución de esfuerzos, generación de rótulas plásticas y liberación de energía que se manifiesta en los distintos elementos estructurales del puente. Además, se observa que la variación de las curvas inferior y superior, fluctúan entre  $\pm 9\%$  respecto al modelo base, manteniéndose esa tendencia hasta el final de las curvas.

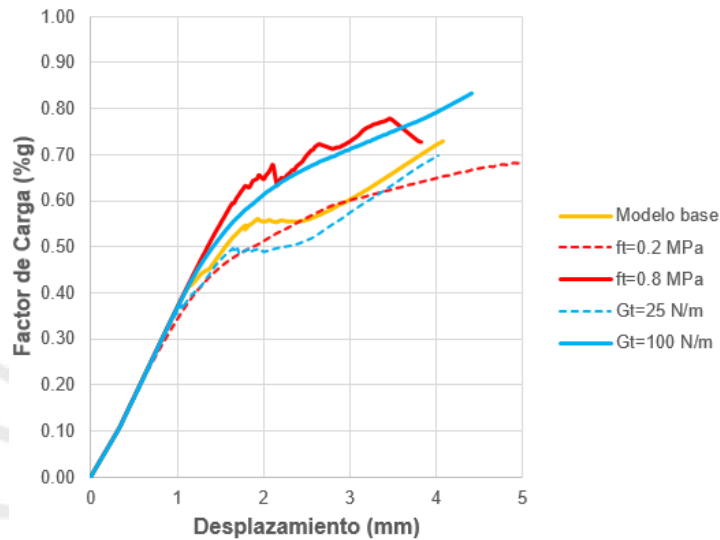


**Figura 4.26.** Influencia de la variación del esfuerzo de compresión del arco en el análisis Pushover.

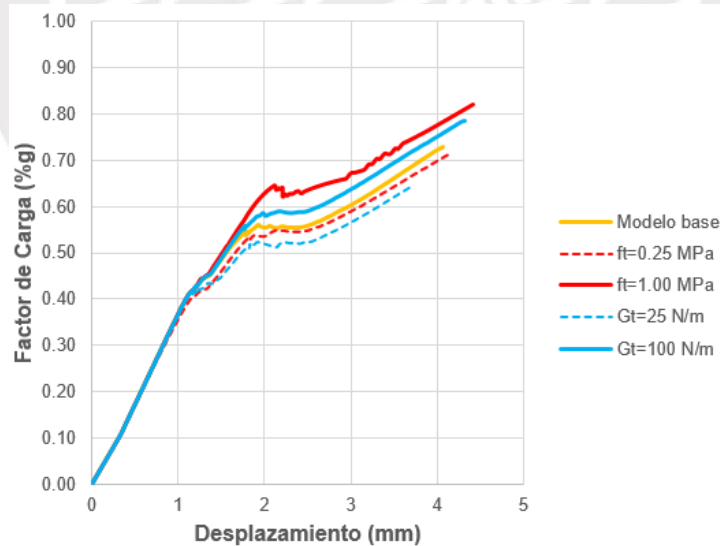


**Figura 4.27.** Influencia de la variación de la energía de fractura de tracción del arco en el análisis Pushover.

En las figuras 4.28 y 4.29 se muestran un resumen de las curvas obtenidas del análisis de sensibilidad, tanto del pilar como del arco, destacando las propiedades relacionadas a la tracción, que son las que mayor influencia provocan. Para ambos casos se observa que la variación del esfuerzo de tracción genera una mayor capacidad a la estructura, que la variación de la energía de fractura de tracción, para los valores considerados. Esta tendencia se puede notar más claramente en el análisis del arco, donde las curvas mantienen una forma similar (ver figura 4.29).



**Figura 4.28.** Análisis de sensibilidad variando las propiedades no lineales del pilar ( $f_t$  y  $G_t$ ).

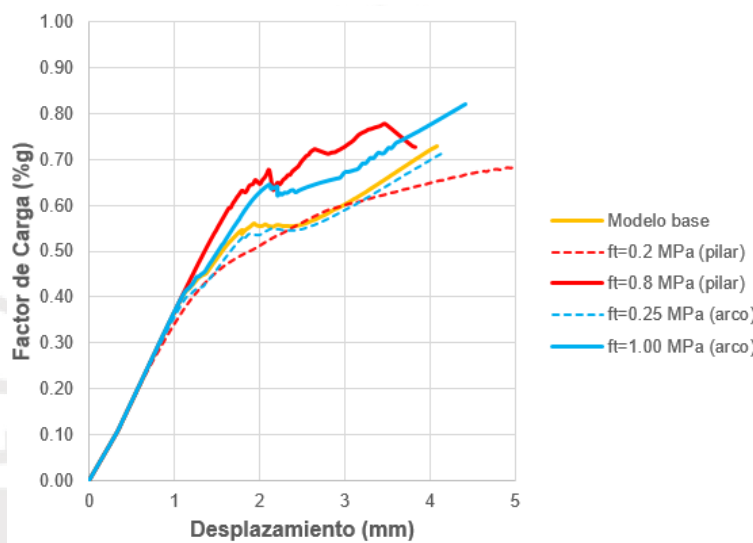


**Figura 4.29.** Análisis de sensibilidad variando las propiedades no lineales del arco ( $f_t$  y  $G_t$ ).

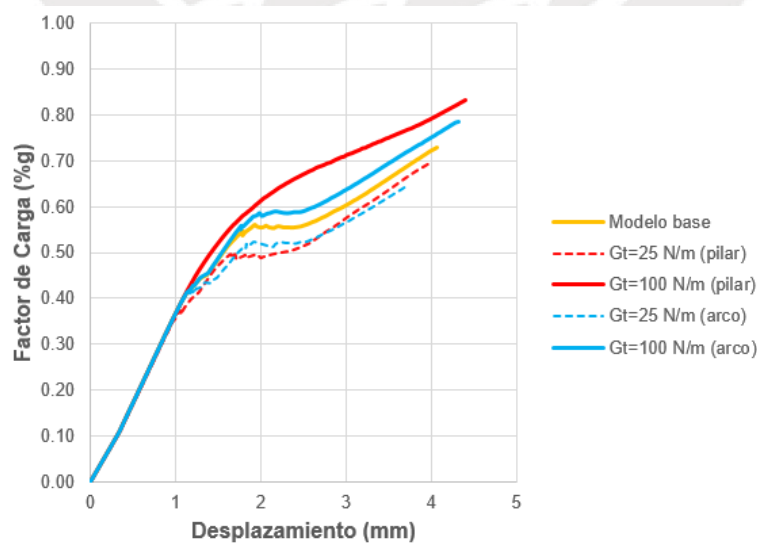
Asimismo, al observar las figuras 4.28 y 4.29, se revela que las formas de las curvas de capacidad de la estructura son definidas por el esfuerzo de tracción y energía de fractura de tracción del pilar. Un menor valor de  $f_t$  y un elevado valor de  $G_t$  en el pilar, producen una curva de capacidad suave (ver figura 2.28). Por lo tanto, si bien es cierto, la mayor

cantidad de rótulas plásticas se producen en los arcos, la generación de estas depende mucho de la capacidad de resistencia y deformación del pilar.

Por otro lado, cuando se comparan las variaciones de esfuerzo de tracción aplicadas sobre el pilar y el arco, se observa que las variaciones del primero son más influyentes sobre la capacidad de la estructura, que las variaciones del segundo (ver figura 4.30). Lo mismo, se verifica para el caso de la variación de la energía de fractura de tracción (ver figura 4.31). Por lo tanto, se deduce que la variación de las propiedades no lineales del pilar tiene mayor impacto en la capacidad de la estructura, que la variación de las propiedades no lineales del arco.



**Figura 4.30.** Comparación del análisis de sensibilidad producto de la variación del esfuerzo de tracción ( $f_t$ ), tanto del pilar como del arco.



**Figura 4.31.** Comparación del análisis de sensibilidad producto de la variación de la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ), tanto del pilar como del arco.



## **CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN DE RESULTADOS**



El presente trabajo busca determinar la influencia de la variación de las propiedades no lineales en la respuesta sísmica de un puente de mampostería en la dirección longitudinal, a través de la implementación de un modelo numérico. En tal sentido, con respecto a la generación del modelo, se verifica que la geometría y condiciones de borde, van a influir en la predicción de la respuesta de la estructura, frente a un movimiento dinámico. Esto se evidencia en la obtención de los modos de vibración, que varían con respecto a los obtenidos por Bardales (2013), quien considera una geometría más uniforme (pilares y arcos del mismo tamaño) y condiciones de borde en los costados de los estribos. A pesar de ello, la forma del primer modo de la estructura concuerda para ambos casos, variando a partir del segundo modo, como se muestra en la tabla 5.1. Además, se demuestra que la estructura es rígida, tanto en la dirección longitudinal como transversal. Se concluye que, para una evaluación estructural, la construcción del modelo a partir de una geometría adecuada, utilizando TLS, GPR y/o Fotogrametría, permiten generar modelos más representativos. Además, dichas pruebas combinadas con ensayos de identificación modal, permitirán definir adecuadamente las condiciones de borde (Conde et al., 2017; Lubowiecka et al., 2009; Riveiro, Morer, et al., 2011).

**Tabla 5.1.** Comparación de modos de vibración con los obtenidos por Bardales (2013)

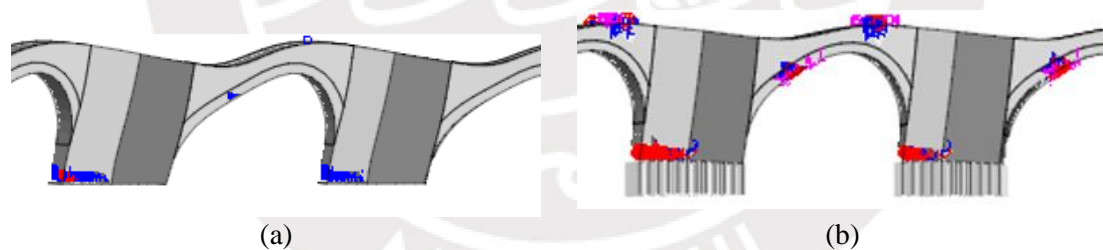
Modos de Vibración	Fuente Propia				Bardales (2013)			
	Periodo (s)	Frecuencia Modal (Hz)	Porcentaje de masa participante (%)		Periodo (s)	Frecuencia Modal (Hz)	Porcentaje de masa participante (%)	
			UX	UZ*			UX	UY*
1.00	0.086	11.638	39.01	2.27	0.117	8.536	55.09	6.92
2.00	0.081	12.387	18.67	2.41	0.102	9.791	0.00	0.00
3.00	0.074	13.465	2.48	1.36	0.094	10.680	3.99	0.35
4.00	0.066	15.052	0.04	0.22	0.093	10.813	4.09	62.47
5.00	0.065	15.480	3.62	44.59	0.090	11.143	0.00	0.13
6.00	0.064	15.700	0.89	0.50	0.089	11.270	0.00	0.04
		<b>Sumatoria:</b>	<b>64.72</b>	<b>51.34</b>		<b>Sumatoria:</b>	<b>63.17</b>	<b>69.91</b>

\* La dirección Z considerada en el modelo, es la dirección Y para el modelo realizado por Bardales.

Considerando el alcance de la tesis, se utilizó el análisis estático no lineal tradicional, para el análisis sísmico de la estructura, el cual presenta algunas limitaciones, como por ejemplo que la estructura solo está controlada por el modo fundamental (Kalkan y Kunnath, 2004). El modelo base cuenta con un porcentaje de participación modal en el primer modo de 39.01%, que obviamente haría cuestionar la elección del método tradicional, siendo necesario la aplicación de métodos más refinados como el análisis

pushover modal y/o análisis modal adaptativo. A pesar de ello los esfuerzos de tracción y compresión obtenidos en los arcos concuerdan con los obtenidos por Bardales (2013), quien desarrolló un análisis sísmico lineal. Por lo tanto, si los resultados obtenidos desean ser considerados para una evaluación estructural del puente Trujillo, deberán ser verificados con otros tipos de análisis, como dinámico no lineal y/o análisis multimodal.

La técnica numérica utilizada fue el método de elementos finitos, el cual es ampliamente usado para el análisis estructural de este tipo de puentes de mampostería (Barbieri, 2018; Bertolesi et al., 2017; Pelà et al., 2009; entre otros). La consideración de elementos tipo viga en la interfaz del puente y el suelo, con propiedades no lineales, permite una mejor convergencia numérica cuando se incursiona en el rango no lineal. En la figura 5.1, se compara el desarrollo de rótulas plásticas en la base de los pilares, considerando un modelo con apoyos inferiores empotrados y otro mediante elementos tipo viga, siendo este último el que mejor comportamiento genera. Al considerar los elementos tipo viga se limitan los esfuerzos de compresión casi infinitos que se producirían en una parte considerable de la sección transversal de la base de los pilares. Por lo tanto, se evitan incompatibilidades numéricas, producidas por la ley constitutiva utilizada, Drucker Prager con ablandamiento por tracción y comportamiento elastoplástico perfecto para la zona de compresión (Scheibmeir, 2012).



**Figura 5.1.** Mecanismo de agrietamiento generado en pilar 1 y 2 y, arco 2: (a) modelo con base empotrado y, (b) modelo con elementos tipo viga en la base.

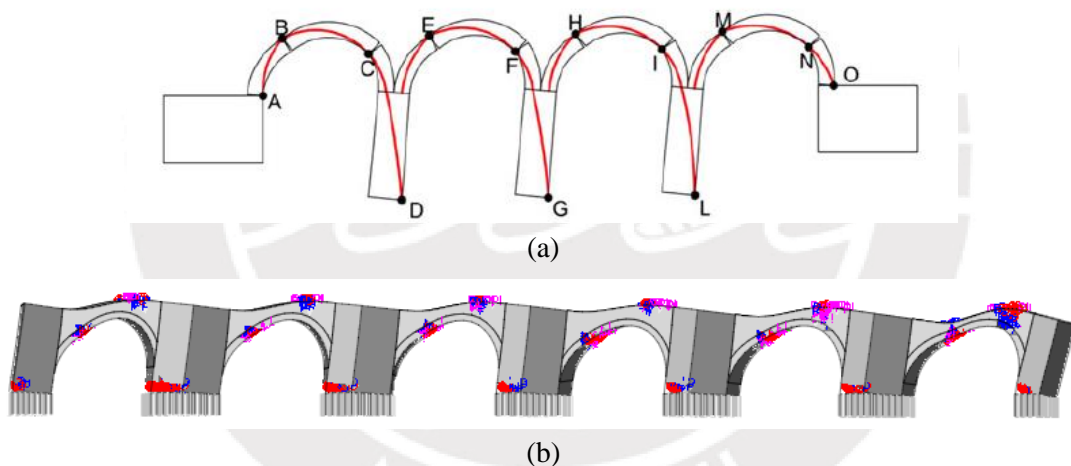
En la figura 4.15, se muestran las curvas de capacidad obtenidas, hasta donde el método numérico converge. Se observa que ninguna logró desarrollarse completamente, por lo que el proceso de identificación de daño aún no ha concluido; no obstante, lo desarrollado permite cumplir con los objetivos de la presente tesis. Con respecto al análisis longitudinal, la causa de la no convergencia es la falla abrupta del arco seis, como consecuencia de la generación de grietas, tanto en el intradós como extradós, a lo largo de dos franjas, después de que los muros de spandrel fallasen (ver figura 4.21). Un aspecto que contribuyó a la falla del arco seis es la poca rigidez del estribo dos y condiciones de

borde planteadas sobre este. Por lo tanto, se evidencia el mecanismo frágil de colapso de la mampostería, reflejado en el modelo constitutivo utilizado para el comportamiento por tracción (Scheibmeir, 2012). Además, se infiere que la forma de falla del arco seis se produzca en los demás arcos, de continuar con la convergencia numérica. Esta se representaría con el inicio de una línea descendente a partir del punto máximo alcanzado en la curva de capacidad obtenida.

Con respecto al análisis de sensibilidad, se señala que las propiedades relacionadas a la tracción influyen más en la respuesta sísmica, que el esfuerzo de compresión. Por lo tanto, se verifica que la ley constitutiva propuesta de Drucker Prager más ablandamiento por tracción se ajusta bien para el comportamiento de estas estructuras ante cargas horizontales (Scheibmeir, 2012). Además, se demuestra que la variación de las propiedades no lineales del pilar tiene mayor influencia en la capacidad de la estructura, que la variación de las propiedades no lineales del arco. Por otro lado, en lo que respecta al análisis numérico, algunas curvas tuvieron problemas de convergencia iniciales ( $f_t=0.8$  MPa y  $G_t= 25$  N/m para el pilar y  $f_t= 1.0$  MPa para el arco), que requirieron nuevos criterios de convergencia y tamaño de pasos, afín de continuar con el desarrollo de las curvas. Se buscó un equilibrio entre estas dos opciones, para evitar cambios bruscos en la curva, debido al incremento del error que se estaba dando. Se deduce que un aumento del error en el criterio de convergencia de fuerza (de 0.01 a 0.1), debe considerar una disminución del tamaño de los pasos (de 0.01 a 0.002). Estos artificios se consideraron válidos, debido a que el desarrollo de las grietas mantuvo el patrón que se venía dando. No obstante, para un caso de evaluación sísmica, la veracidad de los resultados del modelo bajo los nuevos criterios de convergencia, deberán corroborarse con ensayos experimentales y/o patrones de grietas existentes. Por lo tanto, se infiere que la variación de las propiedades no lineales del pilar y el arco, influyen en el proceso de generación de los mecanismos de colapso de la estructura, durante el análisis numérico.

Un aspecto discutible es la selección del punto de control de desplazamiento, para la obtención de la curva de capacidad. Del análisis presentado puede notarse que el mayor desplazamiento se da en la parte superior del estribo dos, como consecuencia de las condiciones de borde planteadas. No obstante, su representatividad para todo el modelo no es la adecuada, ya que los demás pilares tienen un menor desplazamiento en la parte superior. Esto podría generar resultados distintos que lleven a interpretaciones erróneas

en cuanto a determinar la ductilidad de la estructura en general. Por lo tanto, se consideró un punto ubicado en la parte superior del pilar cuatro, como se muestra en la figura 4.14. Por otro lado, se verifica que la dirección más vulnerable del puente, es la longitudinal provocando que las rótulas plásticas se desarrollen en los arcos (intradós y extradós), muros de spandrel y base de los pilares. Este mecanismo de colapso concuerda con la tipología de daño presentada en la literatura para puentes de mampostería, como se muestra en la figura 5.2 (Da Porto et al., 2015). Del análisis realizado se deduce que el modelo llega a desarrollar sólo las rótulas plásticas que se ubican en los arcos. Las rótulas de la base de los pilares no llegan a desarrollarse debido al colapso de los arcos del puente. Se infiere que si los pilares del puente Trujillo fueran más esbeltos se llegaría a desarrollar aún más el mecanismo de colapso planteado. Por otro lado, se resalta la ventaja de considerar un modelo inelástico respecto a uno elástico, al poder visualizar como se desarrollan gradualmente los mecanismos de falla en la estructura, identificando las zonas con mayor nivel de daño, más allá de solo conocer la capacidad máxima de la estructura.



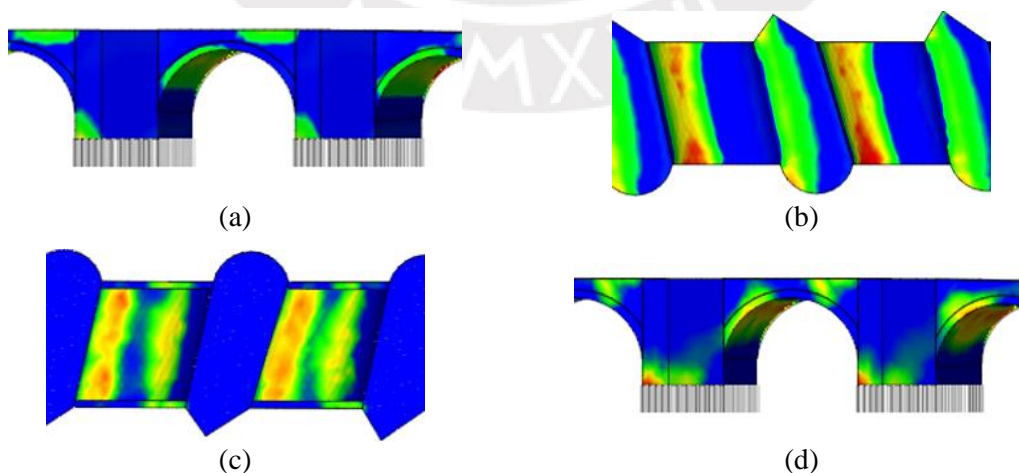
**Figura 5.2.** Mecanismos de falla en la dirección longitudinal: (a) mecanismo de falla planteado por Da Porto et al., 2015, 12(5), p. 575 y, (b) mecanismo de falla obtenido del modelo realizado.

Con respecto al desarrollo de los mecanismos de falla, a partir del análisis realizado al modelo base en la dirección longitudinal, podemos indicar que el proceso inicia en la parte inferior de los pilares e intradoses de los arcos, junto con un leve daño en la parte superior de los muros de spandrel (ver figura 5.3a). Asimismo, se resalta que las fallas en los intradoses empiezan por el lado de los tajamares semicirculares de los pilares, debido a los efectos del ángulo de esviación del puente (ver figura 5.3b). Por lo tanto, se infiere que las características geométricas de los pilares influyen en el proceso de generación de los mecanismos de falla, resultando conveniente la utilización de un modelo 3D (Milani

y Lourenço, 2012). El proceso de falla continua, hasta alcanzar la primera plataforma en la curva Pushover (ver figura 4.16), donde se ha formado la primera rótula plástica en los arcos y, los muros de spandrel se han agrietado de manera conjunta con estos. Después de fallar completamente los muros de spandrel, empieza el aporte de los extradoses de los arcos (segunda franja) a la capacidad de la estructura, hasta formarse la segunda rótula plástica, que es la que provoca la falla abrupta de los arcos (ver figura 5.3c).

Se destaca el aporte de los muros de spandrel a la capacidad de la estructura, al provocar la activación de la última rótula plástica sobre los extradoses de los arcos. Durante el análisis, sus propiedades fueron de igual valor que las del pilar, por lo que se infiere que ayudan en el proceso de generación de grietas y la forma de la curva de capacidad. Dicho aporte muchas veces no se considera, ya que presentan una baja capacidad (0.1 g) en la dirección perpendicular al muro (según Da Porto et al., 2015, 12(5), p. 584). Sin embargo, a partir de lo hallado, podrían plantearse propuestas de reforzamiento que se centren sobre estos, afín de controlar la activación de las rótulas plásticas en los arcos. En especial cuando se analizan puentes rígidos, que a nivel global presentan una buena capacidad.

Del mismo modo, durante el proceso de generación de daño de la estructura, los pilares experimentan un incremento de esfuerzos sobre su diagonal, deduciéndose la influencia de una falla por corte (ver figura 5.3d), sin provocar el colapso de la estructura. Esta observación difiere con lo sugerido por Zampieri et al. (2015), quien establece una falla por corte, pero en la dirección transversal, en base a las características geométricas del puente. Por lo tanto, los resultados obtenidos deben tratarse con cuidado, ya que no se consideraron parámetros no lineales de corte, como el factor de corte,  $\beta$ .



**Figura 5.3.** Patrones de daño identificados en los elementos estructurales, (a) vista frontal de pilares 2 y 3 [hito 1], (b) vista inferior de arcos 3 y 4 [hito 2], (c) vista superior de arcos 3 y 4 [hito 5] y, (d) vista frontal de pilares 2 y 3 [hito 5].



## **CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

El presente trabajo busca determinar la influencia de la variación de las propiedades no lineales en la respuesta sísmica de un puente de mampostería, utilizando el análisis estático no lineal. La solución del problema se realiza aplicando el MEF, considerando la ley constitutiva de Drucker Prager más ablandamiento por tracción, analizando la mampostería bajo un enfoque de macromodelo. Para ello se utilizó el software DIANA FEA, donde se implementó la geometría y se realizó el análisis en la dirección longitudinal. Las propiedades no lineales que se consideraron para el análisis de sensibilidad fueron el esfuerzo de tracción ( $f_t$ ), esfuerzo de compresión ( $f_c$ ) y la energía de fractura de tracción ( $G_t$ ). A continuación, se muestran las principales conclusiones:

- La geometría y condiciones de borde asumidas para la construcción del modelo, influyen en la respuesta sísmica de la estructura, tal como se evidencia en la forma de los modos de vibración obtenidos. Es por ello que resulta importante la obtención de una geometría a través de técnicas modernas (escáner laser terrestre, georadar y/o fotogrametría), junto con ensayos de identificación modal para determinar condiciones de borde adecuadas. Todo ello con el fin de generar modelos representativos que permitan una mejor evaluación sísmica de la estructura.
- La caracterización de los materiales para una mampostería histórica sigue siendo uno de los grandes retos para el análisis de la estructura, y más aún cuando se trata de propiedades no lineales. La variabilidad de estas se presenta incluso dentro de la misma estructura, ocasionando incertidumbre sobre la elección de las propiedades para el modelo. Por lo tanto, un análisis de sensibilidad de los materiales permitirá identificar las propiedades más sensibles que afectan la respuesta de la estructura. Ello nos ayuda a tener mayor atención al momento de asignar tales propiedades, incluso cuando se cuente con data experimental. Del análisis paramétrico realizado al puente Trujillo, se concluye que las propiedades relacionados a la tracción, son las que más influyen en la respuesta sísmica del puente, siendo muy importante su selección.
- El uso de elementos tipo viga para representar la interacción suelo-estructura, ayuda a evitar problemas numéricos, cuando se usan leyes constitutivas que consideran un comportamiento elastoplástico perfecto en la zona de compresión. Lográndose de esta manera el desarrollo de rótulas plásticas en los arcos y bases de los pilares, similar a los mecanismos de falla encontrados en la literatura.

- Los cambios de los criterios de convergencia, cuando un modelo no converge deben realizarse con mucho cuidado, sobre todo cuando se incrementa el error tolerable del modelo numérico. Es necesario buscar un equilibrio entre el error y tamaño de pasos, a fin de evitar cambios bruscos en la curva de capacidad. No obstante, es importante que los resultados que obtengamos se corroboren con data experimental.
- La respuesta del modelo evidencia un mayor desplazamiento del arco seis y estribo dos, respecto a los demás elementos estructurales, como consecuencia de las condiciones de borde planteadas, que se traduce en el colapso del arco seis. Se desprende que la selección del punto de control para el análisis de la curva de capacidad, puede modificar significativamente la ductilidad de la estructura. La forma de la curva será distinta si elegimos un punto de la parte superior de los pilares centrales, que del estribo exterior. En tal sentido se sugiere seleccionar un punto de la parte superior de los pilares centrales, que represente mejor el movimiento de la estructura global.
- Se verifica que la capacidad de la estructura en la dirección longitudinal es definida por la resistencia que pueden ejercer los arcos tanto en los intradoses como extradoses. La falla de los muros de spandrel y el desarrollo de rótulas plásticas en los arcos, produce el colapso de estos, generando fallas locales en el puente que pueden causar su inoperatividad.
- La variación del esfuerzo de tracción de los pilares en la respuesta de la estructura es significativa, demostrándose que un mayor valor de  $f_t$  produce una mayor capacidad a la estructura. Las curvas obtenidas muestran una tendencia clara en la parte inicial de las curvas, perdiéndose hacia el tramo final de estas. Se evidencia además que un menor valor de  $f_t$ , genera una curva suave con mayor ductilidad, infiriéndose la activación de mecanismos de falla graduales. En cuanto a la variación de la energía de fractura de tracción en los pilares, se demuestra que un mayor valor de  $G_t$ , brinda mayor capacidad a la estructura que las demás. Del mismo modo, permite una activación gradual de los mecanismos de falla, lo que se evidencia en la forma suave de la curva de capacidad. Por lo tanto, se infiere que la activación de las rótulas plásticas en los arcos, es influenciada por las propiedades de los pilares, que definen la forma de la curva de capacidad.



- Para el caso de la variación de las propiedades no lineales del arco ( $f_t$  y  $G_t$ ), se demuestra que un mayor valor de estos brinda mayor capacidad y ductilidad a la estructura, resaltando esta última característica, cuando se tiene una mayor  $G_t$ . Además, se observó que las tendencias de las curvas muestran una forma similar, verificándose que éstas son influenciadas por las propiedades del pilar.
- Del análisis de sensibilidad realizado, tanto para el pilar como el arco, se concluye que la variación del esfuerzo de tracción brinda una mayor capacidad a la estructura, que la variación de la energía de fractura de tracción, para los datos considerados. Asimismo, se demuestra que la variación de las propiedades no lineales del pilar, tanto  $f_t$  como  $G_t$ , son más influyentes en la capacidad de la estructura, que las variaciones de tales propiedades en los arcos.
- La variación de los esfuerzos de compresión en los pilares y arcos, no produce ninguna variación en la capacidad de la estructura, ya que en ninguno de los casos se alcanzó el máximo esfuerzo de compresión. Se confirma que la aplicación de la ley constitutiva propuesta, se ajusta bien para el análisis sísmico de estas estructuras. Sin embargo, no podemos descuidar la influencia de los esfuerzos de compresión en otros tipos de análisis, como cargas móviles.
- Por otro lado, se concluye que la variación de las propiedades no lineales de los principales componentes estructurales del puente (pilar y arco), influyen en el proceso de generación de los mecanismos de falla, que se traduce en problemas de convergencia numérica para algunos casos ( $f_t=0.8$  MPa y  $G_t=25$  N/m para el pilar y,  $f_t=1.0$  MPa para el arco).
- Considerando las características geométricas de la estructura y las condiciones de falla locales que se vayan a presentar según el análisis límite realizado por Zampieri et al. (2015), se recomienda plantear propiedades de contacto entre el relleno y los arcos y muros de spandrel. Estas propiedades nos permitirán una mejor representación del fenómeno que se presenta. Pues, si bien es cierto, la capacidad de la estructura es alta (entre 0.55 g y 0.70 g), las fallas locales como el volcamiento de los muros de spandrel (0.10 g), pueden provocar la inoperatividad del puente.
- Finalmente, se recomienda considerar propiedades no lineales relacionadas a los efectos de corte, como el valor de  $\beta$ , debido a que se evidenciaron fallas por corte en la dirección longitudinal.



## **BIBLIOGRAFÍA**

- Abdulla, K. F., Cunningham, L. S., & Gillie, M. (2017). Simulating masonry wall behaviour using a simplified micro-model approach. *Engineering Structures*, *151*, 349-365. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.08.021>
- Aguirre, D. (2014). *Puente de Piedra: Información Histórica*. [Informe]. Exp. 22438-14 Proyecto Vía Parque Rimac. Ministerio de Cultura, Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documentaria, Lima, Perú.
- Aoki, T., Sabia, D., Rivella, D., & Komiyama, T. (2007). Structural characterization of a stone arch bridge by experimental tests and numerical model updating. *International Journal of Architectural Heritage*, *1*(3), 227-250. <https://doi.org/10.1080/15583050701241208>
- Aydin, A. C., & Özkaya, S. G. (2018). The finite element analysis of collapse loads of single-spanned historic masonry arch bridges (Ordu, Sarpdere Bridge). *Engineering Failure Analysis*, *84*, 131-138. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.11.002>
- Barbieri, D. M. (2018). Two methodological approaches to assess the seismic vulnerability of masonry bridges. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, *6*(1), 49-64. <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2018.09.003>
- Bardales, H. A. (2013). *Conservación de puentes de piedra en el Perú: Criterios para su intervención estructural* (Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica del Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/>
- Bertolesi, E., Milani, G., Lopane, F. D., & Acito, M. (2017). Augustus Bridge in Narni (Italy): Seismic Vulnerability Assessment of the Still Standing Part, Possible Causes of Collapse, and Importance of the Roman Concrete Infill in the Seismic-Resistant Behavior. *International Journal of Architectural Heritage*, *11*(5), 717-746. <https://doi.org/10.1080/15583058.2017.1300712>
- Blog Playandtour. (2012). Paris Pont Neuf. Recuperado 27 de noviembre de 2019, de <https://blog.playandtour.com/wp-content/uploads/2012/05/paris-pont-neuf.jpg>
- Boothby, T. E. (2001). Load rating of masonry arch bridges. *Journal of Bridge Engineering*, *6*(2), 79-86. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2001\)6:2\(79\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:2(79))
- Bosio, J., López, J., Gallo, E., & Lainez-Lozada, P. (1994). *Puentes- Análisis, Diseño y Construcción* (ACI, Ed.). Lima, Perú.
- Brenchich, A., & Sabia, D. (2008). Experimental identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro Bridge. *Construction and Building Materials*, *22*, 2087-2099. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.07.031>
- BS EN 1996-1:2005 (DE). (2005). *Eurocódigo 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. s.l., s.n.: British Standards Institution. Approved by European Committee for Standardization (CEN).
- BS EN 1998-1:2004 (DE). (2004). *Eurocódigo 8: Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. s.l., s.n.: British Standards Institution. Approved by European Committee for Standardization (CEN).

- Cavicchi, A., & Gambarotta, L. (2005). Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction. *Engineering Structures*, 27(4), 605-615. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.12.002>
- Cavicchi, A., & Gambarotta, L. (2006). Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges. *Computers and Structures*, 84(31-32), 2316-2328. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.08.048>
- Cdn.tripadvisor. (s. f.). Puente Bolnesi. Recuperado 27 de noviembre de 2019, de <https://media-cdn.tripadvisor.com/media/photo-s/06/1f/5a/05/historic-centre-of-arequipa.jpg>
- Chen, W., & Han, D. J. (1988). Plasticity for structural engineers. *Springer-Verlag, New York*. [https://doi.org/10.1016/0143-974X\(89\)90075-8](https://doi.org/10.1016/0143-974X(89)90075-8)
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(8), 903-927. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Clemente, P. (1998). Introduction to dynamics of stone arches. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27(5), 513-522. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199805\)27:5<513::AID-EQE740>3.0.CO;2-O](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199805)27:5<513::AID-EQE740>3.0.CO;2-O)
- Coll C., J. (2017). Investigación geotécnica para la red del Metro de Lima. *Perfiles de Ingeniería*, 13(13), 25-34. [https://doi.org/10.31381/perfiles\\_ingenieria.v13i13.1460](https://doi.org/10.31381/perfiles_ingenieria.v13i13.1460)
- Conde, B., Ramos, L. F., Oliveira, D. V., Riveiro, B., & Solla, M. (2017). Structural assessment of masonry arch bridges by combination of non-destructive testing techniques and three-dimensional numerical modelling: Application to Vilanova bridge. *Engineering Structures*, 148, 621-638. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.07.011>
- Costa, C., Ribeiro, D., Arêde, A., & Calçada, R. (2013). Experimental and numerical assessment of the modal parameters of Côa railway bridge. *7th International Conference on Arch Bridges (ARCH'13)*, 629-636. Troger - Split, Croatia.
- Cruz, J., Barros, J., & Azevedo, Á. (2004). *Elasto-plastic multi-fixed smeared crack model for concrete*. Recuperado de [https://pdfs.semanticscholar.org/bd16/66e8587cee5fbd4fa56877b69dd5b4d34a93.pdf?\\_ga=2.15535166.948178115.1589300426-1177418392.1589300426](https://pdfs.semanticscholar.org/bd16/66e8587cee5fbd4fa56877b69dd5b4d34a93.pdf?_ga=2.15535166.948178115.1589300426-1177418392.1589300426)
- Da Porto, F., Franchetti, P., Grendene, M., Ranzato, L., Valluzzi, M., & Modena, C. (2007). Structural capacity of masonry arch bridges to horizontal loads. *5th International Conference on Arch Bridges (ARCH'07), Madeira, Portugal*. Recuperado de <http://arch-bridges.fzu.edu.cn/attach/2016/10/30/243896.pdf>
- Da Porto, F., Tecchio, G., Zampieri, P., Modena, C., & Prota, A. (2015). Simplified seismic assessment of railway masonry arch bridges by limit analysis. *Structure and Infrastructure Engineering*, 12(5), 567-591. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1031141>
- De Luca, A., Giordano, A., & Mele, E. (2004). A simplified procedure for assessing the seismic capacity of masonry arches. *Engineering Structures*, 26, 1915-1929. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2004.07.003>

- De Sensi, B. (2003). *Terracruda, La Diffusione Dell'architettura Di Terra (Soil, Dissemination of Earth Architecture)*. Recuperado de [www.terracruda.com/architetturadiffusione.htm](http://www.terracruda.com/architetturadiffusione.htm)
- Di Sarno, L., Da Porto, F., Guerrini, G., Calvi, P. M., Camata, G., & Prota, A. (2018). Seismic performance of bridges during the 2016 Central Italy earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(10), 5729-5761. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0419-4>
- DIANA FEA BV. (2017). *DIANA user's manual, release 10.2*. Netherlands.
- Dimitri, R., & Tornabene, F. (2015). A parametric investigation of the seismic capacity for masonry arches and portals of different shapes. *Engineering Failure Analysis*, 52, 1-34. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.02.021>
- Endo, Y., Pelà, L., & Roca, P. (2016). Review of Different Pushover Analysis Methods Applied to Masonry Buildings and Comparison with Nonlinear Dynamic Analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8), 1234-1255. <https://doi.org/10.1080/13632469.2016.1210055>
- Espejo, S. R. (2007). *Estudio del comportamiento experimental de dos puentes de fábrica ensayados hasta rotura: Puente ferroviario de la Riera de Rubí y Puente sobre el ferrocarril del Plazaola en Urnieta* (Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid). Recuperado de <https://books.google.com.pe/>
- Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573-592. <https://doi.org/10.1193/1.1586128>
- Fajfar, P., & Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25(1), 31-46. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1096-9845\(199601\)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V](https://doi.org/10.1002/(SICI)1096-9845(199601)25:1<31::AID-EQE534>3.0.CO;2-V)
- Fanale, L., Galeota, D., & Pietrucci, A. (2019). Case Study: Assessment of the Load-Carrying Capacity of Multi-span Masonry Ancient Roman Arch Bridge Situated in “Campana”, Near L’Aquila City (IT). En R. Aguilar, D. Torrealva, S. Moreira, M. Pando, & L. Ramos (Eds.), *RILEM 2019, Bookseries* (Vol. 18, pp. 1027-1035). <https://doi.org/10.1007/978-3-319-99441-3>
- Fanning, P. J., & Boothby, T. E. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Computers and Structures*, 79(29-30), 2645-2662. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00109-2](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00109-2)
- Feenstra, P. H., & De Borst, R. (1992). The use of various crack models in F.E. analysis of reinforced concrete panels. En Z. P. Bažant (Ed.), *Proceedings of First International Conference on Fracture Mechanics of Concrete Structures: FraMCoSI*. Breckenridge, Colorado, USA.: Taylor and Francis.
- Feenstra, P. H., & Rots, J. G. (2001). Comparison of Concrete Models for Cyclic Loading. En P. Benson Shing & T. -ak. Tanabe (Eds.), *Modelling of Inelastic Behaviour of RC Structures under Seismic Loads* (pp. 38-55). USA: American Society of Civil Engineers.
- FEMA. (2005). Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. *FEMA 440, Federal Emergency Management Agency, Washington DC*.

- Ford, T., Augarde, C., & Tuxford, S. (2003). Modelling masonry arch bridges using commercial finite element software. *9th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*. Egmond aan Zee, The Netherlands.
- Frunzio, G., Monaco, M., & Gesuado, A. (2001). 3D F.E.M. analysis of a Roman arch bridge. *Historical Constructions*, 591-598. <https://doi.org/10.1.1.476.8883&rep>
- Galasco, A., Lagomarsino, S., & Penna, A. (2006). On the use of pushover analysis for existing masonry buildings. *1st European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Switzerland, Geneva*. Recuperado de <https://www.ingware.ch/files/3muri-paper1080.pdf>
- Galasco, A., Lagomarsino, S., Penna, A., & Resemini, S. (2004). Non-Linear Modelling and Seismic Analysis of Masonry Structures. *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada*. Recuperado de [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_843.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_843.pdf)
- García, J. J. (2014). *Conservación y Mantenimiento del Puente Trujillo*. [Memoria Descriptiva]. Exp. 22438-14 Proyecto Vía Parque Rimac. Ministerio de Cultura, Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documentaria, Lima, Perú.
- Gilbert, M. (2007). Limit analysis applied to masonry arch bridges: state-of-the-art and recent developments. *5th International Conference on Arch Bridges (ARCH'07)*, 13-28. Madeira, Portugal.
- Griffith, M., Magenes, G., Melis, G., & Picchi, L. (2003). Evaluation of out-of-plane stability of unreinforced masonry walls subjected to seismic excitation. *Journal of Earthquake Engineering*, 7(sup001), 141-161. <https://doi.org/10.1080/13632460309350476>
- Gringer. (2019). Pacific Ring of Fire-PT. Recuperado 4 de mayo de 2020, de <https://commons.wikimedia.org/>
- Grossi, P., Williams, C., Cabrera, C., Tabucchi, T., Sarabandi, P., Rodriguez, A., ... Rahnama, M. (2011). *The 2010 Maule, Chile earthquake: lessons and future challenges*. Recuperado de [https://forms2.rms.com/rs/729-DJX-565/images/eq\\_2010\\_chile\\_eq.pdf](https://forms2.rms.com/rs/729-DJX-565/images/eq_2010_chile_eq.pdf)
- Guerrero, E. J., & Puma, M. C. (2018). *Análisis sísmico no lineal estático del Puente Grau y reforzamiento estructural* (Tesis de grado, Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú). Recuperado de <http://repositorio.unsa.edu.pe/>
- Guinea, G. V., Hussein, G., Elices, M., & Planas, J. (2000). Micromechanical modeling of brick-masonry fracture. *Cement and Concrete Research*, 30(5), 731-737. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00228-3](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00228-3)
- HBA NOTICIAS. (2016). Graban a mujer que se lanzó del puente Grau al río Chili en Arequipa y sobrevive. *HBA NOTICIAS*. Recuperado de <https://www.hbanoticias.com/>
- Heyman, J. (1982). *The masonry arch*. New York: Ellis Horwood Ltd.
- Hightours.pe. (2019). Puente Calicanto Huánuco. Recuperado 4 de enero de 2020, de [https://www.hightours.pe/wp-content/uploads/2019/03/Huanuco\\_Puente\\_Calicanto1.jpg](https://www.hightours.pe/wp-content/uploads/2019/03/Huanuco_Puente_Calicanto1.jpg)

- ICOMOS. (2003). Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage (2003). *International Council on Monuments and Sites*, pp. 3-6.
- Kalkan, E., & Kunnath, S. K. (2004). Lateral load distribution in nonlinear static procedures for seismic design. *Proceedings of the 2004 Structures Congress - Building on the Past: Securing the Future*, 1-10. [https://doi.org/10.1061/40700\(2004\)77](https://doi.org/10.1061/40700(2004)77)
- Karaton, M., Aksoy, H. S., Sayın, E., & Calayır, Y. (2017). Nonlinear seismic performance of a 12th century historical masonry bridge under different earthquake levels. *Engineering Failure Analysis*, 79, 408-421. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.05.017>
- Kawashima, K., Takahashi, Y., Ge, H., Wu, Z., & Zhang, J. (2009). Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, earthquake. *Journal of Earthquake Engineering*, 13(7), 965-996. <https://doi.org/10.1080/13632460902859169>
- Krawinkler, H. (1995). New trends in seismic design methodology. En G. Duma (Ed.), *10th European Conference on Earthquake Engineering* (pp. 821-830). Balkema, Rotterdam.
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Kušter Marić, M., Radić, J., & Buljan, D. (2016). Cultural heritage and aesthetics of arch bridges on the territories of Croatia and Bosnia and Herzegovina. *8th International Conference on Arch Bridges*, 157-166. Wrocław, Poland.
- Laterza, M., D'Amato, M., & Casamassima, V. M. (2017a). Seismic performance evaluation of multi-span existing masonry arch bridge. *AIP Conference Proceedings*. <https://doi.org/10.1063/1.4992619>
- Laterza, M., D'Amato, M., & Casamassima, V. M. (2017b). Stress-Life Curves Method for Fatigue Assessment of Ancient Brick Arch Bridges. *International Journal of Architectural Heritage*, 11(6), 843-858. <https://doi.org/10.1080/15583058.2017.1315621>
- Leprotti, L., Pelà, L., Aprile, A., & Benedetti, A. (2010). Control node identification in nonlinear seismic analysis of masonry arch bridges. *8th International Masonry Conference*, 1113-1122. Dresden, Alemania: International Masonry Society.
- Lourenço, P. B. (1996). Computational strategies for masonry structures (Tesis doctoral, Universidad Tecnológica de Delft, Países Bajos). Recuperado de <https://repository.tudelft.nl/>
- Lourenço, P. B. (2001). Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations. *Historical Constructions*, 91-116.
- Lourenço, P. B. (2009). *Recent advances in masonry structures: Micromodelling and homogenisation, em: Multiscale Modeling in Solid Mechanics: Computational Approaches*. 251-294.

- Lovón, R. (2006). *Intervención Estructural en un Monumento Histórico de Adobe* (Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/>
- Lubowiecka, I., Armesto, J., Arias, P., & Lorenzo, H. (2009). Historic bridge modelling using laser scanning, ground penetrating radar and finite element methods in the context of structural dynamics. *Engineering Structures*, 31, 2667-2676. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.06.018>
- Martinelli, P., Galli, A., Barazzetti, L., Colombo, M., Felicetti, R., Previtali, M., ... di Prisco, M. (2018). Bearing capacity assessment of a 14th century arch bridge in Lecco (Italy). *International Journal of Architectural Heritage*, 12(2), 237-256. <https://doi.org/10.1080/15583058.2017.1399482>
- Mendes, N. (2012). *Seismic assessment of ancient masonry buildings: shaking table tests and numerical analysis* (Tesis doctoral, Universidad de Minho, Portugal). Recuperado de <https://repositorium.sdum.uminho.pt/>
- Milani, G., & Lourenço, P. B. (2012). 3D non-linear behavior of masonry arch bridges. *Computers and Structures*, 110, 133-150. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2012.07.008>
- Moreira, S. (2016). *Mampostería estructural - Clase 15/10/2016*. [Disertación]. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Nobre, M. F. (2013). *Sensitivity analysis of the seismic behavior of ancient masonry buildings* (Tesis de maestría, Universidad de Minho, Portugal). Recuperado de <https://repositorium.sdum.uminho.pt/>
- Noel, M. F. (2017). Integración de ingeniería inversa y modelamiento numérico para la evaluación sísmica de construcciones históricas de adobe (Tesis de maestría, Pontificia Universidad Nacional del Perú). Recuperado de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/>
- Oliveira, D. V., Lourenço, P. B., & Lemos, C. (2010). Geometric issues and ultimate load capacity of masonry arch bridges from the northwest Iberian Peninsula. *Engineering Structures*, 32(12), 3955-3965. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.09.006>
- Oscar. (2014). PUENTE RIO CLARO PONIENTE, RUTA 5 SUR. Recuperado 21 de octubre de 2019, de JLS Ingeniería website: <http://www.jlsingenieria.cl/puente-rio-claro-poniente/>
- Pelà, L., Aprile, A., & Benedetti, A. (2009). Seismic assessment of masonry arch bridges. *Engineering Structures*, 31, 1777-1788. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.012>
- Pelà, L., Aprile, A., & Benedetti, A. (2013). Comparison of seismic assessment procedures for masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, 38, 381-394. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.08.046>
- Pellegrino, C., Zanini, M. A., Zampieri, P., & Modena, C. (2014). Contribution of in situ and laboratory investigations for assessing seismic vulnerability of existing bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(9), 1147-1162. <https://doi.org/10.1080/15732479.2014.938661>



- Peña, F. (2010). Estrategias para el Modelado y el Análisis Sísmico de Estructuras Históricas. En *Revista de Ingeniería Sísmica* (Vol. 83). <https://doi.org/10.18867/ris.83.144>
- PIARC. (s. f.). *Diccionario vial de PIARC*. Recuperado de <https://www.piarc.org/es/buscador.htm?q=puede+esviado>
- Pinho, R., Antoniou, S., & Pietra, D. (2006). A displacement-based adaptive pushover for seismic assessment of steel and reinforced concrete buildings. In *Proceedings of the Eighth US National Conference on Earthquake Engineering*.
- Pinho, R., Casarotti, C., & Antoniou, S. (2007). A comparison of single-run pushover analysis techniques for seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36, 1347-1362. <https://doi.org/10.1002/eqe>
- Potter, C. (2011). *Seismic analysis of a typical masonry building from Barcelona's Eixample district* (Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya, España). Recuperado de <https://upcommons.upc.edu/>
- Rafiee, A., & Vinches, M. (2013). Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method. *Engineering Structures*, 48, 739-749. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.035>
- Resemini, S., & Lagomarsino, S. (2004). Sulla vulnerabilità sismica di ponti ad arco in muratura. *Proceedings of 11th Italian conference on earthquake engineering-ANIDIS*. Genova: L'ingegneria sismica in Italia.
- Reyes, Y. (2012). Calicanto, el puente de piedra más antiguo de Áncash | RPP Noticias. Recuperado 21 de octubre de 2019, de RPP website: <https://rpp.pe/lima/actualidad/calicanto-el-puente-de-piedra-mas-antiguo-de-ancash-noticia-501467.jpg>
- Riveiro, B., Caamaño, J. C., Arias, P., & Sanz, E. (2011). Photogrammetric 3D modelling and mechanical analysis of masonry arches: An approach based on a discontinuous model of voussoirs. *Automation in Construction*, 20(4), 380-388. <https://doi.org/10.1016/j.autcon.2010.11.008>
- Riveiro, B., Morer, P., Arias, P., & De Arteaga, I. (2011). Terrestrial laser scanning and limit analysis of masonry arch bridges. *Construction and Building Materials*, 25, 1726-1735. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.11.094>
- Roca, P., Cervera, M., Gariup, G., & Pelà, L. (2010). Structural analysis of masonry historical constructions. Classical and advanced approaches. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 17(3), 299-325. <https://doi.org/10.1007/s11831-010-9046-1>
- Rota, M., Pecker, A., Bolognini, D., & Pinho, R. (2005). A methodology for seismic vulnerability of masonry arch bridge walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(SPEC. ISS. 2), 331-353. <https://doi.org/10.1142/S1363246905002432>
- Saloustros, S., Pelà, L., Roca, P., & Portal, J. (2015). Numerical analysis of structural damage in the church of the Poblet Monastery. *Engineering Failure Analysis*. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.10.015>

- Sánchez-Aparicio, L. J., Riveiro, B., González-Aguilera, D., & Ramos, L. F. (2014). The combination of geomatic approaches and operational modal analysis to improve calibration of finite element models: A case of study in Saint Torcato Church (Guimarães, Portugal). *Construction and Building Materials*. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.106>
- Sarhosis, V., Asteris, P., Wang, T., Hu, W., & Han, Y. (2016). On the stability of colonnade structural systems under static and dynamic loading conditions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(4), 1131-1152. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9881-z>
- Scheibmeir, E. (2012). Nonlinear seismic response of a masonry arch bridge (Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Cataluña, España). Recuperado de <https://www.semanticscholar.org/>
- Scotta, R., Vitaliani, R., Saetta, A., Oñate, E., & Hanganu, A. (2001). Scalar damage model with a shear retention factor for the analysis of reinforced concrete structures: Theory and validation. *Computers and Structures*, 79, 737-755. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(00\)00178-4](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(00)00178-4)
- SEAOC. (1995). Vision 2000 - A Framework for Performance Based Earthquake Engineering. *Structural Engineers Association of California*.
- Šejnoha, J., Šejnoha, M., Zeman, J., Sýkora, J., & Vorel, J. (2008). Mesoscopic study on historic masonry. *Structural Engineering and Mechanics*, 30(1), 99-117. <https://doi.org/10.12989/sem.2008.30.1.099>
- Sevim, B., Bayraktar, A., Altunişik, A. C., Atamtürktür, S., & Birinci, F. (2011a). Assessment of nonlinear seismic performance of a restored historical arch bridge using ambient vibrations. *Nonlinear Dynamics*, 63, 755-770. <https://doi.org/10.1007/s11071-010-9835-y>
- Sevim, B., Bayraktar, A., Altunişik, A. C., Atamtürktür, S., & Birinci, F. (2011b). Finite element model calibration effects on the earthquake response of masonry arch bridges. *Finite Elements in Analysis and Design*, 47(7), 621-634. <https://doi.org/10.1016/j.finel.2010.12.011>
- Shah, S. (2016). *Old masonry bridges-A challenge for earthquake risk* (Tesis de maestría, CEPT University, University Area, Ahmedabad, India). Recuperado de <https://cept.ac.in/>
- Stockdale, G. L., Sarhosis, V., & Milani, G. (2019). Seismic capacity and multi-mechanism analysis for dry-stack masonry arches subjected to hinge control. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(2), 673-724. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00583-7>
- Taliercio, A., & Binda, L. (2007). The Basilica of San Vitale in Ravenna: Investigation on the current structural faults and their mid-term evolution. *Journal of Cultural Heritage*, 8(2), 99-118. <https://doi.org/10.1016/j.culher.2006.09.005>
- Tarque, S. N. (2011). *Numerical modelling of the seismic behaviour of adobe buildings*. Tesis doctoral, Universidad de Pavía, Instituto Universitario de Estudio Superior, Italia.

- Tecchio, G., Donà, M., & Da Porto, F. (2016). Seismic fragility curves of as-built single-span masonry arch bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(11), 3099-3124. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9931-6>
- Tecchio, G., Zampieri, P., Da Porto, F., Modena, C., Prota, A., & Manfredi, G. (2012). Simplified assessment of railway masonry bridges seismic capacity. *Proceedings of 15th world conference on earthquake engineering (WCEE)*. Lisboa, Portugal.
- Thavalingam, A., Bicanic, N., Robinson, J. I., & Ponniah, D. A. (2001). Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges. *Computers and Structures*, 79(19), 1821-1830. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(01\)00102-X](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00102-X)
- Themelis, S. (2008). *Pushover analysis for seismic assessment and design of structures* (Tesis doctoral, Universidad Heriot-Watt, Edimburgo, Escocia). Recuperado de <https://www.ros.hw.ac.uk/>
- Toro R., A. (2014). *INF-01-CULT LAMSAC, 2014: Prospección realizada sobre la estructura*. [Documento Técnico]. Exp. 8423-2014 Proyecto Vía Parque Rimac. Ministerio de Cultura, Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documentaria, Lima, Perú.
- Vicente M., E. (2014). *Informe sobre el diagnóstico estructural del Puente Trujillo*. [Informe]. Exp. 22438-14 Proyecto Vía Parque Rimac. Ministerio de Cultura, Oficina de Atención al Ciudadano y Gestión Documentaria, Lima, Perú.
- Wikimedia. (s. f.). Puente Alcantará. Recuperado 27 de noviembre de 2019, de [https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/d/d5/Bridge\\_Alcantara.JPG](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/d/d5/Bridge_Alcantara.JPG)
- Zampieri, P., Tecchio, G., Da Porto, F., & Modena, C. (2014). Limit analysis of transverse seismic capacity of multi-span masonry arch bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1557-1579. <https://doi.org/10.1007/s10518-014-9664-3>
- Zampieri, P., Zanini, M. A., Faleschini, F., Hofer, L., & Pellegrino, C. (2017). Failure analysis of masonry arch bridges subject to local pier scour. *Engineering Failure Analysis*, 79, 371-384. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.05.028>
- Zampieri, P., Zanini, M. A., & Modena, C. (2015). Simplified seismic assessment of multi-span masonry arch bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(9), 2629-2646. <https://doi.org/10.1007/s10518-015-9733-2>