UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

MAESTRÍA EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS Y VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES HISTÓRICOS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA EN EL ÁREA DE ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

JUAN IGNACIO LÓPEZ PÉREZ

ASESOR:

DR. JOSÉ MANUEL JARA GUERRERO

MORELIA, MICHOACÁN. JUNIO 2017

Agradecimientos

Al presentar éste trabajo quiero agradecer a todas aquellas personas que de algún modo contribuyeron a su realización, además de forma muy particular quiero agradecer a:

- El Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por haber depositado en mí su confianza, aceptándome como postulante de beca para realizar estudios de maestría, así como por el apoyo adicional que recibí de su parte para realizar una estancia en el extranjero a través de una beca mixta.
- Al programa de Maestría en Estructuras y a todo el personal que forma parte de él, por el trabajo continuo que desarrollan para mantener y fortalecer el propio programa, así como también a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana, de la cual se desprende.
- A cada uno de los profesores con los que compartí aula, a quienes considero el pilar de la institución, ya que no solo comparten desinteresadamente sus conocimientos y experiencias para preparar a los futuros maestros, sino que demuestran un claro compromiso e interés hacia sus alumnos. En ellos siempre encontré una buena actitud y apoyo tanto académico como personal.
- Al Dr. José Manuel Jara por haberme apoyado continuamente como asesor, desde la elección del proyecto hasta su conclusión; no hay palabras para agradecer todo ese tiempo dedicado cuando me acerqué para tratar asuntos relacionados ya sea con la clase, el propio proyecto de tesis, o incluso para tratar temas fuera del ámbito académico, siempre mostrando una excelente actitud y disposición para ayudar. Además de todo el apoyo que tuve de su parte para realizar la estancia en Porto, pues sin su ayuda habría sido muchísimo más complicado que se llegara a concretar.
- A mis profesores la Dra. Bertha Alejandra, el Dr. Guillermo, el Dr. Manuel, y el Dr. Jorge Ignacio, no solamente por formar parte del jurado revisor, sino principalmente por estar pendientes del proyecto y haber hecho las sugerencias y comentarios pertinentes durante el desarrollo del mismo.

- Al Dr. Arede y al Dr. Varum, académicos e investigadores de la Universidad de Porto, tanto por su apoyo para el proyecto en cuestión, como por hacer de mi estancia en su Universidad una experiencia muy satisfactoria.
- A mi familia por haberme apoyado incondicionalmente durante todo éste proceso, particularmente a mi madre, a mis hermanos y aquellos con quienes compartí un techo; sus ánimos y tolerancia para con mis tiempos fueron fundamentales para llevar a cabo éste trabajo
- A mis compañeros en éste proceso, que más que eso se volvieron amigos y con quienes compartí techo durante algún tiempo. Sin ustedes el recorrido hubiera resultado mucho menos divertido y más agotador. A Gloria por entender las condiciones y los tiempos que le dediqué a éste proyecto y tener siempre una palabra positiva cuando hizo falta.
- A Jorge por apoyarme con la elaboración de los croquis, mostrando siempre disposición y desarrollando un muy buen trabajo.
- A Alma y Miriam por recibirme y brindarme todo su apoyo durante mi estancia fuera del país, con quienes estoy profundamente agradecido.
- A Uriel y Ruben por compartir su experiencia en el tema de la identificación de sistemas.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS ..... **I**

ÍNDICE GENERAL ..... **III**

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **VI**

ÍNDICE DE TABLAS ..... **XI**

RESÚMEN **1**

ABSTRACT **2**

OBJETIVOS **3**

1 INTRODUCCIÓN **4**

2 TIPOLOGÍAS DE PUENTES HISTÓRICOS EN EL MUNDO **8**

2.1 ANTECEDENTES 8

2.2 TIPOLOGÍAS SEGÚN EL PERIODO HISTÓRICO 13

2.3 TIPOLOGÍAS SEGÚN LA FORMA DEL ARCO 15

2.4 PUENTES DE MAMPOSTERÍA 17

2.4.1 Elementos que lo componen 18

2.4.2 Geometría 21

2.4.3 Materiales 28

2.4.4 La mampostería como elemento estructural 31

2.5 TIPOLOGÍAS PRESENTES EN MÉXICO 33

3 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES HISTÓRICOS **36**

3.1 DAÑO PRODUCIDO POR LA ACTIVIDAD SÍSMICA 37

3.1.1 Falla de los tímpanos 37

3.2 DAÑO PRODUCIDO POR FACTORES EXTERNOS 40

3.2.1 Incremento de las cargas de servicio e intemperización 41

3.2.2 Socavación en pilas 43

4 MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN ESTRUCTURAS HISTÓRICAS 45

4.1 LA VIBRACIÓN AMBIENTAL COMO HERRAMIENTA PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES DINÁMICAS EN ESTRUCTURAS 46

4.2 ANTECEDENTES EN ESTRUCTURAS HISTÓRICAS 51

5 SELECCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO 57

5.1 DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES 58

5.1.1 Puente Batanes 58

5.1.2 Puente de la Historia 61

5.1.3 Puente del Marqués 63

5.1.4 Puente Grande 65

5.1.5 Puente Tresguerras 67

6 MEDICIÓN EXPERIMENTAL DE PROPIEDADES 70

6.1 METODOLOGÍA Y EQUIPO 70

6.2 IDENTIFICACIÓN DE SISTEMAS Y PROPIEDADES DINÁMICAS 70

6.2.1 Puente de la Historia 70

6.2.2 Puente del Marqués 75

6.2.3 Puente Grande 79

6.2.4 Puente Tresguerras 84

7 DEMANDA SÍSMICA 89

7.1 SISMICIDAD EN MÉXICO 89

7.2 SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS 90

7.3 FASE INTENSA DEL MOVIMIENTO Y ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS 96

8 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS PUENTES 104

8.1 MODELOS NUMÉRICOS 104

8.1.1 Aspectos generales para calibrar los modelos numéricos 105

8.1.2 Particularidades del puente de la Historia 114

8.1.3 Particularidades del puente Tresguerras 118

8.1.4 Particularidades del puente Grande 122

8.2 ANÁLISIS DE LOS PUENTES 124

8.3 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS 127

8.4 ESFUERZOS MÁXIMOS 140
8.5 ESFUERZOS COMBINADOS 147
8.6 ESTADO DE ESFUERZOS EN ARCOS 154
8.7 TENDENCIAS 162

9 CONCLUSIONES 168

BIBLIOGRAFÍA 170

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Puente Luiz Bandeira 11
Figura 2.2. Puente romano, Aquae Flaviae, Roma 15
Figura 2.3. Puente medieval de Orense, Galicia, España (referencia) 15
Figura 2.4. Arco de medio punto y arco apuntado de dos centros 17
Figura 2.5. Arco rebajado 17
Figura 2.6. Elementos de un puente de mampostería 20
Figura 2.7. Formas de tajamares usados en Francia y la obstrucción que genera en el flujo 21
Figura 2.8. Expresiones para determinar el espesor del arco en puentes con claros entre 3 y 15m. 25
Figura 2.9. Expresiones para determinar el espesor del arco en los puentes seleccionados 26
Figura 2.10. Análisis paramétrico en la determinación del factor de carga en el arco (Oliveira, 2010) 28
Figura 3.1. Fallo de los tímpanos en un puente en India, sismo de Bhuj, 2001 (tomada de Rota, 2004). 38
Figura 3.2. Formación de articulaciones en el puente Saby's Road (tomada de Palermo, 2010) 40
Figura 3.3. a) Humedad y eflorescencia, b) Agrietamiento en intradós de bóvedas 41
Figura 3.4. a) Intemperización de la mampostería, b) Pérdida de juntas y presencia de humedad 41
Figura 3.5. Daños más relevantes del puente Negrelos (tomada de Lourenço y Oliveira) 43
Figura 4.1. Resultados obtenidos del edificio de 15 niveles en Ichigaya: a) Colocación de sensores, b) frecuencias mediante FDD, c) modos de vibrar del edificio. (Zhang et al., 2002) 49
Figura 4.2. Frecuencias encontradas mediante FDD en las dos mediciones (Gentile y Gallino, 2007) 51
Figura 4.3. Ubicación de los sensores en el puente Luiz Bandeira a) elevación, b) planta (tomada de Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013) 53
Figura 4.4. Estimación de las frecuencias obtenidas mediante vibración ambiental (tomada de Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013) 53
Figura 4.5. Posición de los sensores en el puente Timisvat (Sevim, 2015) 54
Figura 4.6. Frecuencias obtenidas del análisis modal operacional en el puente Timisvat (Sevim, 2015) 55
Figura 4.7. Colocación de los sensores en el puente Mikron (tomada de Altunişik et al., 2009) 56
Figura 4.8. Identificación mediante EFDD en el puente Mikron (tomada de Altunişik et al., 2009) 56
Figura 5.1. Macro localización de los puentes en la República Mexicana 58
Figura 5.2. Micro localización de los puentes en los Estados de Guanajuato y Querétaro 58
Figura 5.3. a) Calzada del Puente Batanes, b) Cruce sobre el Río Lerma y tajamares 60
Figura 5.4. a) Vista general del puente, b) Esviajamiento de las pilas 61
Figura 5.5. a) Vista general del puente, b) Arco rebajado 63
Figura 5.6. a) Zampeado en pilas, b) Pérdida de juntas 63
Figura 5.7. a) Vista general del puente, b) Arco semicircular 64

Figura 5.8. a) Tajamares semicirculares, b) Calzada del puente ____ *65*
Figura 5.9. a) Vista frontal del Puente Grande, b) Arcos sobre el cruce del Río Lerma ____ *67*
Figura 5.10. a) Vista inferior de uno de los arcos, b) Vista desde el estribo ____ *67*
Figura 5.11. a) Vista general, b) Mampostería de los arcos ____ *69*
Figura 5.12. a) Calzada del puente, b) Tajamar ____ *69*
Figura 6.1. Posición de los sensores ____ *71*
Figura 6.2. a) Posición de los sensores, b) Consola K2 y sensor triaxial ____ *71*
Figura 6.3. Señal registrada sobre el arco central del puente de la Historia, canales 10-12 (E-W, N-S, vertical) ____ *72*
Figura 6.4. Identificación de los modos de vibrar en el puente de la Historia ____ *73*
Figura 6.5. Primera forma modal del puente de la Historia (f=8.30 Hz) ____ *74*
Figura 6.6. Segunda forma modal del puente de la Historia (f=10.40 Hz) ____ *74*
Figura 6.7. Tercera forma modal del puente de la Historia (f=20.39 Hz) ____ *74*
Figura 6.8. Cuarta forma modal del puente de la Historia (f=25.54 Hz) ____ *74*
Figura 6.9. Quinta forma modal del puente de la Historia (f=32.00 Hz) ____ *74*
Figura 6.10. Medición a centros de claro, canales 1-3 corresponden al sensor fijo ____ *75*
Figura 6.11. Medición en los riñones del arco, canales 1-3 corresponden al sensor fijo ____ *76*
Figura 6.12. Colocación de los sensores, a) Aguas arriba, b) Aguas abajo ____ *76*
Figura 6.13. Señal registrada sobre el arco central del puente del Marqués, canales 7-9 (N-S, E-W, vertical respectivamente) ____ *77*
Figura 6.14. Identificación de los modos de vibrar en el puente del Marqués ____ *78*
Figura 6.15. Primera forma modal del puente del Marqués (f=7.62 Hz) ____ *78*
Figura 6.16. Segunda forma modal del puente del Marqués (f=12.85 Hz) ____ *79*
Figura 6.17. Tercera forma modal del puente del Marqués (f=16.15 Hz) ____ *79*
Figura 6.18. Cuarta forma modal del puente del Marqués (f=36.9 Hz) ____ *79*
Figura 6.19. Posición de los sensores en las mediciones uno y tres en el Puente Grande ____ *80*
Figura 6.20. Posición de los sensores en las mediciones dos y cuatro en el Puente Grande ____ *80*
Figura 6.21. Colocación de los sensores en el Puente Grande ____ *81*
Figura 6.22. Señales registradas en la medición uno sobre el arco de mayor altura, canales 4-6 (N-S, E-W, vertical respectivamente) ____ *81*
Figura 6.23. Identificación de los modos de vibrar en el Puente Grande ____ *82*
Figura 6.24. Primera forma modal del Puente Grande (4.27 Hz) ____ *83*
Figura 6.25. Segunda forma modal del Puente Grande (4.98 Hz) ____ *83*
Figura 6.26. Tercera forma modal del Puente Grande (5.41 Hz) ____ *83*
Figura 6.27. Cuarta forma modal del Puente Grande (7.47) ____ *84*

Figura 6.28. Quinta forma modal del Puente Grande ____ *84*
Figura 6.29. Posición de los sensores en el Puente Tresguerras ____ *85*
Figura 6.30. Sensores triaxiales sobre la clave de los arcos ____ *85*
Figura 6.31. Señal registrada sobre el arco central del puente Tresguerras, canales 7-9 (E-W, N-S, vertical respectivamente) ____ *86*
Figura 6.32. Identificación de los modos de vibrar en el Puente Tresguerras ____ *87*
Figura 6.33. Primera forma modal del puente Tresguerras (f=2.76 Hz) ____ *87*
Figura 6.34. Segunda forma modal del puente Tresguerras (f=4.94 Hz) ____ *88*
Figura 6.35. Tercera forma modal del puente Tresguerras (f=6.93 Hz) ____ *88*
Figura 6.36. Cuarta forma modal del puente Tresguerras (f=11.09 Hz) ____ *88*
Figura 6.37. Quinta forma modal del puente Tresguerras (f=15.05 Hz) ____ *88*
Figura 7.1. Registros y eventos sísmicos de 1960 a 2015 con magnitud mayor que 6 (tomada de Sánchez 2016) *91*
Figura 7.2. Eventos sísmicos y estaciones de registro para la demanda sísmica seleccionada ____ *96*
Figura 7.3. Intensidad de Arias para el registro UNIO8509.191 ____ *97*
Figura 7.4. Espectro de peligro uniforme en la localidad de Coalcomán de Vázquez, Michoacán. ____ *99*
Figura 7.5. Espectros de respuesta elásticos en registros de subducción sin escalar ____ *101*
Figura 7.6. Espectros de respuesta elásticos en registros de subducción escalados ____ *102*
Figura 7.7. Espectros de respuesta elásticos en registros de fallamiento normal sin escalar ____ *102*
Figura 7.8. Espectros de respuesta elásticos en registros de fallamiento normal escalados ____ *103*
Figura 8.1. Cambio en geometría de pretiles a) Original, b) Modificada ____ *107*
Figura 8.2. Relleno en los modelos a) Utilizando elemento finito b) Aplicando cargas equivalentes ____ *107*
Figura 8.3. Ubicación de las masas de los rellenos en el Puente de la Historia ____ *108*
Figura 8.4. Ubicación de las masas de los rellenos en el Puente Tresguerras ____ *109*
Figura 8.5. Ubicación de las masas y distribución de las áreas tributarias en el Puente Grande ____ *109*
Figura 8.6. Modelo geométrico del puente de la Historia ____ *110*
Figura 8.7. Primer modo transversal (5.61 Hz). Modelo numérico "Puente de la Historia" ____ *115*
Figura 8.8. Segundo modo transversal (8.15 Hz). Modelo numérico "Puente de la Historia" ____ *115*
Figura 8.9. Modelo incrementando altura de las pilas – Puente de la Historia ____ *118*
Figura 8.10. Modelo tridimensional y mallado del Puente Tresguerras ____ *119*
Figura 8.11. Modelo tridimensional y mallado del Puente Grande ____ *124*
Figura 8.12. Representación del relleno en el puente Tresguerras ____ *126*
Figura 8.13. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente de la Historia ____ *128*
Figura 8.14. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente de la Historia ____ *128*
Figura 8.15. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente de la Historia ____ *129*

Figura 8.16. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente Tresguerras 130
Figura 8.17. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente Tresguerras 131
Figura 8.18. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente Tresguerras 131
Figura 8.19. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente Grande 132
Figura 8.20. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente Grande 133
Figura 8.21. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente Grande 133
Figura 8.22. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. de la Historia 134
Figura 8.23. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. de la Historia 135
Figura 8.24. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. de la Historia 135
Figura 8.25. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. Tresguerras 136
Figura 8.26. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. Tresguerras 136
Figura 8.27. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. Tresguerras 137
Figura 8.28. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. Grande 137
Figura 8.29. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. Grande 138
Figura 8.30. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. Grande 138
Figura 8.31. Esfuerzos máximos de tensión, Puente de la Historia (kg/cm^2) 142
Figura 8.32. Esfuerzos máximos de compresión, Puente de la Historia (kg/cm^2) 142
Figura 8.33. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente de la Historia (kg/cm^2) 143
Figura 8.34. Esfuerzos máximos de tensión, Puente Tresguerras (kg/cm^2) 144
Figura 8.35. Esfuerzos máximos de compresión, Puente Tresguerras (kg/cm^2) 144
Figura 8.36. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente Tresguerras (kg/cm^2) 145
Figura 8.37. Esfuerzos máximos de tensión, Puente Grande (kg/cm^2) 145
Figura 8.38. Esfuerzos máximos de compresión, Puente Grande (kg/cm^2) 146
Figura 8.39. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente Grande (kg/cm^2) 146
Figura 8.40. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente de la Historia (kg/cm^2) 147
Figura 8.41. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente de la Historia (kg/cm^2) 148
Figura 8.42. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente Tresguerras (kg/cm^2) 148
Figura 8.43. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente Tresguerras (kg/cm^2) 149
Figura 8.44. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente Grande (kg/cm^2) 149
Figura 8.45. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente Grande (kg/cm^2) 150
Figura 8.46. Curva esfuerzo - deformación de las piezas o ladrillos (Campbell, 2012) 152
Figura 8.47. Curva esfuerzo - deformación del mortero (Campbell, 2012) 153

Figura 8.48. Curva esfuerzo – deformación usada por Sharma y Khare (2016) _____ *153*
Figura 8.49. Curva esfuerzo deformación para compresión uniaxial (tomada de Scheibmeir, 2012) _____ *154*
Figura 8.50. Distribución de esfuerzos por CM en arco central, puente de la Historia (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33 _____ *155*
Figura 8.51. Distribución de esfuerzos por CM en arco central, puente Tresguerras (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33 _____ *156*
Figura 8.52. Distribución de esfuerzos por CM en arco de mayor claro, puente Grande (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33 _____ *157*
Figura 8.53. Esfuerzos S11 para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco central puente de la Historia (kg/cm^2) _____ *159*
Figura 8.54. Esfuerzos para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco central puente de la Historia (kg/cm^2). a) S22, b) S33 _____ *159*
Figura 8.55. Esfuerzos para combinación de CM + SUB 50 - 150 km – Y, arco central puente Tresguerras (kg/cm^2). a) S11, b) S33 _____ *160*
Figura 8.56. Esfuerzos S22 para combinación de CM + SUB 50 - 150 km – Y, arco central puente Tresguerras (kg/cm^2) _____ *160*
Figura 8.57. Esfuerzos para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco de mayor claro en puente Grande (kg/cm^2). a) S11, b) S22 _____ *161*
Figura 8.58. Esfuerzos S33 para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco de mayor claro en puente Grande (kg/cm^2) _____ *161*
Figura 8.59. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función del periodo fundamental del puente _____ *163*
Figura 8.60. Esfuerzo máximo de compresión en tímpanos en función del periodo fundamental del puente __ *163*
Figura 8.61. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la relación r/s _____ *164*
Figura 8.62. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la relación T_p /T_e _____ *165*
Figura 8.63. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la masa total de relleno sobre el arco __ *166*
Figura 8.64. Esfuerzo máximo de compresión en los tímpanos en función del espesor de relleno promedio __ *167*

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1. Tipo de arco de acuerdo a su geometría ____ *24*
Tabla 2-2. Expresiones empíricas para determinar el espesor del arco ____ *24*
Tabla 2-3. Propiedades de la mampostería ____ *30*
Tabla 2-4. Propiedades de los rellenos ____ *30*
Tabla 2-5. Coeficiente de fricción (μ) en piedra (Navier, 1826) ____ *32*
Tabla 5-1. Geometría gruesa de los puentes seleccionados ____ *69*
Tabla 6-1. Propiedades dinámicas del puente de la Historia ____ *73*
Tabla 6-2. Propiedades dinámicas del puente del Marqués ____ *78*
Tabla 6-3. Propiedades dinámicas del Puente Grande ____ *83*
Tabla 6-4. Propiedades dinámicas del puente Tresguerras ____ *87*
Tabla 7-1. Registros de la fuente de subducción en roca con distancia epicentral entre 50km y 150km (tomada de Sánchez 2016) ____ *93*
Tabla 7-2. Registros de la fuente de fallamiento normal en roca con distancia epicentral menor que 50km (tomada de Sánchez 2016) ____ *93*
Tabla 7-3. Registros de la fuente de fallamiento normal en roca con distancia epicentral entre 50km y 150km (Sánchez 2016) ____ *93*
Tabla 7-4. Registros seleccionados de la fuente de subducción, para terreno duro ____ *95*
Tabla 7-5. Registros seleccionados de la fuente de fallamiento normal, para terreno duro ____ *95*
Tabla 7-6. Factores de escala, registros de subducción en terreno duro ____ *99*
Tabla 7-7. Factores de escala, registros de fallamiento normal en terreno duro ____ *99*
Tabla 8-1. Propiedades de la mampostería utilizada en los modelos numéricos ____ *106*
Tabla 8-2. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente de la Historia ____ *108*
Tabla 8-3. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente Tresguerras ____ *109*
Tabla 8-4. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente Grande ____ *109*
Tabla 8-5. Número de elementos sólidos para elegir la densidad de mallado ____ *110*
Tabla 8-6. Periodos y factores de participación con mallado de 0.75m en Puente de la Historia ____ *111*
Tabla 8-7. Periodos y factores de participación con mallado de 1.00m en Puente de la Historia ____ *111*
Tabla 8-8. Modos de vibrar y factores de participación con restricciones en U1 y U2, Puente de la Historia __ *114*
Tabla 8-9. Modos de vibrar y factores de participación con restricciones en U1, U2 y U3, Puente de la Historia *114*
Tabla 8-10. Formas modales del modelo actualizado del puente de la Historia ____ *117*
Tabla 8-11. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente de la Historia ____ *118*
Tabla 8-12. Formas modales en el modelo inicial del Puente Tresguerras ____ *119*

Tabla 8-13. Formas modales del modelo actualizado del puente Tresguerras _____ *121*
Tabla 8-14. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente Tresguerras *122*
Tabla 8-15. Formas modales del modelo inicial del Puente Grande _____ *122*
*Tabla 8-16. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente Grande*___ *123*

RESÚMEN

Los puentes de mampostería formados por arcos llegaron a América en la época de la conquista durante el siglo XVI y desde entonces algunos han sucumbido al paso del tiempo, mientras que otros subsisten hasta la actualidad. El mantenimiento y en general el estudio de estas estructuras ha sido insuficiente, al ser estructuras tan robustas generan una sensación de seguridad que no siempre se cumple. De ahí que sea importante evaluar su vulnerabilidad ante diversos escenarios, como es el caso del sismo, fuente importante de daño para las estructuras en México y otros países.

Se propone una metodología para identificar la vulnerabilidad de los puentes desde el punto de vista sísmico, la cual se aplicó a un grupo de puentes localizados en los estados de Querétaro y Guanajuato en México. Primeramente, mediante vibración ambiental se obtuvieron las propiedades dinámicas de los puentes, así como su geometría para construir y calibrar modelos numéricos utilizando sólidos de elemento finito. Se realizaron análisis gravitacionales y *paso a paso* para un grupo de acelerogramas de las fuentes de subducción y fallamiento normal, de donde se obtuvo la respuesta en términos de desplazamiento y esfuerzo en los elementos. Por otro lado, se estudiaron los tipos de daño más comunes en puentes de mampostería y se relacionaron los resultados obtenidos de los análisis con parámetros característicos de la mampostería asociados a esos daños.

De acuerdo a los resultados obtenidos se comprobó que la vibración ambiental sigue siendo una herramienta muy útil incluso para este tipo de estructuras, permitiendo trabajar con modelos más confiables. Se identificaron los valores máximos de esfuerzo y desplazamiento que pueden alcanzar los distintos macro elementos del puente, tanto para la condición de carga muerta como para el sismo. Los resultados indican que, para la demanda sísmica propuesta los puentes presentan esfuerzos de tensión más altos de lo que resiste la mampostería, específicamente en el elemento más vulnerable que son los arcos, lo que se traduce en formación de grietas y por supuesto daño; además la localización de estos esfuerzos coincide con algunos de los daños observados en este tipo de puentes.

Palabras clave: puentes, mampostería, vulnerabilidad, daño, vibración ambiental

ABSTRACT

Masonry arch bridges were introduced to America during the conquest around the sixteenth century. Some of them have not survived, while others remain nowadays. Maintenance works of these structures have not been enough and being such massive structures resulted in a sense of false security. Hence, it is important to assess their vulnerability under different scenarios, such as earthquakes that represent a major source of damage to structures in Mexico and other countries.

A methodology to identify vulnerability of bridges with a seismic approach, which was later applied to a group of bridges located in the states of Querétaro and Guanajuato in Mexico is proposed. Firstly, dynamic properties of bridges were obtained by using ambient vibration measurements. This information is the base to calibrate numerical models created with finite element solids. Gravitational and time history analyzes were performed for a group of accelerograms from the subduction and normal failure sources, then, the response was obtained in terms of displacement and stress demands. On the other hand, most common damage presented in masonry bridges were analyzed and the results of the numerical models were compared with some parameters associated with masonry damage.

According to the results obtained, ambient vibration is a very useful tool when dealing with masonry structures, allowing developing models that are more reliable. Maximum stress and displacement values for each macro element of the bridge were identified, for both dead and earthquake load conditions. Results indicate that, for the proposed seismic demand, tensile stresses exceed the capacity of masonry, specifically in the arches being the most vulnerable element. This could result in cracking and damage; In addition, the location of these stresses on the bridges is well correlated to the observed damage in this type of bridges.

Keywords: bridges, masonry, vulnerability, damage, ambient vibration measurements

OBJETIVOS

Estudiar los puentes históricos con un enfoque estructural haciendo énfasis en las tipologías que surgieron alrededor del mundo a través de los diferentes periodos históricos, de donde toman sus principales características. Determinar el tipo de daño a que están sujetos estos puentes, considerando las condiciones de servicio debido a cargas gravitacionales y accidentales a causa de la actividad sísmica, la intemperización de los materiales y la falta de mantenimiento.

Uno de los objetivos particulares más importantes es la selección de un grupo de puentes localizados en México para su estudio. Para ello, se recopilarán primeramente datos acerca del tipo de puentes disponibles en el país y su localización. Con la finalidad de estudiar la vulnerabilidad de este grupo de puentes se elaborarán modelos numéricos aplicando la técnica de elemento finito, estudiando por otro lado los métodos para determinar propiedades dinámicas en puentes de mampostería que permitan aplicar estos conceptos en la calibración de dichos modelos.

Adicionalmente, se analizarán las fuentes sísmicas en el país y se identificarán aquellas que producen un mayor efecto en los puentes de mampostería, con la finalidad de elegir un grupo de señales representativas y aplicarlas en los modelos numéricos. Una vez que se tengan los primeros resultados se determinará que parámetros están más relacionados con los daños esperados en los puentes como función de la demanda para tener un estudio de vulnerabilidad sísmica.

1 INTRODUCCIÓN

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

Es una práctica común, sobre todo en los países en vías de desarrollo, que los trabajos de obra civil estén más relacionados con el mantenimiento correctivo, que con la prevención, lo cual nuevamente está muy relacionado con el tema del presupuesto dedicado para este fin. De tal forma que se suele reparar y dar mantenimiento a aquellas construcciones donde la necesidad es inminente, dejando en un segundo término, el estudio y la prevención de aquellas estructuras que en ese momento cuenten con un nivel de seguridad y funcionamiento adecuados. Y ese precisamente, es el caso de los puentes históricos, estructuras que forman parte importante de la red carretera y que por tanto son un medio de comunicación cuyo funcionamiento debe estar garantizado.

Los puentes históricos, al ser estructuras construidas hace mucho tiempo, antes del uso generalizado del concreto y el acero y por supuesto antes de las herramientas de análisis que tenemos hoy en día, son estructuras cuyo diseño se basa principalmente en el aspecto

geométrico; lo cual no es necesariamente malo, pues son estructuras que han funcionado bien durante muchísimo tiempo debido al perfeccionamiento de la técnica a través de prueba y error y las fórmulas empíricas que fueron surgiendo para su construcción. No obstante que algunas de ellas son altamente vulnerables debido a aspectos como el envejecimiento de los materiales, el aumento de las cargas vivas y el incremento de la probabilidad de ocurrencia de sismos de mayor magnitud, son estructuras que al día de hoy se han mantenido en pie. En resumen, el buen funcionamiento de estas estructuras, les ha provocado quedar un poco en el olvido, en espera de que se presente la falla y por tanto se pierda no solo una estructura tan importante por ser un puente, sino el carácter histórico y la presencia que representan estos puentes en el entorno.

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

Para finalizar, se describe de manera breve en los siguientes párrafos el contenido de cada uno de los capítulos que conforman este trabajo:

En el capítulo 2 se explora el surgimiento de los puentes de mampostería y la evolución de las tipologías alrededor del mundo, haciendo énfasis en los puentes formados por arcos, para los cuales se describe cada uno de sus elementos. Se analizan los tipos de materiales y algunos aspectos geométricos característicos de los puentes en arco y finalmente se plantea un panorama global del estudio de estos puentes en México.

El capítulo 3 recopila experiencias de otros autores dedicados al estudio de los puentes de mampostería, acerca de los tipos de daño que ocurren en este tipo de puentes, sus causas y los elementos donde se presentan, con la finalidad de encaminar el estudio de vulnerabilidad.

En el capítulo 4 se hace un recorrido por algunas experiencias relacionadas con el uso de la vibración ambiental como herramienta para determinar las propiedades dinámicas en estructuras, desde el surgimiento de las técnicas más empleadas hasta la aplicación directamente en estructuras históricas incluyendo a los puentes.

Llegado el capítulo 5 se abordan los criterios de selección utilizados para definir los casos de estudio, donde se incluye una descripción histórica y geométrica de cada uno de los puentes seleccionados.

A través del capítulo 6 se describe la campaña de medición de vibración ambiental y el procesamiento de las señales aplicado en los puentes seleccionados para su estudio, durante la cual también se llevó a cabo el levantamiento geométrico. El capítulo concluye con la obtención de las formas modales y frecuencias que posteriormente se utilizarán para calibrar los modelos numéricos.

En el capítulo 7 se hace un breve resumen de las fuentes sísmicas presentes en México y se analizan los registros de aceleración que han producido durante los últimos años. Se desarrollan los criterios de selección para las fuentes y sus registros, y se hace énfasis en el tratamiento de los acelerogramas, tanto para su escalamiento, como para la duración.

El capítulo 8 viene a ser la conjunción de todos los capítulos anteriores, iniciando con la construcción de los modelos numéricos de los puentes, definiendo desde los materiales hasta el tipo de mallado y las condiciones de frontera; con lo que se da paso a la calibración de los modelos mediante análisis modal. Una vez que se validan los modelos, se obtienen los primeros resultados asociados a la respuesta de los puentes, en términos de desplazamientos y esfuerzos, para identificar las zonas más vulnerables. El paso a seguir es, proponer una relación entre alguno de estos parámetros y el daño asociado a la actividad sísmica para lo cual se analizarán algunas propuestas. Adicionalmente se buscarán algunas tendencias entre la respuesta obtenida en los distintos puentes para inferir la sensibilidad de algunos de los parámetros que intervienen.

Finalmente, el capítulo 9 se encarga de recopilar las conclusiones encontradas a lo largo del trabajo, y se comentar las consideraciones a tener para continuar con esta línea de investigación en el futuro.

2 TIPOLOGÍAS DE PUENTES HISTÓRICOS EN EL MUNDO

2.1 Antecedentes

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

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

vulnerabilidad, convirtiéndolos en puntos críticos de las redes carretera y ferroviarias de las que forman parte.

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

Hasta ahora hemos visto que las estructuras históricas no se pueden abordar única y exclusivamente desde un punto de vista estructural, incluso si lo que nos interesa es ese enfoque, sino que es necesario involucrar una serie de disciplinas que trabajen de forma conjunta, de tal forma que el resultado obtenido sea más completo. Considerando que su estudio surge de una iniciativa para preservarlos dado su valor cultural y social, no se debe perder de vista el hecho de que exista una colaboración entre la ingeniería estructural y otras disciplinas como la arquitectura y la historia para lograr dicho objetivo, no atender a esta idea implicaría tener un trabajo incompleto. El enfoque histórico permite por un lado determinar el proceso que se siguió durante la construcción, así como el número y procedimiento seguido en las intervenciones y/o reparaciones que se han llevado a cabo durante la historia del puente, mientras que el enfoque arquitectónico permite identificar los estilos que corresponden a un puente en particular, revelando a su vez datos importantes sobre el dimensionamiento y las formas.

La ingeniería estructural es una de las disciplinas que se ha incorporado más recientemente a este tipo de proyectos, puesto que, desde hace algunos años, cuando comenzó el interés en las estructuras históricas ya se involucraba la historia y la arquitectura para su

estudio. La incorporación de la ingeniería estructural ha proporcionado a la solución una herramienta con resultados más tangibles, conocida como análisis estructural. Esta herramienta se ha vuelto sumamente útil para determinar el estado actual de las estructuras históricas y su comportamiento bajo diversas acciones ya sean gravitatorias o accidentales como el viento y el sismo, permitiendo determinar las causas de daño y lo que es aún más importante, el nivel de seguridad actual, ayudando además a definir las medidas necesarias para su intervención justificando de una manera más tangible los resultados. En este aspecto el análisis estructural se ha vuelto indispensable en todas las etapas y procesos relacionados con la conservación y restauración de monumentos históricos.

Entre los primeros trabajos relacionados con el análisis de monumentos históricos tenemos el caso de la cúpula de la Basílica Catedral Metropolitana de Santa María del Fiore en Florencia, Italia; construida en el siglo XV y de la cual se tiene registro de haber presentado problemas mecánicos que produjeron diversas grietas alrededor de la cúpula alrededor del año 1600. A partir de ello se realizaron estudios para determinar la causa a cargo de diversas comisiones por encargo del clero. No fue hasta 1993 que catedráticos de la Universidad de Florencia (Chiarugi et al., 1993) realizaron un estudio empleando las nuevas técnicas para determinar el origen del problema. Un caso similar fue el de la torre de Pisa en Italia, que comenzó a sufrir asentamientos diferenciales desde su construcción causando una tasa de inclinación de tres segundos por año, hasta que en 1990 se incrementó sustancialmente a 6 segundos convirtiéndose en un foco de atención. La inclinación de la torre produce el riesgo de que se presente una falla por compresión de la mampostería o incluso en un caso extremo el vuelco de la torre, esto sumado al colapso de la torre cívica de Pavia en 1989 propició que en 1991 el gobierno italiano creara un comité internacional que tuviera como propósito estudiar e intervenir la torre (Macchi et al., 1993). Entre los primeros casos se tiene también el Coliseo Romano (Croci G., 1995) y la Basílica de San Marcos en Venecia (Mola F. y Vitaliani R., 1995).

Una vez que se tuvo mayor experiencia en el estudio de edificios históricos se incursionó en el área de puentes, principalmente en Europa donde tienen mayor presencia los puentes de mampostería por las razones ya comentadas, principalmente en España, Italia y Portugal.

Recientemente en la Universidad de Minho en Portugal se ha estado trabajando con este tipo de puentes como es el caso del puente *Luiz Bandeira* (Figura 2.1), construido en 1907 y considerado el puente de concreto más antiguo en Portugal y uno de los más antiguos en Europa. Se trata de un puente de concreto reforzado con una longitud de 44m y un ancho de 4.5m incluyendo 1.5m de pasos peatonales ubicados a ambos lados. Es un puente cuya sección transversal está formada por 2 arcos paralelos de sección rectangular de 0.3m de ancho por 0.80 m de peralte unidos mediante vigas de sección cuadrada de 0.20m, librando un claro de 32m y una altura de 6.4m. Dichos arcos se apoyan sobre estribos que se encuentran anclados directamente a la roca.

El puente ha presentado algunos daños a lo largo de su historia lo que condujo a realizar trabajos de rehabilitación en 1951 encamisando los elementos de concreto existentes. Dado que se trata de un puente que continúa en operación, era importante conocer la capacidad actual de la estructura considerando la nueva geometría por efectos del refuerzo.

Figura 2.1. Puente Luiz Bandeira

En otros países como Estados Unidos se ha trabajado también en puentes históricos como es el caso del puente de Brooklyn en Nueva York construido en 1883, siendo un referente de la ingeniería y arquitectura norteamericana desde su construcción. A raíz del cambio en las condiciones de servicio actuales hubo la necesidad de llevar a cabo diversas investigaciones

enfocadas a determinar la capacidad actual del puente evitando en la medida de lo posible alterar la imagen del mismo (Yegian y Arzoumanidis, 2011). Se trata del primer puente suspendido de acero, cuyo claro supera en más del 40% el claro de sus predecesores, siendo una de las razones por las que ha adquirido el estatus de histórico; cuenta con tres claros, uno principal (central) de 1595.5 y dos claros extremos de 930 pies. Los anclajes de los cables fueron construidos con bloques de granito y caliza y las torres están soportadas sobre cajones hidráulicos. La cimentación del puente se considera muy inusual pues se conforma de bloques de piedra caliza, concreto sin refuerzo y entramados de madera. Se trata de un caso especial dada su estructuración con respecto al resto de los puentes históricos.

En México los primeros estudios relacionados con el análisis estructural de monumentos históricos se remontan a la Catedral de la ciudad de México, uno de los monumentos de mayor importancia en América Latina construida en el siglo XVI. Se trata de una estructura edificada sobre depósitos de arcilla previamente consolidados por templos y pirámides Aztecas, la cual, debido a su gran peso, alrededor de 127,000 toneladas y a la extracción de agua subterránea comenzó a sufrir asentamientos que favorecieron el hundimiento de la misma. Esto provocó que fuera sometida a diversas reparaciones, algunas de ellas inmediatamente después de haber concluido su construcción. Fue en 1991 que se implementó un proyecto de rehabilitación y preservación para garantizar la seguridad de la estructura (Meli y Sánchez, 1993).

A pesar de los avances con que se contaba en ese entonces para el análisis de estructuras, aún no se tenía la capacidad de resolver las particularidades de una estructura histórica, tanto geométricas como del material y dado que estos parámetros definen en gran medida su comportamiento, era muy arriesgado determinar la seguridad de una forma confiable. En la actualidad estos aspectos siguen siendo complejos de determinar dentro del análisis, sin embargo, la tecnología ha permitido avanzar en el área de los modelos numéricos y en las técnicas indirectas para determinar las propiedades internas de las estructuras, que son la causa de mayor incertidumbre.

En el caso de los puentes históricos, México es un país donde se ha trabajado poco con este tipo de puentes, pues a pesar de que se han llevado a cabo intervenciones en un gran número de edificios con la finalidad de rehabilitarlos o repararlos después de algún daño, el

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

2.2 Tipologías según el periodo histórico

La tipología de un puente de carácter histórico está sujeta a diversos factores, principalmente el periodo histórico y la zona geográfica, de ahí que se halla elegido este criterio para hacer una clasificación inicial. En Europa se distinguen dos grandes periodos en que se desarrolló la ingeniería de puentes a gran escala, por un lado están los puentes construidos durante la época del imperio Romano, que se caracterizan por tener arcos semicirculares de igual tamaño y superficies de rodamiento planas (Figura 2.2), mientras que por otro lado están los puentes medievales, en los cuales los claros centrales tienden a ser de mayor longitud que los laterales, además de que los arcos en su mayoría son apuntados (Figura 2.3).

Desde el punto de vista de la sociedad de aquellas épocas, podemos decir que los puentes romanos se planearon y construyeron pensando en la existencia de un imperio centralizado que requería una gran cantidad de caminos que conectaran con los centros urbanos más importantes con el fin de llevar a cabo operaciones comerciales y militares, mientras que por otro lado los puentes medievales surgen como resultado de la economía y política locales, siendo estos más regionales en ese sentido. Estos aspectos sociales impactaron de manera directa en la morfología de los puentes, basta observar simplemente la forma en que se construían los arcos pues por un lado los puentes a gran escala del imperio Romano debían ser simples y rápidos de construir al

mismo tiempo que económicos, no así el caso de los puentes medievales, que dependían en mayor medida de la economía local y la materia prima disponible, siendo esta la razón por la que existía una mayor versatilidad en los estilos. Consideremos además el hecho de que debido a las limitaciones económicas y técnicas de la Edad Media, los puentes medievales solían presentar un menor número de pilas cimentadas directamente sobre los cauces, lo que implicaba tener uno o varios arcos de gran longitud al centro y arcos más pequeños cerca de los apoyos, generando puentes más flexibles estructuralmente hablando. Lo anterior conducía además a tener tableros que no eran horizontales debido a la gran longitud del arco central; en contraparte, los puentes romanos al tener arcos de dimensiones iguales, presentaban también tableros o superficies de rodamiento horizontales.

En cuanto al material y técnica empleados, la diferencia radica principalmente en que la técnica desarrollada por los romanos que consistía en utilizar concreto puzolánico prácticamente se había perdido a la llegada del medievo, por esta razón los puentes medievales fueron construidos con roca como elemento estructural empleando una arcilla no cohesiva para realizar el junteado. Al emplear este mecanismo, los puentes medievales presentan una menor resistencia al corte que los vuelve más críticos, particularmente en el caso de aquellos que están sujetos a presiones hidráulicas importantes cuando se presentan grandes avenidas, de hecho es una de las causas por las que es común encontrar tajamares en este tipo de puentes.

A pesar de la introducción del arco de apuntado durante el periodo medieval se siguieron construyendo puentes con arcos semicirculares, teniendo incluso un segundo auge a inicios del Renacimiento, donde surgieron también los arcos de tres centros, con forma de elipse y los de catenaria invertida. En general la técnica constructiva a base de mampostería se siguió empleando hasta finales del siglo XX cuando fue gradualmente sustituida por el concreto reforzado y el acero como materiales de construcción.

Figura 2.2. Puente romano, Aquae Flaviae, Roma

Figura 2.3. Puente medieval de Orense, Galicia, España (referencia)

2.3 Tipologías según la forma del arco

En la arquitectura se encuentra un gran número de arcos con características muy distintas según el estilo y la funcionalidad deseada, como son los de medio punto, rebajados, apuntados, en cortina, en gola, esviado, catenario, de uno o varios centros, entre otros; sin embargo en el caso de los puentes de mampostería, las formas más comunes adoptadas por quienes los construyeron eran básicamente tres, semicirculares o de medio punto, apuntados y rebajados, donde cada uno de ellos se caracteriza por tener un auge durante un periodo histórico particular y evidentemente tienen también un comportamiento estructural distinto.

a) El arco Romano o de medio punto (b)

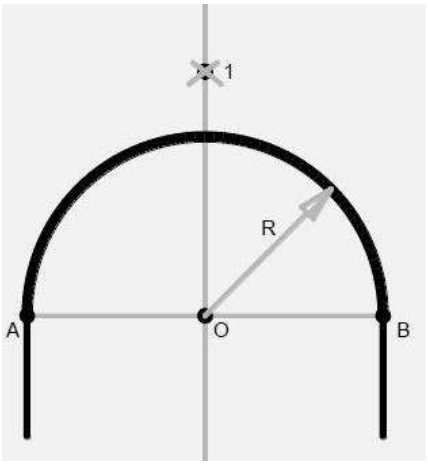
b) Figura 2.4 b)

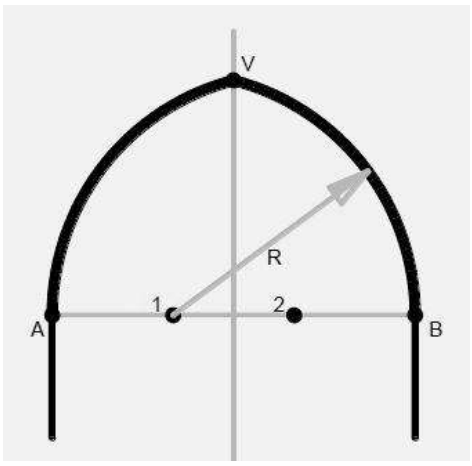
c) Figura 2.4a) es un arco que tiene solamente un centro ubicado en el arranque, al ser un semicírculo el diámetro del arco es igual al claro, se trata del arco más sencillo en cuanto a su geometría y por ello fue el primero en surgir. Este tipo de arco tiene la limitación de que el claro que libra está directamente relacionado con la flecha o altura del mismo, lo cual en algunos casos puede derivar en alturas excesivas o arranques muy cercanos al suelo. Con la finalidad de solucionar este tipo de problemas surge el arco rebajado (Figura 2.5) que tiene la particularidad de que la flecha es menor que la mitad del claro y que el radio de la circunferencia que forma el arco. En este caso el origen de la circunferencia se encuentra muy por debajo de la línea de arranque.

El arco apuntado u ojival (b)

Figura 2.4b) es aquél constituido por dos segmentos de arco que se unen formando un ángulo central en la piedra clave; debido a su geometría tiene una mayor capacidad de transmitir los empujes laterales, dando lugar a estructuras más esbeltas, muy características del periodo gótico, razón por la cual se le suele llamar también arco gótico.

La forma del arco se suele describir en función su altura *r* y la longitud del claro *s*, mediante la relación *r/s*, de tal forma que un arco de medio punto característico de los Romanos suele tener relaciones *r/s* = 0.5, mientras que los arcos apuntados oscilan por debajo de 0.5 a diferencia de los arcos rebajados que están por encima de ese valor.





d) *b)*

Figura 2.4. Arco de medio punto y arco apuntado de dos centros

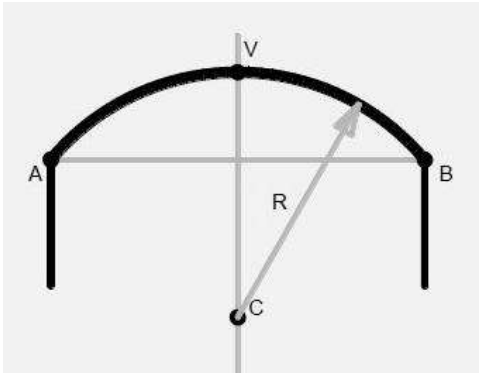


Figura 2.5. Arco rebajado

2.4 Puentes de mampostería

Los puentes históricos no son exclusivamente de mampostería, los hay de concreto y de acero que aunque son materiales relativamente nuevos, no limitan el carácter histórico de algunos puentes que han estado vinculados con algún evento importante en la línea de tiempo. A pesar de ello, es evidente que los puentes históricos en su mayoría son de mampostería, ya sea que estén construidos a base de piedra o de elementos prefabricados, por esta razón a partir de este punto se tratará con más detalle aquellos puentes construidos mediante esta técnica, para finalmente llegar a su comportamiento como sistema estructural.

2.4.1 Elementos que lo componen

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

Debido a la necesidad de contener los rellenos que van por debajo de la calzada existe el elemento tímpano, que son muros de contención apoyados también sobre los arcos; estos elementos pueden presentarse únicamente en los bordes de la calzada pero también en muchos casos se colocaban tímpanos intermedios con la finalidad de ayudar a rigidizar la superestructura (Figura 2.6). Los tímpanos suelen presentar fallas ante la presencia de un empuje lateral, como en el caso de un sismo como se verá en el capítulo 3. Por último están los parapetos y la superficie de rodamiento, que aunque no tienen una importancia estructural contundente, es importante tenerlos en cuenta para considerar el peso adicional que aportan al puente.

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

Las pilas como es bien sabido son un elemento sumamente importante para el comportamiento dinámico de los puentes, en el caso de los puentes de mampostería no es la excepción ya que, a pesar de ser elementos muy robustos, suelen tener complejidades geométricas como puede ser esviajamiento y curvatura, así como irregularidad en elevación debido a la presencia de tajamares. Los tajamares son elementos que se construyen adosados en la base de las pilas para protegerlas de la socavación y permitir un mejor flujo del agua, razón por la cual suelen tener formas anguladas (Figura 2.7). De acuerdo a lo anterior podemos entender la presencia de tajamares en el extremo de la pila situado aguas arriba, sin embargo era una práctica común colocarlos también en el extremo aguas abajo aunque con otra geometría como puede ser la trapezoidal, en parte para brindar un mejor aspecto a la pila pero además, como también era habitual continuar el tajamar hasta la parte superior de la pila e incluso hasta los pretiles, a nivel de calzada funcionaban como entrantes donde la gente que transitaba podía alojarse cuando pasaba algún vehículo, principalmente en puentes donde la calzada era muy angosta.

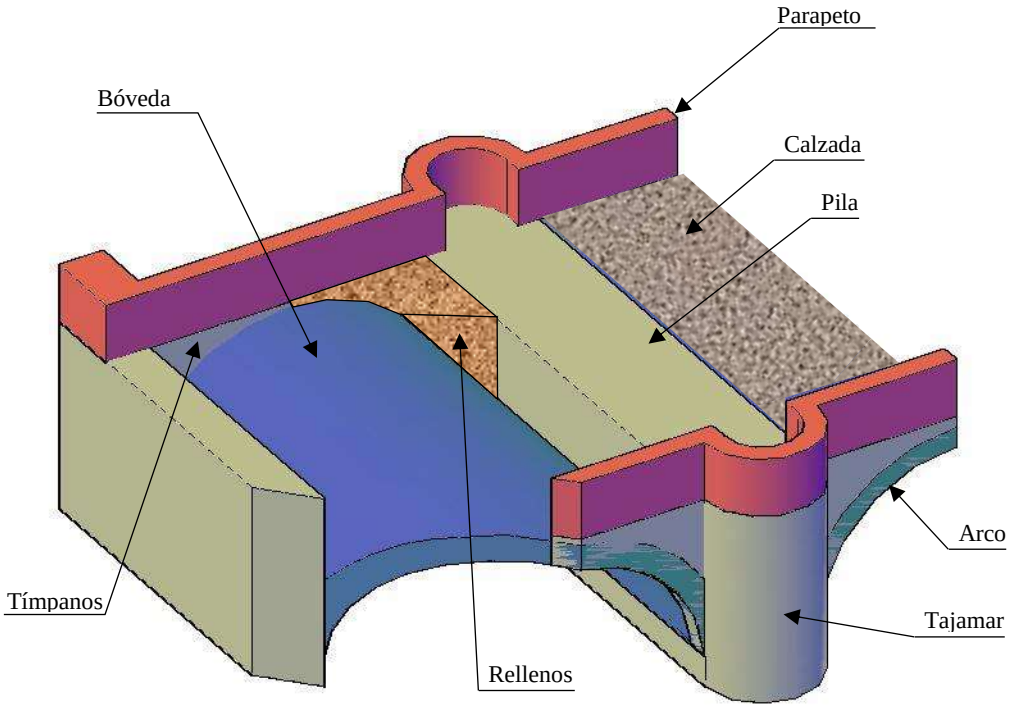


Figura 2.6. Elementos de un puente de mampostería

Por último, está la cimentación que es el sistema de soporte del puente, en el caso de los edificios de mampostería el esquema de cimentación más usado era la prolongación de las columnas o de los pilares, generalmente con un incremento en la sección transversal para ayudar a que la distribución de las cargas fuera más uniforme sobre el suelo. En el caso de los puentes se ha encontrado que se llegó a utilizar un sistema similar al de los edificios, es decir prolongando la sección de las pilas hasta llegar a un terreno forme, en muchas ocasiones se llegaba incluso a seguir la forma del arco hasta la cimentación. Cuando no se encontraba un suelo firme se llegaban a utilizar micro pilotes de madera que trabajan por fricción y que de algún modo mejoraban la distribución de cargas hacia el suelo. La cimentación en los puentes históricos no es sencilla de determinar debido a la dificultad que normalmente se tiene para hacer exploraciones en el sitio, más aún si pasa sobre un cauce; es por ello que en muchos casos se considera el puente a nivel de suelo y se calibra para diferentes tipos de apoyos en las pilas, apoyándose en las mediciones de vibración ambiental para definir las condiciones de apoyo que mejor representen al puente real.

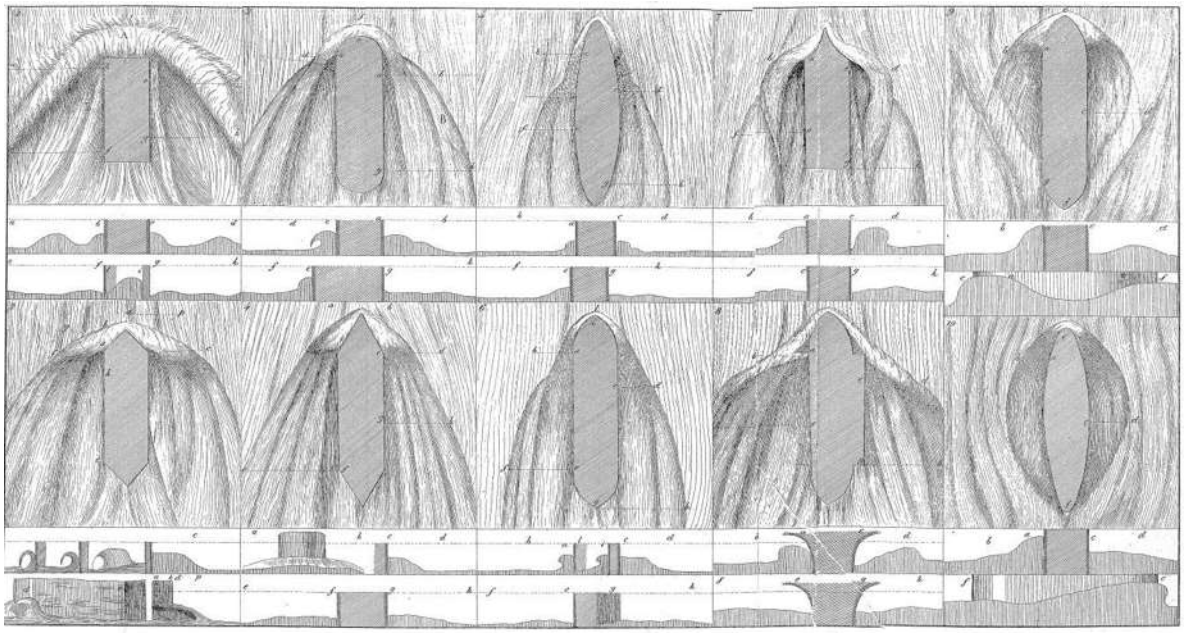


Figura 2.7. Formas de tajamares usados en Francia y la obstrucción que genera en el flujo

2.4.2 Geometría

Uno de los factores que tienen una mayor implicación en el comportamiento de un puente es la geometría gruesa del mismo, particularmente la cantidad de claros y su longitud, estos parámetros suelen estar regidos por la topografía del sitio donde se construye el puente; en el caso de cañadas muy amplias y de gran profundidad se suelen usar puentes denominados viaductos que se caracterizan por tener un gran número de claros apoyados sobre pilas muy altas, por otro lado en cañadas poco profundas pero de gran extensión se construyen puentes también de varios claros pero apoyados sobre pilas más cortas. Los puentes de un solo claro también son bastante comunes cuando se trata de claros cortos siempre y cuando las condiciones del terreno lo permitan.

Continuando con la geometría, se reconoce que las estructuras de carácter histórico suelen ser muy complejas, esto se debe principalmente a que están compuestas por una serie de elementos cuyas formas son tan distintas que implican conexiones demasiado complejas, no solamente en la construcción sino también cuando se desea elaborar modelos numéricos detallados de este tipo de estructuras. Durante algún tiempo este aspecto hacía casi imposible el

llevar a cabo un análisis refinado de los edificios y puentes históricos, sin embargo gracias a la revolución tecnológica de las últimas décadas la geometría ha sido cada vez menos una limitación en este tipo de proyectos.

Ahora bien, si se trata de elaborar modelos analíticos como es este caso lo primero que se debe definir es el refinamiento que se requiere para el objetivo deseado, por ejemplo si se desea estudiar al puente desde el punto de vista de las piezas de mampostería y la interacción que hay entre ellas a través de las juntas, el detalle geométrico que se debe tener en el modelo debe ser muy preciso, quizá un análisis como bloques rígidos sea el adecuado incluso. Sin embargo si el objetivo es determinar el comportamiento del puente a nivel global como un conjunto de macro elementos, entonces la mejor opción probablemente sea elaborar un modelo de elementos finitos donde la geometría gruesa del puente sea la que rija. En este caso que se desea determinar la vulnerabilidad del puente ante la acción sísmica se optó por la segunda opción, caracterizando la geometría de tal forma que capture la forma del puente sin que esto genere problemas numéricos durante los análisis.

Como ya se comentó, uno de los problemas a los que es común enfrentarse cuando se trabaja con patrimonio es la determinación de todas las características, ya sea geométrica o del material. El problema geométrico radica principalmente en determinar las dimensiones de los elementos que no están expuestos en las estructuras, en el caso de los puentes tenemos por ejemplo a los tímpanos, que al estar inmersos dentro del tablero y cubiertos por la calzada, no pueden observarse directamente, por lo cual determinar su espesor implica realizar pruebas en sitio. Otro caso muy particular es el de la morfología de las pilas, es bien sabido que en las estructuras de mampostería se solía aligerar aquellos elementos que tuvieran dimensiones muy grandes, de tal forma que algunos muros, pilares o en el caso de los puentes las pilas estaban formados por dos hojas o caras de mampostería, alojando un relleno de menor calidad entre ellas. De tal forma que tampoco es sencillo determinar el espesor de dichas hojas ni la composición del relleno.

Actualmente se han llevado a cabo diversos trabajos donde estas propiedades se determinan con ayuda de técnicas más avanzadas que no son invasivas, es decir no implican demoler o alterar la estructura, preservando así su valor histórico. Un ejemplo de ello es la

utilización de radares como herramienta para definir los espesores del material dentro de la estructura y el cambio que hay de un material utilizando la velocidad de las ondas, permitiendo identificar cambios en la densidad de los materiales. Tal es el caso del puente Birbei (Solla, 2012) localizado en Galicia, España, un puente Romano formado por tres bóvedas de cañón que se ha sometido a diversos estudios para revisar el estado actual en que se encuentra, puesto que es un puente que sigue en operación y está sujeto a cargas de tráfico muy superiores a las que solía estar cuando fue construido. En este puente se utilizó la técnica de radar de penetración de suelo (GPR por sus siglas en inglés) para encontrar cambios de material que confirmaran un proceso de reconstrucción de uno de los arcos como estaba documentado en algunos textos.

Evidentemente para realizar este tipo de pruebas se requiere equipo especializado al que no siempre se puede acceder, aun así, se deben reconocer sus virtudes esperando que en el futuro estas herramientas sean mucho más empleadas y que faciliten el trabajo con estructuras de todo tipo.

Como alternativa cuando no es posible realizar pruebas destructivas o semidestructivas y además no se cuenta con equipo para llevar a cabo aquellas que son no destructivas, se puede utilizar la información disponible de otros puentes de características similares, o bien recurrir a las reglas empíricas que se utilizaron para construir estos puentes ya que algunas de ellas se pueden encontrar hoy en día contenidas en tratados de la época; estos tratados son aquellos documentos escritos por los constructores de la época donde documentaban y recopilaban los conocimientos adquiridos de un área específica de la construcción, en este caso de los puentes, y que servían como apoyo para los proyectos subsecuentes, al día de hoy se han rescatado tratados de diversos lugares de Europa, principalmente de Francia, Italia y España. Cabe mencionar que estas reglas surgieron previo a la introducción de la mecánica en la construcción en la primera mitad del siglo XVII, por lo cual no tienen una justificación numérica, sin embargo, ya que provienen de ensayos de prueba y error se ha demostrado que son funcionales y por tal motivo fueron ampliamente utilizadas durante muchos años.

Uno de los parámetros más complicados de determinar en un puente de mampostería es el espesor del arco, ya que a pesar de que en los tímpanos se puede observar sillería formando el arco, en la mayoría de los casos estas piezas cumplen una función estética y su espesor es

mayor que el del arco que forma la bóveda; en algunos casos el arco es de espesor variable haciendo que caracterizarlo sea más complejo. La mayoría de las expresiones para determinar el espesor fueron propuestas en el siglo XIX y suelen relacionar el espesor del arco con la longitud del claro. En la (Tabla 2-2) se muestra un resumen de las expresiones más utilizadas para definir el espesor del arco en la zona de la corona (Oliveira, 2010), clasificándolos según la relación altura entre claro de la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Tipo de arco de acuerdo a su geometría

Tipo de arco	Relación claro/radio
Superficial	$r/s \leq 0.25$
Semi superficial	$0.25 < r/s \leq 0.40$
Profundos	$0.40 < r/s$

Tabla 2-2. Expresiones empíricas para determinar el espesor del arco

Fecha	Autor	Arcos profundos	Arcos superficiales
Siglo XV	Alberti	$t = s/10$	-
1714	Gautier (s > 10m)	$t = 0.32 + s/15$	-
1777	Perronet	$t = 0.225 + 0.035s$	$t = 0.325 + 0.0694\rho$
1809	Gauthey (s > 16m)	$t = 0.33 + s/48$	-
1809	Gauthey (16m < s > 32m)	$t = s/24$	-
1809	Gauthey (s > 32m)	$t = 0.67 + s/48$	-
1809	Sganzin	$t = 0.325 + 0.3472s$	-
1845	Déjardin	$t = 0.30 + 0.045s$	$t = 0.30 + 0.025s$
1854	L'Éveillé	$t = 0.333 + 0.033s$	$t = 0.33 + 0.033\sqrt{s}$
1862	Rankine	$t = 0.19\sqrt{R}$	$t = 0.15\sqrt{s}$
1870	Dupuit	$t = 0.20\sqrt{s}$	-
1885	Croizette-Desnoyers	$t = 0.15 + 0.20\sqrt{\rho}$	$t = 0.10 + 0.20\sqrt{s}$
1855	Lesguillier	$t = 0.10 + 0.20\sqrt{s}$	-
1914	Séjourné	$t = 0.15 + 0.15\sqrt{s}$	

s: claro; R: radio del circulo que pasa a través de la corona y el arranque del intradós ρ*: radio de curvatura*

Como se observa, hay un gran número de expresiones empíricas que darán como resultado distintos espesores del arco, de tal forma que se debe tener cuidado al elegir cuál de ellas utilizar, lo recomendable será primeramente definir el tipo de arco para posteriormente

determinar los valores extremos que puede adoptar el espesor del arco dentro de las limitaciones geométricas del resto de los elementos del puente y finalmente utilizar alguna de las expresiones que mejor se ajusten a esos límites. En la Figura 2.8 se grafican las expresiones de la Tabla 2-2**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** para ilustrar la tendencia que tienen las propuestas para definir el espesor del arco en función del claro, para ellos se emplearon longitudes de claro desde tres hasta quince metros con la intención de abarcar una rango amplio de los puentes que existen en México; en este gráfico se omitió la expresión propuesta por Sganzin (1809) por alejarse de manera importante de la tendencia que tienen el resto de las expresiones. Si omitimos del gráfico expresiones como la de Alberti (siglo XV) y Gautier (1714) por salirse de la tendencia general del resto de las expresiones, se observa una concordancia más clara (Figura 2.9). Con base en este criterio, se toma la decisión de determinar el espesor de los arcos para el conjunto de puentes seleccionados, como un promedio de las expresiones mostradas en la Figura 2.9Figura 2.9.

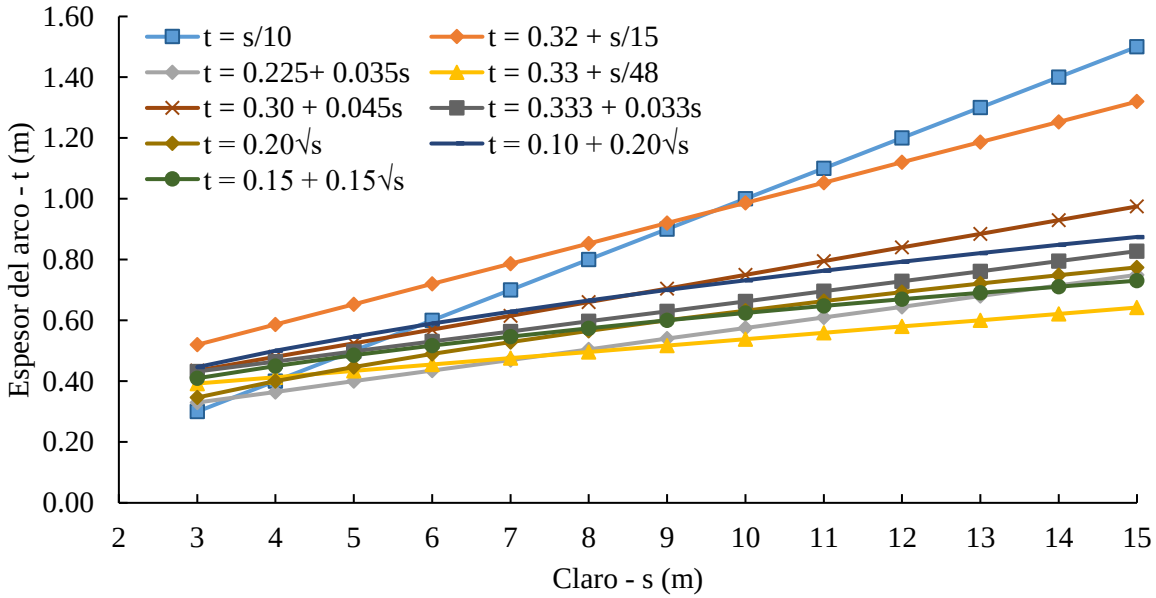


Figura 2.8. Expresiones para determinar el espesor del arco en puentes con claros entre 3 y 15m.

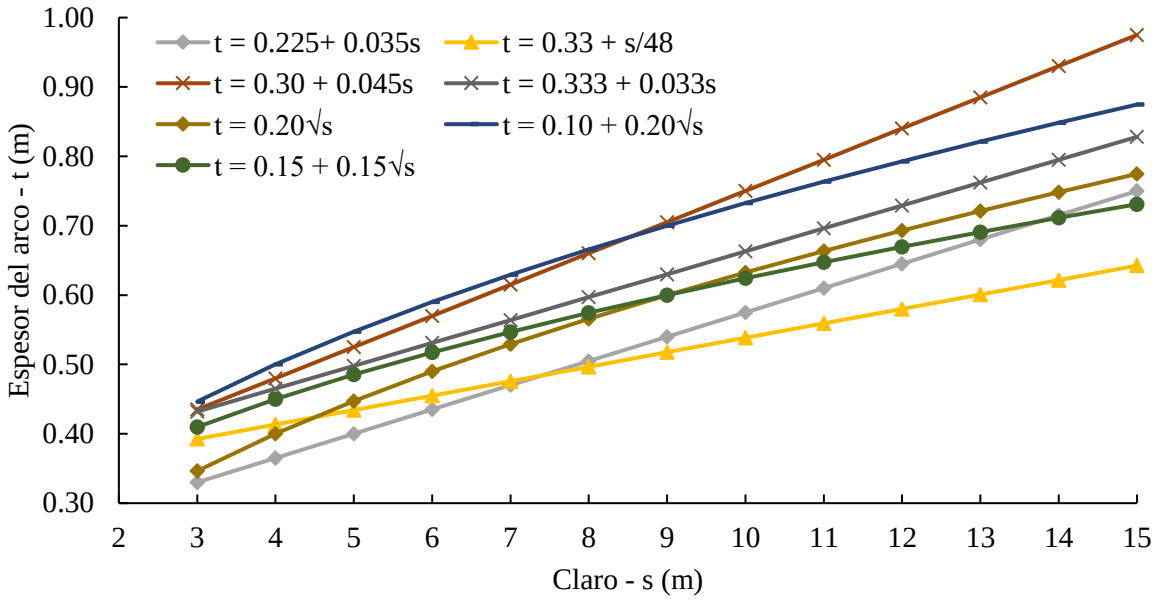


Figura 2.9. Expresiones para determinar el espesor del arco en los puentes seleccionados

Otro parámetro en el que se suelen aplicar expresiones empíricas para determinarlo, es en el ancho de las pilas, puesto que estas se construían con unas ciertas dimensiones que no obedecían solo a la estabilidad del puente sino también a la estética del mismo; de tal forma que los constructores encargados de llevar a cabo estos proyectos ya usaban dichas expresiones. Una de estas reglas consistía en sumar el espesor de los arcos adyacentes en el arranque, cuando se trataba de arcos de medio punto, otra de estas expresiones propone que el ancho de las pilas debe variar como una proporción del claro, entre 1/5 y 1/10 (Campanela, 1928 tomada de Oliveira, 2010).

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

construyeron la mayoría de los puentes de mampostería en nuestro país, lo cual nos da un indicio de que puedan aplicarse las mismas reglas empíricas en los puentes que se está estudiando en este trabajo.

Oliveira (2010) realizó un análisis paramétrico con puentes en arco. Se consideraron en este análisis el espesor del arco (t), la resistencia a la compresión de la mampostería (fc), el espesor del relleno sobre la corona (h), las propiedades del relleno (k_p) y un coeficiente de presión (γ). Haciendo variar cada uno de estos parámetros se obtuvo el factor de carga para la capacidad del arco y se generaron gráficos para observar la relación de dicho factor contra cada uno de los parámetros, normalizando con respecto a los parámetros de los cuatro modelos originales para mostrar la sensibilidad de una forma más clara. Del análisis se concluyó que el espesor del arco es uno de los parámetros que tienen un mayor impacto en el factor de carga y por tanto en la capacidad del puente ante cargas verticales, como se observa en la Figura 2.10. La intención de incluir este análisis en el presente trabajo es primeramente para saber cuáles son los parámetros que tienen una mayor variabilidad en los puentes de mampostería y segundo porque se pretende aplicar un análisis similar para determinar la influencia de los parámetros en las propiedades dinámicas de los puentes en estudio.

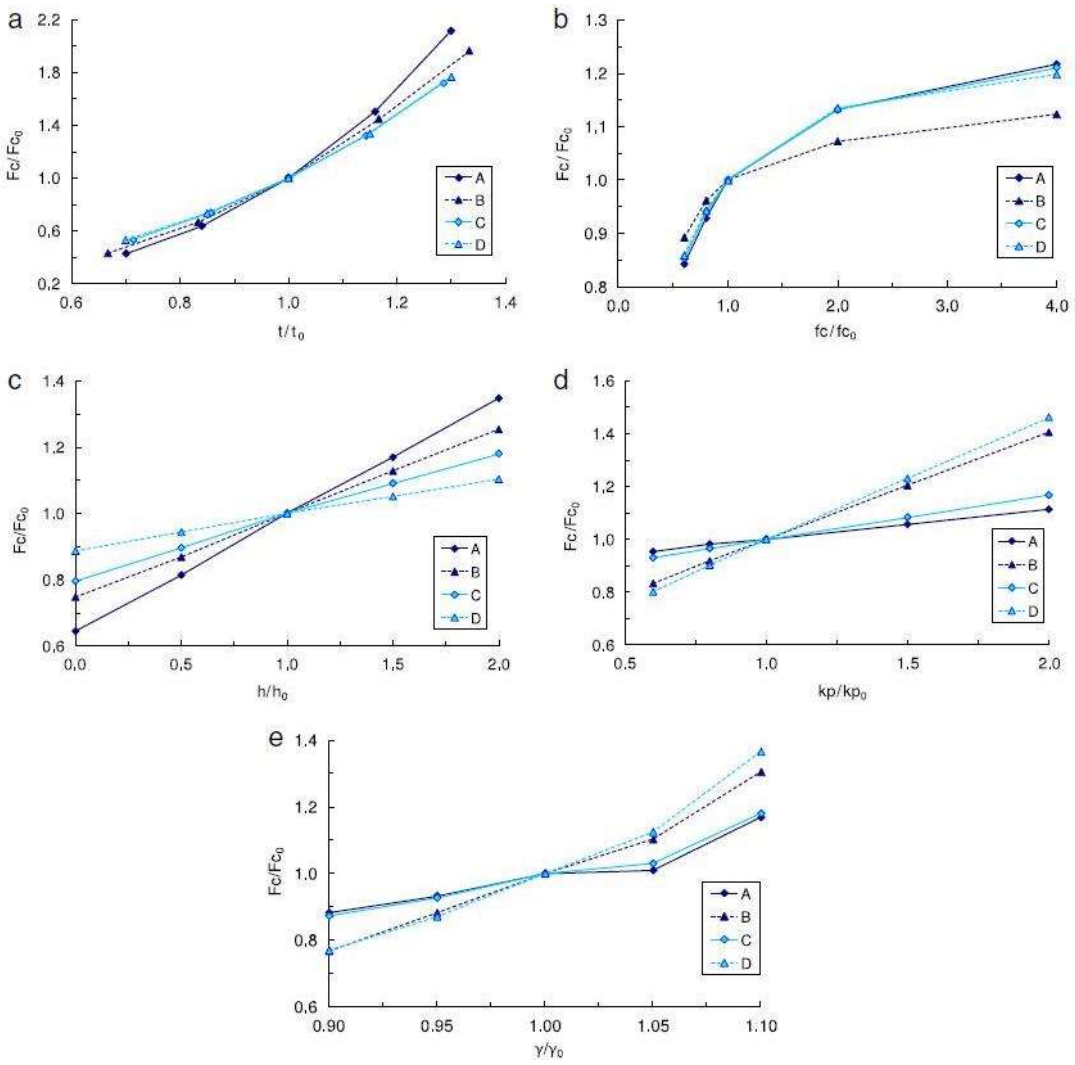


Figura 2.10. Análisis paramétrico en la determinación del factor de carga en el arco (Oliveira, 2010)

2.4.3 Materiales

Las propiedades mecánicas de la mampostería están directamente relacionadas con los elementos que la componen y una de las mayores dificultades en puentes históricos es la determinación de las características del material empleado en la construcción. Por citar algunos está la composición del cementante, que para empezar no siempre está presente, o la calidad de las piezas ya sea que se trate de sillares o piedras irregulares en función de la cantera de donde provienen, pues es bien conocido que no hay una uniformidad en los materiales empleados en las estructuras de mampostería; incluso es común encontrar que se hayan empleado distintos

tipos de materiales según el elemento del puente, ya sea con la finalidad de tener una mayor resistencia en algunas zonas o con la intención de disminuir el peso de algunos elementos no estructurales para disminuir costos.

Lo anterior se refiere únicamente a la mampostería como tal, sin embargo hay que considerar que no es el único sistema empleado en puentes históricos, sino que existe la presencia de rellenos de menor calidad en el interior de los elementos más robustos, así como también los rellenos utilizados para nivelar la calzada y en algunos casos se presentan sistemas constructivos distintos a la mampostería como es el caso de las cimentaciones. De tal forma que resulta de suma importancia determinar por un lado las propiedades de los materiales que intervienen en cada uno de los puentes y por otro lado el estado de conservación en que se encuentran, puesto que el efecto del intemperismo juega un papel muy importante en estas estructuras.

Como ya se mencionó, determinar estas propiedades suele estar relacionado con el uso de pruebas de laboratorio o en sitio que alteran en alguna medida el estado del puente, es por ello que cuando no es posible determinar dichas propiedades se recurre a obtener información de estructuras similares. En este caso se hizo una recopilación de los parámetros más importantes que se han utilizado en trabajos recientes relacionados con el estudio de los puentes históricos, con la finalidad de establecer los parámetros a utilizar en los modelos numéricos. Para dicho fin se tomaron en cuenta propiedades de puentes localizados en Portugal y España por ser los que comparten en mayor medida las características de los puentes en México, aprovechando la información que está disponible en universidades de estos dos países.

De la tabla 2-2, se observa que el peso volumétrico de la mampostería usada para construir los arcos oscila entre 1.6 y 2.51 t/m^3 con una media de 2.0 t/m3, mientras que en los muros varía entre 1.4 y 2.5 t/m^3 con una media de 1.85 sin embargo hay una tendencia a utilizar el mismo valor en ambos elementos. En cuanto al módulo de elasticidad de la mampostería, se tiene una variación entre 1.53E+04 y 1.02E+05 kg/cm^2, con un valor medio de 3.95E+04 kg/cm2 para los arcos y 2.55E+04 para los muros. El valor medio de la resistencia a la compresión es de 59.63 kg/cm^2, aunque en edificios históricos en México se ha encontrado valores entre 15 y 30 kg/cm^2 según la calidad de la mampostería y la composición de las juntas.

Autor	Arcos		Muros		Resistencias	
	Peso vol.	Módulo de elasticidad	Peso vol.	Módulo de elasticidad	Compre-sión	Tensión
	(t/m^3)	kg/cm^2	(t/m^3)	kg/cm^2	kg/cm^2	kg/cm^2
Oliveira, et al., 2010	2.51	-	-	-	51.00	-
Bariş, et al., 2010	1.6	3.06E+04	1.4	2.55E+04	-	-
Riveiro, et al., 2013	2.01	-	-	-	-	-
Brencich and Francesco, 2004	2.11	4.08E+04	2.11	4.08E+04	50 - 81	-
De Felice, 2009	2.21	-	2.21	-	-	-
Brencich y Sabia, 2007	1.79	4.08E+04	1.79	4.08E+04	-	-
Fanninga, et al., 2001	-	2.04E+04 - 5.10E+04	-	2.04E+04 - 5.10E+04	61 - 102	2 - 5
Fanninga, et al., 2001	2.2	1.53E+04 -1.02E+05	2.2	1.53E+04 -1.02E+05	61 - 102	2 - 5
Bariş, et al., 2015	1.60	3.06E+04	1.4	2.55E+04	-	-

Tabla 2-3. Propiedades de la mampostería

Autor	Peso vol.	θ	Módulo de Poisson	Módulo de elasticidad
	(t/m^3)	(°)		kg/cm^2
Oliveira, et al., 2010	2.01	30	-	-
Bariş, et al., 2010	1.3	-	-	1.53E+04
Riveiro, et al., 2013	1.81	-	-	-
Brencich and Francesco, 2004	2.21	-	-	-
De Felice, 2009	2.41	-	-	-
Brencich y Sabia, 2007	1.81	-	-	-
Fanninga, et al., 2001	-	27 - 35	-	5.71E+01 - 1.53E+02
Fanninga, et al., 2001	1.7	35 - 44.43	0.23 - 0.3	1.53E+05
Bariş, et al., 2015	1.30	-	0.05	1.53E+04

Tabla 2-4. Propiedades de los rellenos

El valor reportado por De Felice (2009) se omitió en el cálculo del valor medio ya que se consideró muy alto para un material de relleno, pues implica un nivel de compactación muy elevado que difícilmente se lograría considerando la época; de tal forma que el valor medio del peso volumétrico es de 1.8 t/m^3 con valores extremos entre 1.3 t/m^3 y 2.21 t/m^3.

2.4.4 La mampostería como elemento estructural

La mampostería es un material anisótropo en el que la orientación de las cargas impacta de manera directa el comportamiento, se trata de un material que está compuesto por dos fases, por un lado están las piezas o bloques que pueden ser de origen natural o artificial, como se usa hoy en día y que representan la fase resistente, mientras que por el otro está el cementante que sirve de liga entre las piezas formando juntas. La disposición de las juntas o aparejo da lugar a una de las clasificaciones más importantes de la mampostería y está sumamente ligada con los planos de falla que se pueden presentar. En los puentes es común encontrar bóvedas con aparejo a tizón con juntas continuas o cuatrapeadas, con aparejo mixto y aparejo en varias capas o roscas.

En el caso de la piedra no existían reglas para su elección sino más bien un cierto criterio, es decir se elegía como materia prima aquella piedra que no se disgregara con facilidad, que fuera resistente, durable y que fuera fácil de labrar; estas características se evaluaban con base en la observación y la experiencia aunque no era una tarea sencilla, por ejemplo en el caso de las piezas que se pretendían usar para construir elementos exteriores que fueran a estar expuestos a las inclemencias del clima, se recomendaba dejar expuestas algunas piezas extraídas de la nueva cantera durante dos años para verificar su calidad y poder ser utilizadas. Una de las propiedades más características de la piedra es su fragilidad, que es lo que finalmente produce la falla, esto ya se sabía en el siglo XVIII pero la única forma en que se representaba su resistencia en ese entonces era a través de la capacidad para resistir esfuerzos de compresión, incluso se llegaron a escribir tratados con información de diversas canteras con base en este parámetro, como es el caso de Gauthey en 1774; sin embargo, hasta que se adopta el concepto de módulo de Young en el siglo XIX, se empieza a caracterizar la piedra de una forma más completa.

Parte de la complejidad implícita en la determinación de la resistencia de la piedra es el hecho de que las propiedades cambian dentro de una misma cantera, provocando que se tenga piedra con distintas resistencias que luego eran utilizadas en una misma construcción, de ahí que se considere un material heterogéneo. Si se habla propiamente de la mampostería también había una serie de técnicas que permitían estimar su resistencia a partir del ensayo y error, una

de ellas era utilizar como parámetro la altura máxima que se podía construir con un cierto tipo de mampostería, esto era útil para pre dimensionar las construcciones, pero servía también como medida de calidad.

Otra de las características importantes de la piedra es el coeficiente de fricción, que al ser muy elevado le confiere la propiedad de trabazón, primordial en el comportamiento de la mampostería. Para los puentes de piedra se suele considerar conservadoramente un coeficiente de fricción de 0.5 (Tabla 2-5**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**).

Tabla 2-5. Coeficiente de fricción (μ) en piedra (Navier, 1826)

Fuente	Tipo de piedra	Ángulo de fricción interna θ (°)	μ(=tan θ)
Rondelet	Piedra caliza grano fino	30	0.58
Boistard	Piedra caliza sup. picada	38	0.78
Regnier	madera sobre piedra	30	0.58
Perronet	piedra (sin especificar)	39	0.81
Rennie	granito	33	0.65

La mampostería hecha con ladrillos también es muy antigua, remontándose igualmente a la antigua Mesopotamia, sin embargo, para la construcción de puentes fue muy poco utilizada. Es por ello que en este caso trabajaremos exclusivamente con la mampostería hecha de piedra labrada, que finalmente es la técnica que llegó a México durante la colonia.

La evolución de las juntas es quizá la que ha sufrido mayores cambios, desde los inicios de la mampostería cuando se empleaba tierra arcillosa para generar uniones entre las piedras, dando un salto a la elaboración de morteros a base de cal y llegando hasta los morteros hidráulicos a base de puzolana desarrollados en Roma. Por el origen mismo de los materiales empleados es evidente que el material de las juntas es mucho menos resistente que la piedra, esto explica porque las fallas en la mampostería en la gran mayoría de los casos siguen el recorrido de las juntas. Si bien ya se había expuesto la baja resistencia a la tensión de la piedra, en el caso del mortero utilizado en las juntas esta es mucho menor y por esa razón suele despreciarse.

Una vez unidas las piezas con el mortero se obtiene una obra de mampostería o de fábrica como se suele decir en Europa, que como ya se comentó puede ser de piedra o de ladrillo, pero puede haber otros tipos como el caso del concreto que utilizaban los romanos uniendo un gran número de piedras pequeñas con mortero para formar una especie de piedra artificial de mayor tamaño, o incluso generando tapias, que se obtienen de mezclar tierra con cal. En realidad, la mayoría de las obras de mampostería están compuestas por una combinación de los sistemas anteriores y los puentes no son la excepción, es por ello que asignar propiedades a los materiales como parte de un modelo numérico se vuele una labor muy exhaustiva, cuidando en todo momento que las propiedades asignadas sean representativas de toda la estructura.

Con base en lo anterior y tomando en cuenta la práctica común en los trabajos con puentes de mampostería, se caracterizará el material considerando las características mecánicas asociadas a la resistencia, como es el caso de la resistencia a compresión y tensión de la mampostería, además de incluir un modelo constitutivo que considere las propiedades elásticas del material a través del módulo de elasticidad y el módulo de Poisson.

2.5 Tipologías presentes en México

Los puentes no son denominados históricos únicamente por el proceso constructivo o los materiales empleados, aunque es cierto que existe una tendencia en las técnicas usadas, sino que en realidad esa denominación se relaciona también con el periodo histórico en que se construyeron y el valor que ha adquirido para la sociedad a través de los años, ya sea que esté vinculado a algún suceso histórico muy importante o que se haya convertido en el símbolo de alguna causa. Esto quiere decir que las tipologías de puentes de este tipo pueden ser muy amplias, sin embargo, dado que el objetivo de este trabajo es determinar la vulnerabilidad de estos puentes, debe haber un enfoque en aquellos que representen un mayor riesgo en las condiciones actuales de operación, en México los puentes históricos que prevalecen y por tanto cumplen con esa característica son los de mampostería.

A pesar de lo anterior, en México no hay actualmente una estadística completa de los puentes históricos que hay en el país y por lo tanto no existe una clasificación clara de las tipologías, a diferencia de los edificios de carácter religioso que están mucho mejor catalogados. Llevar a cabo una tarea como esta no es sencillo, pues implica realizar recorridos de

reconocimiento para generar un registro de puentes, no solo en las carreteras principales del país sino también en las vialidades secundarias y de mayor antigüedad que es donde se encuentran localizados la mayoría de estos puentes. En este sentido, cabe destacar que el organismo INAH ha llevado a cabo parte de estas actividades desde hace algún tiempo, elaborando catálogos de una cantidad considerable de estos puentes como parte de algunos proyectos, en los cuales se incluye, hasta el momento, información únicamente de carácter arquitectónico e histórico, para tener un registro del historial de actividades de reparación y restauración que han sufrido los puentes en los últimos años. Sin embargo, todavía faltan muchos puentes por incluir en este registro para considerarse completo.

Ahora bien, en el ámbito estructural, dado que estos puentes no han sido focos de atención actualmente por falla o colapso, es común que no estén recibiendo la suficiente atención desde el punto de vista de la seguridad, considerando los problemas económicos por los que pasa el país y que se refleja directamente en el presupuesto que reciben las distintas dependencias que están involucradas en este tema. Es por ello que como parte de este trabajo se pretende dar un panorama general de los puentes de mampostería y los problemas que pueden presentar, de tal forma que haya una concientización de la importancia que tiene mantenerlos en un buen estado de conservación y funcionamiento, logrando así abrir el camino para futuros trabajos con puentes de otras regiones y características.

En la zona del Bajío Mexicano, donde se localizan los puentes en estudio, se encuentran puentes que comparten características tanto del periodo medieval como del periodo romano, afectados por un mestizaje entre los conocimientos de quienes realizaban los proyectos y la técnica de quienes los ejecutaban, sin mencionar los distintos materiales que hay en la región; todo esto dio lugar a puentes un tanto distintos a los que se construían originalmente en España.

Si tuviéramos que definir una tipología característica de esa zona del país, podemos partir de la pequeña muestra de puentes que se utilizan para fines de este trabajo entendiendo que no sería representativa de todo el territorio mexicano por los aspectos comentados en el párrafo anterior; sin embargo, comparten algunas características muy puntuales que vale la pena resaltar, tal es el caso de los arcos, que además de que suelen tener dimensiones muy similares en un mismo puente, en su mayoría son del tipo rebajado o de medio punto, siendo muy poco

común encontrar arcos apuntados o de algún otro tipo. En cuanto al material es muy común que estén construidos con piedra braza de origen volcánico o incluso de ignimbrita riolítica conocida también como cantera en algunas zonas del país, material usado muy comúnmente también en los acabados y la ornamentación de los puentes de mampostería. Las juntas suelen estar compuestas de morteros cal-arena y en puentes más contemporáneos se llegó a utilizar incluso cemento en la mezcla.

En términos del arreglo de la mampostería hay una tendencia al uso de sillares y de mampostería regular con aparejo en las juntas, sin embargo hay casos especiales como el puente Batanes que está formado con mampostería irregular sin aparejo en las juntas a excepción de los arcos donde se observa un cierto aparejo.

3 DAÑOS OBSERVADOS EN PUENTES HISTÓRICOS

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

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

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

3.1 Daño producido por la actividad sísmica

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

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

3.1.1 Falla de los tímpanos

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

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

para resistir estos empujes. Por lo tanto los tímpanos son más vulnerables al deslizamiento y al volteo, producto de la aceleración de la masa bajo la acción de cargas dinámicas.

Rota (2004) realizó un estudio de vulnerabilidad sísmica en puentes de mampostería en Italia, donde se construyeron un número importante de puentes de mampostería, tanto vehiculares como ferroviarios entre 1830 y 1930. En su estudio encontró como la interacción entre el material de relleno y los muros que lo contienen, representa un mecanismo de falla que se presenta al inicio del movimiento sísmico, donde los muros sufren un volteo provocado por los empujes dinámicos de la masa de suelo. Como parte de los antecedentes toma el caso del sismo de Bhuj en India con magnitud de 7.7 ocurrido en Enero de 2001, el cual causó daños en diversos puentes con características similares, claros cortos y alturas de pila pequeñas como el puente mostrado en la Figura 3.1.

Figura 3.1. Fallo de los tímpanos en un puente en India, sismo de Bhuj, 2001 (tomada de Rota, 2004).

El autor hace énfasis también en que el estudio de este mecanismo de falla es muy escaso, debido principalmente a que actualmente los códigos tratan de limitar en lo posible la utilización de muros de mampostería sin refuerzo en voladizo; sin embargo este tipo de muros están muy presentes en los puentes históricos de mampostería y es importante conocer su comportamiento. El estudio se enfoca en analizar y comparar distintas propuestas para evaluar la respuesta dinámica de los muros, desde métodos simplificados como los propuestos por Priestley (1985) y Paulay & Priestley (1992), donde se determina la capacidad del muro en

voladizo sometido a empujes laterales representado como un sistema de un grado de libertad, a través de una curva aceleración contra desplazamiento. Sin embargo, para emplear cualquiera de estas metodologías es necesario conocer las propiedades inelásticas del material y en este caso no se cuenta con esa información. Se reconoce la importancia de obtener las propiedades de la mampostería en las condiciones que se encuentra en la estructura, por lo que se espera que en trabajos posteriores se logre trabajar de manera conjunta con las dependencias municipales encargadas de resguardar estas estructuras, para que los materiales se puedan caracterizar de una forma más adecuada y su estudio en general sea más completo.

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

Palermo et al. (2010) desarrollaron un estudio a raíz del sismo de Darfield con magnitud 7.1 en Nueva Zelanda ocurrido en 2010, para evaluar los daños ocurridos en puentes durante el evento. Para el estudio se realizaron inspecciones visuales en 55 puentes de la zona para tener un panorama general de los daños y determinar cuáles puentes requieren ser intervenidos, así como el nivel de prioridad de cada uno de ellos. El sismo afectó principalmente estructuras de periodo corto, como lo son los puentes de mampostería y otros puentes de claro corto. Del grupo de puentes estudiados, quince de ellos resultaron con daños importantes incluidos seis puentes peatonales. El puente Saby’s Road situado a 31 km del epicentro es un puente de mampostería que presentó daño severo en la superestructura, generado por el movimiento diferencial de los hombros del río. Debido a este movimiento el puente estuvo sujeto a una fuerza de compresión muy superior a la de servicio, formando un mecanismo de tres articulaciones que produjo la falla del arco (Figura 3.2).

Figura 3.2. Formación de articulaciones en el puente Saby's Road (tomada de Palermo, 2010)

3.2 Daño producido por factores externos

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

Uno de los problemas que se tiene con el daño en la cimentación, es que la mayoría de las veces no es visible y por tanto es más difícil prevenirlo, a diferencia del daño en la superestructura. El daño en la superestructura puede deberse a diversos factores como la pérdida de juntas en la mampostería (Figura 3.4), presencia de humedad y agrietamiento (Figura 3.3), principalmente en las bóvedas. En general estos daños están relacionados con un mantenimiento insuficiente, como por ejemplo la funcionalidad del sistema de drenaje; otras veces tiene que ver con la evolución de las cargas vivas que transitan sobre los puentes, aunque esto último es más complejo de contrarrestar ya que implica reforzar algunos elementos de la estructura para que siga siendo suficientemente funcional. La falla de los tímpanos también forma parte de este

grupo, así como cualquier grieta o fractura que se presente en los elementos pila, aunque esto suele ser poco común debido a las dimensiones que tienen.

a) b)

Figura 3.3. a) Humedad y eflorescencia, b) Agrietamiento en intradós de bóvedas

a) b)

Figura 3.4. a) Intemperización de la mampostería, b) Pérdida de juntas y presencia de humedad

3.2.1 Incremento de las cargas de servicio e intemperización

En algunos países europeos ya se han llevado a cabo programas de inspección y rehabilitación de puentes de mampostería, coordinando esfuerzos entre ayuntamientos y Universidades para recuperar el patrimonio que representan estas estructuras. En la Universidad de Minho en Portugal, Lourenço y Oliveira participaron en un proyecto donde se estudió un grupo de puentes localizados en el norte de Portugal, para determinar su geometría y el nivel de

daño que presentan actualmente; así mismo realizaron algunas propuestas de refuerzo con fibras FRP para los casos con mayor daño estructural y medidas de intervención para los problemas más comunes.

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

El puente Negrelos muestra un agrietamiento muy marcado en el intradós del arco central (Figura 3.5), el cual se presume fue causado por un desplazamiento de los tímpanos provocado por el empuje excesivo del material de relleno, los autores atribuyen este comportamiento a la falta de un mantenimiento regular y al incremento de las cargas vivas que transitan sobre el puente. Una falta de inspección y mantenimiento puede incrementar notablemente la probabilidad de falla de los tímpanos, al combinarse con el modo de falla provocado por acciones accidentales; afectando directamente la estabilidad de las bóvedas.

Figura 3.5. Daños más relevantes del puente Negrelos (tomada de Lourenço y Oliveira)

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

3.2.2 Socavación en pilas

Wardhana y Hadipriono (2003) realizaron un estudio en Estados Unidos para determinar con precisión el número de puentes que se encontraban en estado crítico o que incluso colapsaron durante la década de los años noventa, con ello pretendían generar un catálogo que les permitiera identificar las distintas causas que provocan daño en los puentes y a partir de ello tomar medidas y crear programas que permitan elevar la vida útil de estas estructuras. Para el estudio se trabajó con una muestra de 503 puentes que fallaron durante el periodo establecido, de los cuales se obtuvieron datos interesantes. Primeramente, se hizo una clasificación de acuerdo a la tipología de puentes, de los cuales 17 de ellos son puentes en arco, representando un 3.38 % del total, aunque no se especifica si todos ellos son de mampostería. También se agruparon los puentes según el año en que fallaron y el estado en que estaban localizados, de ahí se identificó que un total de 112 puentes habían fallado en el año de 1993, de los cuales la mayoría pertenecían al Estado de Iowa, que curiosamente fue una de las zonas más afectadas por inundación durante ese año.

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

4 MEDICIONES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL EN ESTRUCTURAS HISTÓRICAS

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

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

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

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

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

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

En este trabajo no se pretende abordar de forma extendida los conceptos de la identificación de sistemas propiamente, sin embargo, se intentará proporcionar las bases para entender los conceptos necesarios aplicables al caso que nos interesa, recomendando y direccionando a las fuentes originales para consultar en mayor detalle los métodos. En los puentes que son el objeto de estudio en este trabajo, la aplicación de los métodos para la identificación de sistemas se realizará utilizando el programa ARTeMIS, que como veremos es una herramienta muy utilizada en el área de la ingeniería estructural. El programa utiliza el análisis modal operacional que es la aplicación de la identificación de sistemas en la ingeniería estructural y consiste en identificar los modos de vibrar de la estructura. Este tipo de análisis utiliza únicamente como señal de entrada la vibración ambiental y registra la señal de salida a través de un conjunto de sensores colocados estratégicamente.

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

A partir de la necesidad de tener un método que mantenga la practicidad del método Peak Picking solventando sus desventajas, surge la técnica de descomposición en el dominio de la frecuencia. En términos generales lo que hace es descomponer la matriz espectral en distintas funciones de densidad espectral, para cada uno de los grados de libertad, logrando así una solución exacta para los problemas que ya resolvía el enfoque clásico y una solución aproximada para los que no cumplían con las condiciones de amortiguamiento y cercanía de los modos (Brincker et. al, 2000). Existe una propuesta mejorada de descomposición en el dominio de la frecuencia conocida como EFDD, con la cual es posible obtener el amortiguamiento y las frecuencias resonantes, aplicando los conceptos del Peak Picking, y utilizando esos modos para obtener la campana espectral regresando las funciones de densidad espectral de un grado de libertad al dominio del tiempo utilizando la transformada discreta de Fourier inversa.

Dado que estas son algunas de las técnicas que surgieron inicialmente con aplicaciones en la ingeniería estructural, han sido las que se han usado con una mayor aceptación hasta la actualidad, en gran medida debido a la transparencia en los resultados; como consecuencia de lo anterior existe un gran número de trabajos donde se aplican. Actualmente también es común

encontrar trabajos aplicando técnicas en el dominio del tiempo y no de la frecuencia, como la técnica del subespacio estocástico que ha demostrado ser una alternativa muy viable. En términos de aplicación, la identificación modal operacional ha sido utilizada en una gran diversidad de estructuras, desde edificios de gran altura hasta puentes de todo tipo, técnicamente es aplicable a cualquier estructura siempre y cuando se utilicen y calibren los sensores en el intervalo de frecuencias adecuado, aunque como veremos más adelante algunas de ellas presentan un mayor reto debido a sus propiedades dinámicas.

Zhang *et al*. (2002), instrumentaron un edificio de 15 niveles en la localidad de Ichigaya, Tokyo, inicialmente durante la etapa constructiva para determinar la contribución que iban teniendo los elementos sobre las propiedades dinámicas y con ellos ir calibrando los modelos numéricos, pero además con la finalidad de que una vez finalizada la construcción se llevara a cabo otra medición para evaluar el comportamiento y comparar los modos de vibrar con los esperados en el proyecto. El edificio de mediana altura con un total de 53.4 m, está formado por marcos de acero con columnas de sección tubular con núcleo de concreto de alta resistencia. Geométricamente es regular en altura, aunque no en planta, dado que los primeros seis niveles tienen una superficie considerablemente mayor; otro objetivo de llevar a cabo la instrumentación fue evaluar la torsión del edificio debido a este efecto.

Dadas las características del edificio se eligió como intervalo de frecuencias de interés entre 0 y 4.5 Hz. En la medición final se realizaron cuatro mediciones utilizando 14 sensores acelero métricos de manera simultánea, dejando dos fijos para correlacionar las mediciones, las cuales tuvieron una duración de 1,800 s. Para llevar a cabo la identificación modal, se empleó el programa ARTeMIS, específicamente la técnica FDD por las ventajas ya comentadas; con ello se obtuvieron nueve frecuencias (Figura 4.1b), así como los modos de vibrar (Figura 4.1c) y finalmente también los amortiguamientos que era otro de los objetivos para tener un punto de partida para monitorear la salud de edificio en el futuro.

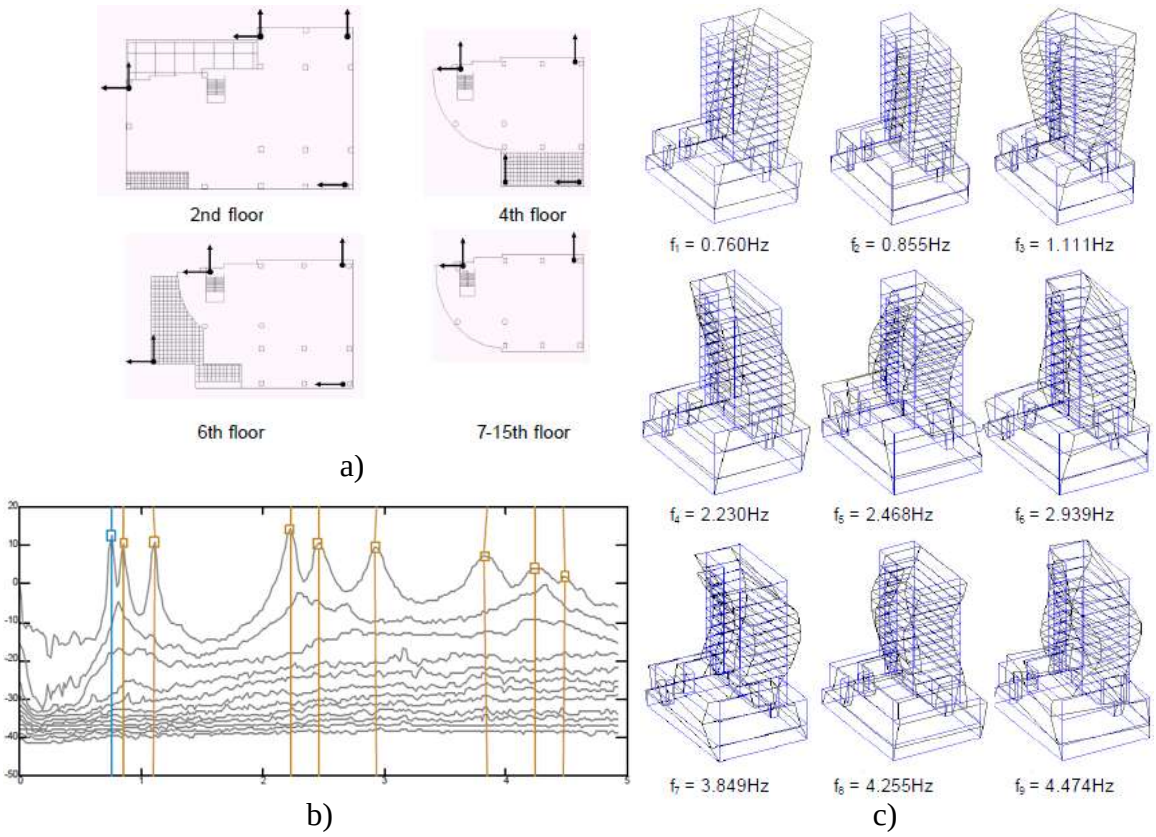


Figura 4.1. Resultados obtenidos del edificio de 15 niveles en Ichigaya: a) Colocación de sensores, b) frecuencias mediante FDD, c) modos de vibrar del edificio. (Zhang et al., 2002)

Por otro lado, en el caso de los puentes también hay un gran número de casos donde se ha aplicado la identificación modal operacional con resultados favorables, tal es el caso de Gentile y Gallino (2007), quienes estudiaron el puente Victoria en la provincia de Lecco, Italia. El puente Victoria fue construido en 1923 para cruzar un valle de gran profundidad, tiene 75 m de longitud y 4.8 m de ancho de calzada; al ser un puente de concreto reforzado con estructuración a base de arcos, rápidamente se convirtió en un puente muy emblemático en la zona. Los arcos soportan una serie de vigas y columnas de sección rectangular, formando armaduras que a su vez dan soporte al tablero, trabajando de manera conjunta con 17 vigas transversales que le proporcionan rigidez lateral. Los arcos son de sección variable, proporcionando una vista más estética.

Al ser un puente construido con concreto reforzado, su vida útil es limitada y requiere un mantenimiento para que siga operando de forma eficiente y segura, es por ello que en 1984

sufrió una intervención para reforzarlo y de paso adecuarlo a las necesidades de tránsito vehicular vigentes en ésa época; como parte de estas modificaciones se incrementó el ancho del tablero a 8.90m y se reforzaron las vigas que forman los arcos. Es debido a estos trabajos que se planteó la necesidad de evaluar el comportamiento del puente antes y después de la intervención para determinar el cambio en sus propiedades dinámicas. Para registrar la vibración ambiental se realizaron dos mediciones con una duración de 3000 s empleando 14 acelerómetros piezométricos, con lo que se logró monitorear 24 puntos distintos del puente. Nuevamente se utilizó el programa ARTeMIS para procesar los registros, en este caso se aplicó un análisis en el dominio de la frecuencia mediante la técnica FDD y uno en el dominio del tiempo utilizando la técnica de identificación en el espacio estocástico, esto con la intención de evaluar las diferencias en los resultados obtenidos con ambas técnicas.

Se identificaron 11 modos de vibrar, principalmente de flexión y torsión en el tablero, demostrando además que ambas técnicas son muy consistentes entre sí en sus resultados (Figura 4.2). Se realizaron también modelos de elemento finito que fueron calibrados con los resultados obtenidos del análisis modal operacional, para representar la estructura antes y después de la intervención, que fueron calibrados utilizando las frecuencias obtenidas del análisis experimental. Con ello no solo se logró evaluar el cambio de sus propiedades dinámicas, sino también evaluar la degradación del concreto en el tiempo a través del módulo de elasticidad, relacionándolo adicionalmente con el nivel de daño actual en el puente.

Es importante señalar que en los casos presentados hasta ahora se trató de estructuras o bien contemporáneas o históricas que debido a sus características resultan ser lo suficientemente flexibles para que se pueda detectar un número importante de modos de vibrar; sin embargo, en las estructuras históricas que como ya se comentó la mayoría suelen estar construidas con mampostería de piedra, esto no sucede, pues debido a la rigidez tan alta que tienen el número de modos que se pueden estimar con estas técnicas es más limitado.

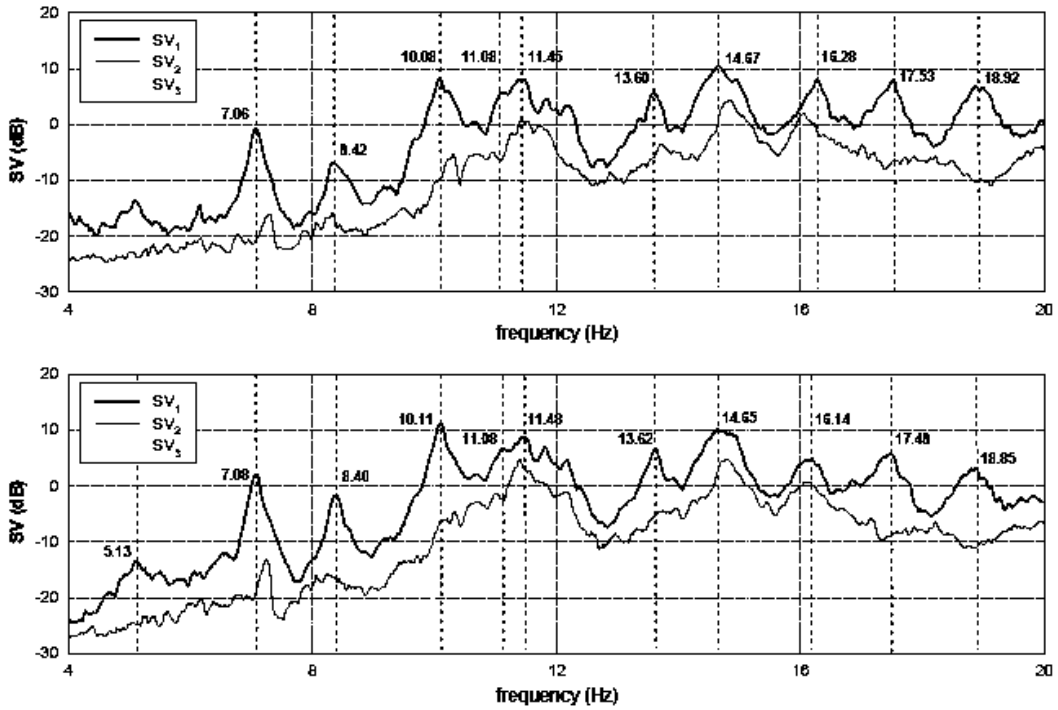


Figura 4.2. Frecuencias encontradas mediante FDD en las dos mediciones (Gentile y Gallino, 2007)

4.2 Antecedentes en estructuras históricas

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

otro tipo de estructuras como son los puentes, que es el tema que nos interesa en este momento y por ello serán este tipo de antecedentes los que se aborden a continuación.

El puente Luiz Bandeira (Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013), del que ya se habló brevemente y cuya geometría fue descrita en el capítulo dos, es un ejemplo de la aplicación del análisis modal operacional con vibración ambiental para calibrar modelos numéricos; aunque es un puente de concreto, es considerado histórico debido no solamente a su antigüedad, sino también por ser un símbolo para la sociedad portuguesa. Para registrar la vibración ambiental se utilizaron 8 acelerómetros uniaxiales, colocados en 10 puntos distintos del puente (Figura 4.3) a través de cuatro mediciones (setup) con una duración de 10 minutos cada una. Nuevamente se utilizó el programa ARTeMIS para identificar los modos, utilizando tanto la técnica EFDD (FDD mejorada que permite calcular amortiguamientos), como la identificación en el espacio estocástico (SIS). Las frecuencias obtenidas utilizando las dos técnicas oscilan entre 3.47 y 16.57 Hz, donde nuevamente se comprobó la validez de los resultados al obtener valores muy similares entre ambas técnicas, principalmente en los valores de las frecuencias, ya que en el caso de los amortiguamientos las diferencia son ligeramente más significativas.

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

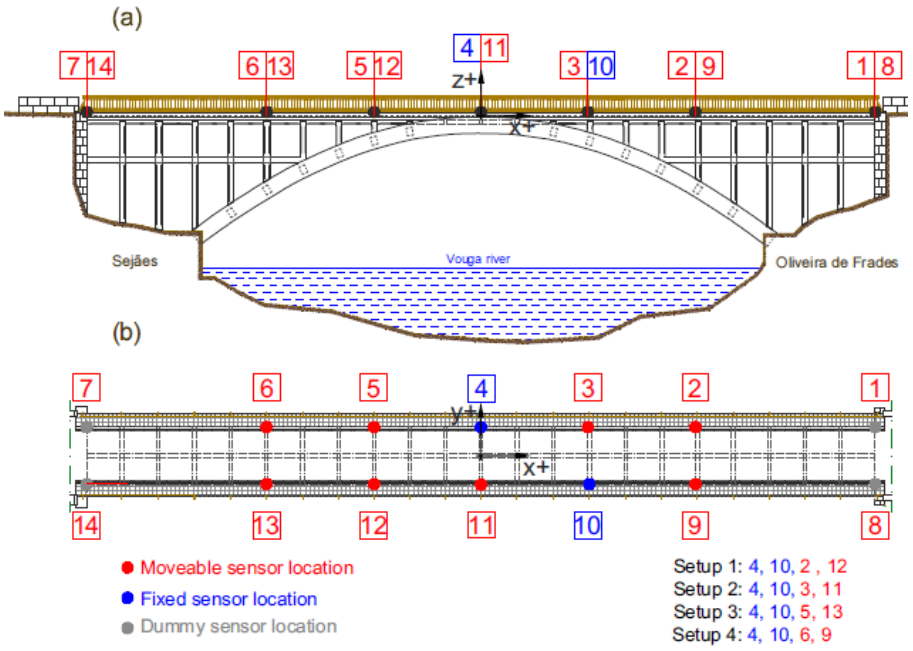


Figura 4.3. Ubicación de los sensores en el puente Luiz Bandeira a) elevación, b) planta (tomada de Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013)

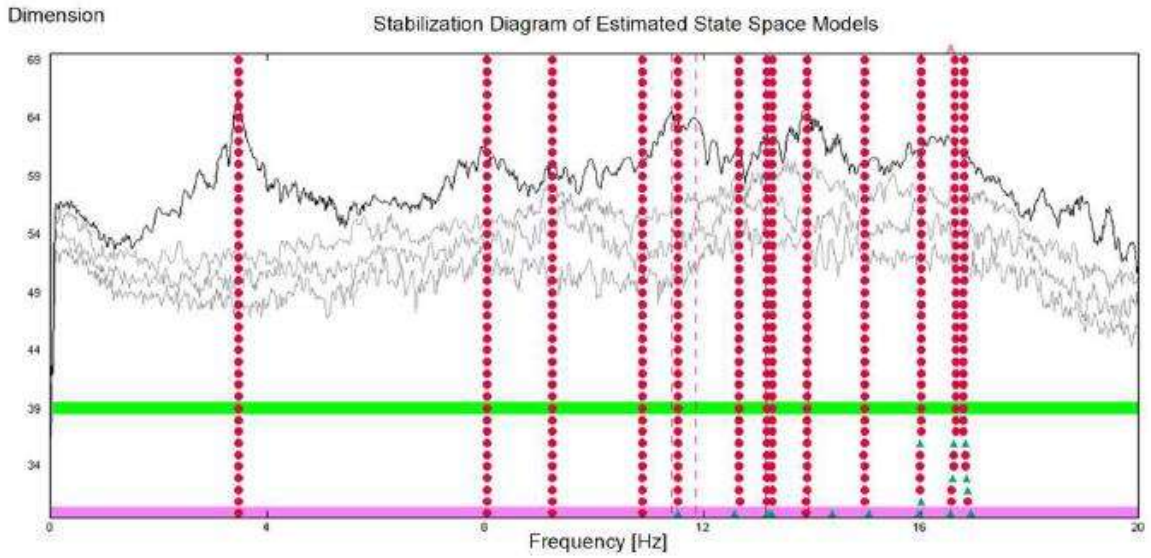


Figura 4.4. Estimación de las frecuencias obtenidas mediante vibración ambiental (tomada de Sena-Cruz J, Ferreira R et al., 2013)

Sevim et al., estudiaron el efecto de la distancia a la falla en el comportamiento sísmico de los puentes en arco de mampostería, combinando el uso de modelos numéricos con resultados experimentales obtenidos de la vibración ambiental. El caso de estudio es el puente Timisvat en

Turquía construido durante la primera mitad del siglo XIX, es un puente formado por dos arcos de 6 m y 25 m de claro, alcanzando una longitud total de 51.7 m con una altura en la zona más elevada de 13.5 m. La medición ambiental se llevó a cabo utilizando 15 sensores piezoeléctricos uniaxiales repartidos en toda la longitud del puente (Figura 4.5), con una duración de 20 minutos. El análisis modal se llevó a cabo utilizando la técnica EFDD a través del programa OMA, con el que se logró identificar seis frecuencias en un intervalo de 0-20 Hz (Figura 4.6); para comparar con el modelo numérico se utilizaron solamente las primeras tres, para las cuales se encontró un promedio de desviación de1 10 %.

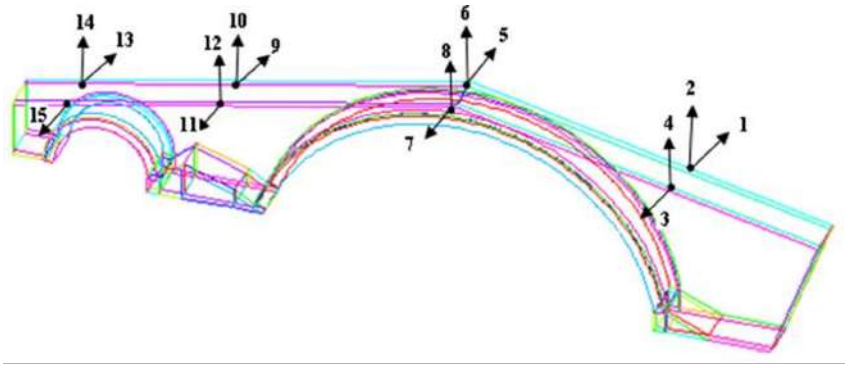


Figura 4.5. Posición de los sensores en el puente Timisvat (Sevim, 2015)

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

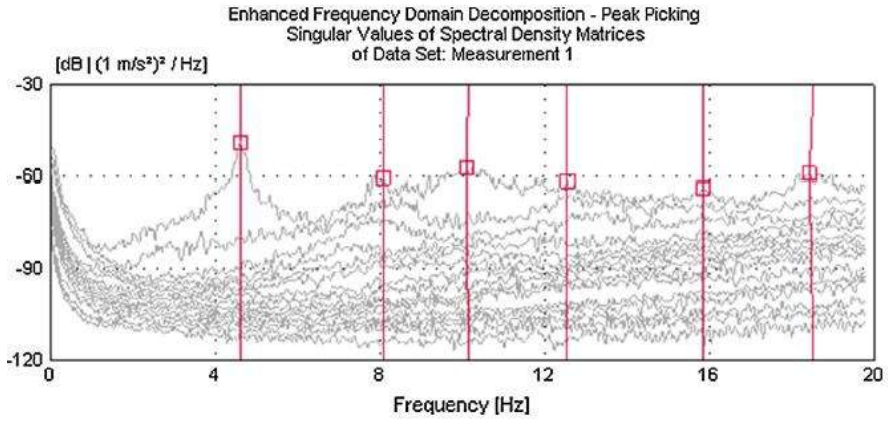


Figura 4.6. Frecuencias obtenidas del análisis modal operacional en el puente Timisvat (Sevim, 2015)

Altunişik et al. (2009), nuevamente en Turquía trabajaron con otro puente conocido como puente Mikron construido a mediados del siglo XIX en la ciudad de Rize, es un puente formado por un solo arco de medio punto cuyo claro es de 19.49 m con una altura de 10.60 m, construido enteramente con mampostería de piedra, salvo los rellenos. La finalidad de obtener las propiedades dinámicas, nuevamente fue calibrar un modelo numérico para estudiar el comportamiento del puente. Para la medición se utilizaron 12 sensores uniaxiales colocados sobre el tablero (Figura 4.7), que registraron la señal producida por el paso de peatones y la presencia de viento en mediciones de 30 minutos. Los modos encontrados corresponden a modos de flexión y verticales en el tablero con frecuencias en un rango entre 6 y 14 Hz (Figura 4.8), las cuales se corresponden con las frecuencias encontradas en el modelo numérico en un 10 % antes de la calibración y hasta en un 2 % después de la misma.

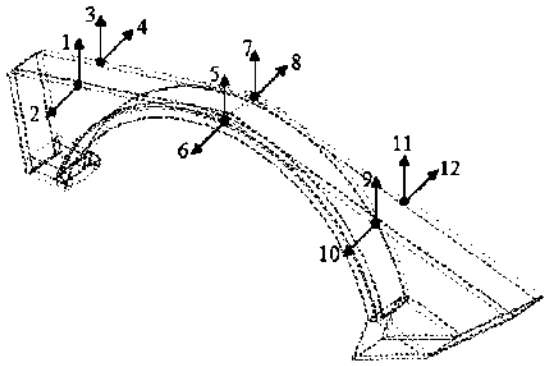


Figura 4.7. Colocación de los sensores en el puente Mikron (tomada de Altunişik et al., 2009)

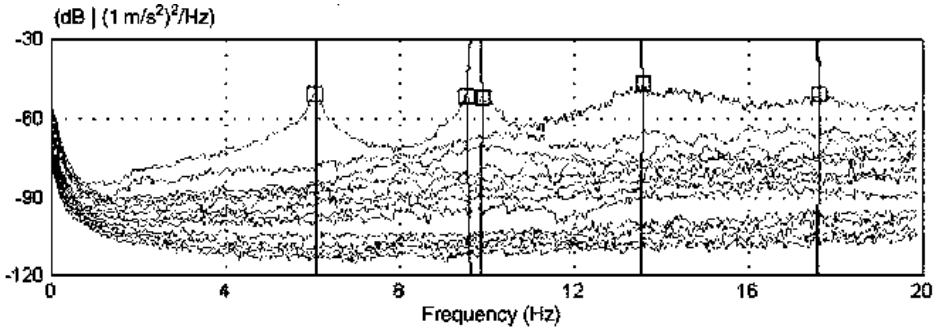


Figura 4.8. Identificación mediante EFDD en el puente Mikron (tomada de Altunişik et al., 2009)

Como se observa, existen en la literatura un gran número de referencias a la aplicación del análisis modal operacional para determinar las propiedades dinámicas de estructuras históricas, con lo cual se justifica su empleo en este trabajo. Adicionalmente este capítulo recopila experiencias relacionadas con la campaña de medición y el análisis de resultados, que servirán como punto de partida en aspectos como: la distribución de los sensores, el número de modos que se pueden encontrar utilizando vibración ambiental, el intervalo de frecuencias en que se espera encontrar los modos, así como la técnica a emplear.

5 SELECCIÓN DE PUENTES EN MÉXICO

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

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

Es así, que en coordinación con el INAH, se obtuvo un primer listado de los puentes de carácter histórico localizados en los estados de Michoacán y Guanajuato. Se elige el estado de Michoacán debido a la simplificación de la logística durante las campañas de medición y por otro lado el estado de Guanajuato debido a que se tenía conocimiento de la existencia de por lo menos un par de puentes localizados en esa zona y que eran de gran interés para este proyecto. Para llevar a cabo la elección final se consideró también el trazo de una ruta óptima que permitiera visitar los puentes y realizar las mediciones en el menor tiempo posible, de tal forma que se tomaron como base los puentes del Estado de Guanajuato y a partir de ahí se buscaron puentes en la cercanía que fueran de interés. Con ese criterio se formó un grupo formado por cinco puentes, de los cuales tres pertenecen al Estado de Guanajuato y dos al estado de Querétaro, como se indica en la Figura 5.2 y los cuales se describen a continuación.

Figura 5.1. Macro localización de los puentes en la República Mexicana

Figura 5.2. Micro localización de los puentes en los Estados de Guanajuato y Querétaro

5.1 Descripción de los puentes

5.1.1 Puente Batanes

Se trata de uno de los puentes que cruzan el caudaloso Río Lerma y pertenece a la localidad de San Andrés de Salvatierra, Guanajuato. Se localiza entrando a la localidad por la

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

Es un puente construido a base de piedra mamposteada con mortero de cal, con acabado aparente en todos sus elementos para proporcionar al puente la sensación de unidad. La construcción del puente surge a partir de un convenio entre la orden de los carmelitas y el gobierno local, acordando que este sería construido por dicha orden y a cambio sus miembros tendían el derecho de cobrar peaje por cruzarlo; fueron ellos quienes encomendaron el diseño y la construcción al fray Andrés de San Miguel quien ya tenía experiencia en la construcción de puentes sobre el Río Lerma. El puente Batanes está compuesto de 14 arcos y es considerado demasiado largo para la época pues alcanza una longitud que supera ligeramente los 170m. Por otro lado es un puente muy angosto que apenas alcanza los 4.20m de ancho de los cuales aproximadamente 80cm de cada lado son para circulación peatonal reduciendo aún más el ancho de calzada para el tránsito de vehículos (Figura 5.3a).

En general el estado de conservación del puente es aceptable, quizá los elementos que presentan un mayor deterioro son las pilas que se encuentran sobre el cauce, siendo su extremo aguas arriba el más afectado. El resto del puente no presenta un daño aparente salvo la intemperización de los materiales. En 2012 se llevó a cabo un trabajo de reparación del puente debido a un accidente que provocó el desprendimiento de una porción de parapeto, los cuales están construidos también de mampostería de piedra; por fortuna se logró rescatar parte de las piedras que fueron desprendidas para ser pulidas y recolocadas en el puente.

Como ya se comentó, el puente está formado por 14 arcos, aunque el arco localizado en el lado Sur del puente, en el extremo que conduce hacia el centro de Salvatierra, fue clausurado probablemente debido a que la localidad se ha extendido a tal punto que ese primer arco ya funge como parte de la cimentación de una vivienda, por lo cual se decidió reforzar. Es probable

que estos primeros arcos hayan sufrido algún daño debido al exceso de cargas, ya que incluso un segundo arco se encuentra reforzado con una especie de columna construida también con mampostería de piedra.

Los arcos son de medio punto y los claros que cubren oscilan entre 6.00 m y 6.90 m con alturas alrededor de los 7.50 m en la zona del río, reduciéndose en gran medida hasta llegar incluso a los 2.00 m en algunos de los arcos que se apoyan sobre los terraplenes. Por otro lado, la sección transversal de las pilas se aproxima a una sección rectangular, aunque muchas de ellas presentan un ensanchamiento en uno de los extremos que las hace trapezoidales; además la gran mayoría de ellas presenta un ángulo de esviaje que va desde los dos grados, hasta 9.50° en las pilas del extremo Norte (Figura 5.4b). Considerando lo anterior y el hecho de que las pilas son de un ancho muy reducido, oscilando entre 1.40 m y 1.80 m, se tiene un puente con una irregularidad muy importante.

a) b)

Figura 5.3. a) Calzada del Puente Batanes, b) Cruce sobre el Río Lerma y tajamares

a) b)

Figura 5.4. a) Vista general del puente, b) Esviajamiento de las pilas

5.1.2 Puente de la Historia

En 1531 se funda un poblado nuevo de nombre San Juan del Río, el cual rápidamente se convirtió en paso obligado para aquellos que viajaban al norte y Occidente de México. El poblado adquirió rápidamente una gran importancia pues las caravanas de viajeros se detenían ahí para descansar y reabastecerse de provisiones; sin embargo, el atravesar dicho poblado cuando llegaban las grandes avenidas se convertía en todo un problema pues los viajeros debían permanecer varios días en el pueblo hasta que bajara el nivel de agua del Río San Juan. Motivado por lo anterior, a mediados del siglo XVI Fray Sebastián de Aparicio promueve la construcción de un puente en la parte más angosta del río, sin embargo, no se concreta hasta que en 1711 por mandato del Virrey Don Diego de Velasco se inicia la construcción del hoy conocido como Puente de la Historia. La construcción del puente de Piedra como se le nombró entonces corrió a cargo del arquitecto mexicano Pedro de Arrieta quien fuera uno de los arquitectos que colaboraron con el diseño de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México y la antigua Basílica.

Una vez concluida su construcción se convirtió en el puente más utilizado para transitar entre la ciudad de México y el bajío, por donde se transportaron desde tropas insurgentes hasta cargamentos minerales, principalmente entre las entidades mineras como Guanajuato, Zacatecas y San Luis Potosí. Llegó a ser aduana donde se cobraban los impuestos de toda clase de mercancías, por lo que era una parada forzosa para los comerciantes. Hoy en día sigue siendo

uno de los principales accesos a la ciudad y se encuentra ubicado sobre la Av. Benito Juárez Poniente frente al panteón municipal.

Es un puente formado por cinco arcos rebajados iguales de 8.65m de claro con un radio de 2.85m (Figura 5.5), la longitud total del puente alcanza los 53.7 metros hasta la zona de los accesos y tiene una altura hasta la base de las pilas de 9.15m. Las pilas como suele ser habitual en este tipo de puentes son de sección rectangular con un ancho de 2.50 m, con remates triangulares en el extremo aguas arriba formando los tajamares. En su base cuentan con un zampeado de piedra para protegerlas contra la posible socavación, aunque actualmente el río San Juan lleva muy poco caudal (Figura 5.6a). La calzada del puente tiene un ancho de 6.10m y no cuenta con banquetas debido al ancho tan limitado del puente, aun así permite una circulación de vehículos en ambos sentidos.

El puente se forma con mampostería a base de piedra unida con mortero de cal-arena tanto en las pilas como en los arcos, mostrando un aparejo regular; en los accesos se observan zonas con mampostería de roca basáltica ya sea para ahorrar costes o debido a alguna rehabilitación. Actualmente el puente ha perdido gran parte de las juntas exteriores debido al contacto con la intemperie (Figura 5.6b) y muestra zonas con abundante humedad y eflorescencia.

b) b)

Figura 5.5. a) Vista general del puente, b) Arco rebajado

a) b)

Figura 5.6. a) Zampeado en pilas, b) Pérdida de juntas

5.1.3 Puente del Marqués

También conocido como Puente de los Héroes, se trata de un puente construido en la ciudad de Querétaro, para cruzar el Río Querétaro que corre paralelo a la Avenida Universidad, ubicado en el cruce donde coinciden las calles Juárez e Invierno. Es un puente que fue construido y financiado por Juan Antonio de Urrutia y Arana, Marqués de la Villa del Villar del Águila, hacia la cuarta década del siglo XVIII para facilitar el tránsito entre la ciudad y el Barrio de la Otra Banda de donde venía la mayor parte de alarifes (maestro de obras de la época) que construyeron el Acueducto, en aquel entonces se conocía con el nombre de Puente Grande.

Se trata de un puente emblemático para la ciudad de Querétaro no solo por ser un espacio donde acostumbraban los Queretanos a reunirse los domingos desde el tiempo de la Colonia hasta aproximadamente principios del siglo XX, sino porque además en 1867 durante el sitio

militar, fue un lugar importante en el que se desarrollaron combates, especialmente cuando Miramón buscaba romper las líneas del sitio para acceder a los cerros de San Gregorio. En 1903 se hizo una ampliación del Puente para facilitar el paso de los tranvías y de los vehículos de tracción animal con la finalidad de abrir una vía importante entre la nueva estación del Ferrocarril y el centro de la ciudad, además se aprovechó para cambiarle el nombre a "Puente de los Niños Héroes".

El puente está formado por tres arcos de 6.4m de claro y radios que oscilan entre 2.75m y 2.95m es decir son casi semicirculares (Figura 5.7b). Las pilas son de sección rectangular ancho de 2.55 m y tienen remates semielípticos en ambos extremos para presentar menos resistencia al flujo del agua (Figura 5.8a), acumulando una longitud total del puente de 26.25m. La altura desde el remate de los pretiles hasta el espejo de agua es de 5.8m, mientras que el ancho total de calzada es de 10m con circulación de vehículos en ambos sentidos y banquetas de 1.70m a cada lado (Figura 5.8b).

a) b)

Figura 5.7. a) Vista general del puente, b) Arco semicircular

a) b)

Figura 5.8. a) Tajamares semicirculares, b) Calzada del puente

5.1.4 Puente Grande

Conocido también como Puente de Piedra, es un puente ubicado en la localidad de Acámbaro en el estado de Guanajuato. El puente cruza sobre el Río Lerma aproximadamente a 90km de su nacimiento y fue construido en lo que era la salida Norte de la población de Acámbaro, con la finalidad de conectarla con las localidades de Salvatierra y Celaya; durante la época virreinal proporcionó una vía de comercio muy importante para toda la región del Bajío y zona centro del país.

Su construcción inició en el año de 1750 y pasó a ser uno de los puentes más grandes construidos durante la segunda mitad del siglo XVIII, aún al día de hoy es uno de los más largos y mejor construidos del periodo virreinal. El puente está compuesto por 9 arcos de tipo rebajado con claros que oscilan entre los 7.0 m y los 13.0 m, tiene una longitud de aproximadamente 160 m (200 varas) aunque la estructura formada por arcos no supera los 115 m, el ancho de calzada es de aproximadamente 5.25 m (6.3 varas), alcanzando los 6.0 m de ancho total incluyendo los pretiles. Las pilas son de sección rectangular con anchos que oscilan los 2.30 m salvo una de ellas que alcanza los 4.90 m, todas ellas con tajamares en ambos extremos de sección triangular aguas arriba y sección trapezoidal aguas abajo. Su construcción es a base de mampostería de piedra junteado con mortero de cal, cubierta con un acabado de cantera de un tono amarillo claro, conocida en aquél entonces como cantera de Guadalajara. El Puente grande

está formado por dos pendientes ascendentes que convergen en el arco de mayor claro, que es el que cuenta también con la mayor altura desde el espejo de agua con casi 11.0 m.

Como en la mayoría de los puentes de la época, las pilas se construyeron con una forma angulosa aguas arriba del puente con la finalidad de ayudar a disminuir la resistencia que oponen al flujo del agua, a su vez permitía que los posibles objetos que arrastrara el cauce no quedaran varados en la base de las pilas. Así mismo en el extremo aguas abajo de las pilas se llevó a cabo un procedimiento similar solo que formando un trapecio en lugar de un triángulo; la finalidad de estas salientes que se extendían en toda la altura era proporcionar un resguardo para los peatones que cruzaban el puente y que solían encontrarse con carretas o animales cargados que ocupaban prácticamente todo el ancho del puente. Por esta razón y muy probablemente también por cuestión estética, dichas salientes se extienden a lo largo de todo el puente, incluso en las zonas donde ya no se apoya sobre las pilas.

En los accesos del puente se generó un ensanchamiento como es común en los puentes de la época, en cuyas esquinas se colocaron esculturas de tipo religioso elaboradas en cantera, soportadas sobre pedestales o columnas de sección cuadrada.

Actualmente el tránsito de vehículos es solamente en un sentido debido al limitado ancho del puente, esto llevó a la necesidad de habilitar vías alternas para cumplir con la demanda de vehículos que transitan por la zona; este el caso de un puente de concreto reforzado que se construyó 200 m río arriba sobre la carretera federal que conecta Acámbaro con Salvatierra, esto ayudó también a disminuir la demanda de vehículos sobre el Puente Grande.

a) b)

Figura 5.9. a) Vista frontal del Puente Grande, b) Arcos sobre el cruce del Río Lerma

c) b)

Figura 5.10. a) Vista inferior de uno de los arcos, b) Vista desde el estribo

5.1.5 Puente Tresguerras

Se trata de un puente localizado en la salida Oriental de la ciudad de Celaya sobre la carretera que lleva a la ciudad de Querétaro. Fue construido sobre uno de los ríos que descargan en el Lerma conocido como río La Laja, de donde recibe uno de sus nombres, aunque la mayoría de la gente lo conoce con el nombre de Tres Guerras en honor al arquitecto Francisco Eduardo Tresguerras, quién desarrolló el proyecto y supervisó la ejecución del mismo. Su construcción inició en el año de 1802 y concluyó el 15 de Agosto de 1809.

El puente se compone de cinco arcos rebajados de iguales dimensiones soportados por pilas con tajamares hacia ambos lados, principalmente por razones estéticas. Tanto las pilas como las bóvedas fueron recubiertas con una mampostería de cantera presentando un aparejo muy preciso, lo que le brinda al puente un atractivo visual muy particular.

Fue por muchos años el principal acceso a la localidad de Celaya hasta que en el año 2004 se terminó de construir una nueva avenida con un puente de concreto reforzado que se sitúa a escasos 150m al sur del puente Tresguerras. Esta situación disminuyó considerablemente el tránsito de vehículos que circulan por el puente del siglo XIX dejándolo casi en desuso. En fechas recientes se han hecho esfuerzos por restaurar este puente a través de particulares en coordinación con el INAH, con la finalidad de recuperar parte del patrimonio de la ciudad. Actualmente se están llevando a cabo esos trabajos de restauración, lo que ha permitido el descubrimiento de arcos más pequeños en los accesos del puente de los cuales no se tenía constancia al haber quedado enterrados.

La estructura del puente se compone de cinco arcos rebajados con claros de 8.25m y 9.10m en el caso del arco central, todos con radios de 2.75m, con una altura total del puente de 9.60m hasta la parte superior de los pretiles. Las pilas son de sección rectangular con un ancho de 3.20m y están protegidas con tajamares de sección triangular en ambos extremos para mantener una simetría más estética; en su parte inferior las pilas cuentan con rampas de concreto para contrarrestar los efectos de la corriente (Figura 5.11a). Tanto las pilas como las bóvedas están recubiertas con mampostería de cantera por lo que no fue posible determinar mediante inspección visual la composición de los materiales que forman a la estructura; sin embargo, en algunos de los arcos tapiados que forman los accesos del puente se observa la presencia mampostería de piedra volcánica sin aparejo (Figura 5.11b). La longitud total del puente es de 54.7m y tiene un ancho de calzada de 9.40m.

a) b)

Figura 5.11. a) Vista general, b) Mampostería de los arcos

a) b)

Figura 5.12. a) Calzada del puente, b) Tajamar

Tabla 5-1. Geometría gruesa de los puentes seleccionados

	P. Batanes	*P. de la Historia*	*P. del Marqués*	*P. Grande*	*P. Tresguerras*
Longitud	170.00	53.70	26.25	160.00	54.70
Altura máx.	7.50	9.15	5.80 [1]	10.75 [1]	9.60
Número de arcos	14	5	3	9	5
Tipología de arcos	medio punto	rebajados	medio punto	rebajados	rebajados
Ancho calzada	4.20	6.10	10.00	5.25	9.40
Claro mayor	6.90	8.65	6.40	13.65	9.10
Claro menor	6.00	8.65	6.40	7.20	8.25
Ancho pilas	1.40 - 1.80	2.50	2.55	2.30 - 4.90	3.20

Dimensiones en metros,

[1] *alturas medidas hasta el espejo de agua*

6 MEDICIÓN EXPERIMENTAL DE PROPIEDADES

6.1 Metodología y equipo

Para determinar las propiedades dinámicas de los puentes se realizó un levantamiento geométrico y una campaña de mediciones del ruido ambiental en cada uno de los puentes. Utilizando técnicas de identificación de sistemas en el dominio de la frecuencia se obtienen las formas modales y las frecuencias de vibrar del sistema. Para realizar las mediciones se utilizó equipo de la marca Kinemetrics, el cual consiste en un conjunto de acelerómetros triaxiales y uniaxiales que registran la aceleración en dos direcciones horizontales ortogonales y una vertical, cuyos datos son enviados a una consola que es capaz de recibir datos de doce canales simultáneamente. La duración de las mediciones fue de diez minutos en todos los casos.

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

6.2 Identificación de sistemas y propiedades dinámicas

6.2.1 Puente de la Historia

En este puente, se realizaron mediciones únicamente en el lado de la calzada donde están ubicados los tajamares ante la imposibilidad de desviar los vehículos para medir el lado opuesto, a causa del limitado ancho de la calzada. En total se realizaron cinco mediciones, en cada una de ellas se colocó un sensor triaxial en los centros de claro de manera simultánea con el sensor fijo o de referencia (Figura 6.1), colocado sobre la pila dos.

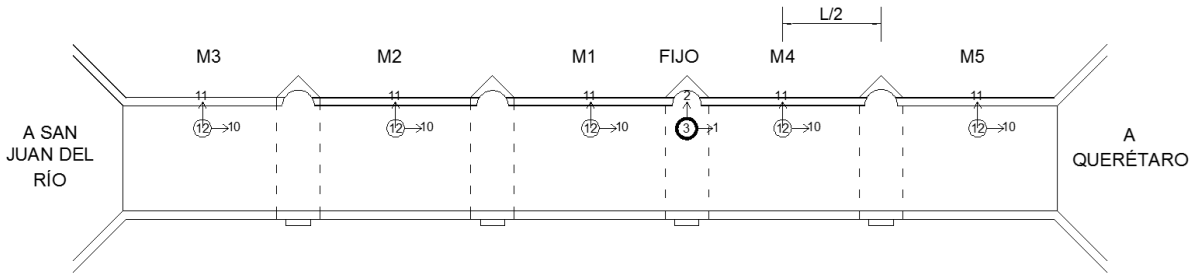


Figura 6.1. Posición de los sensores

a) b)

Figura 6.2. a) Posición de los sensores, b) Consola K2 y sensor triaxial

Una vez efectuada la medición e importada al programa ARTeMIS para ser procesada, es posible revisar como un primer paso los registros productos de las mediciones. Es de esperar que la amplitud de las señales sea distinta en cada una de las direcciones según la posición del sensor; en este caso dado que los sensores están colocados sobre la clave de los arcos se espera un mayor movimiento en la dirección vertical puesto que es la dirección más flexible del puente en esa zona (Figura 6.3).

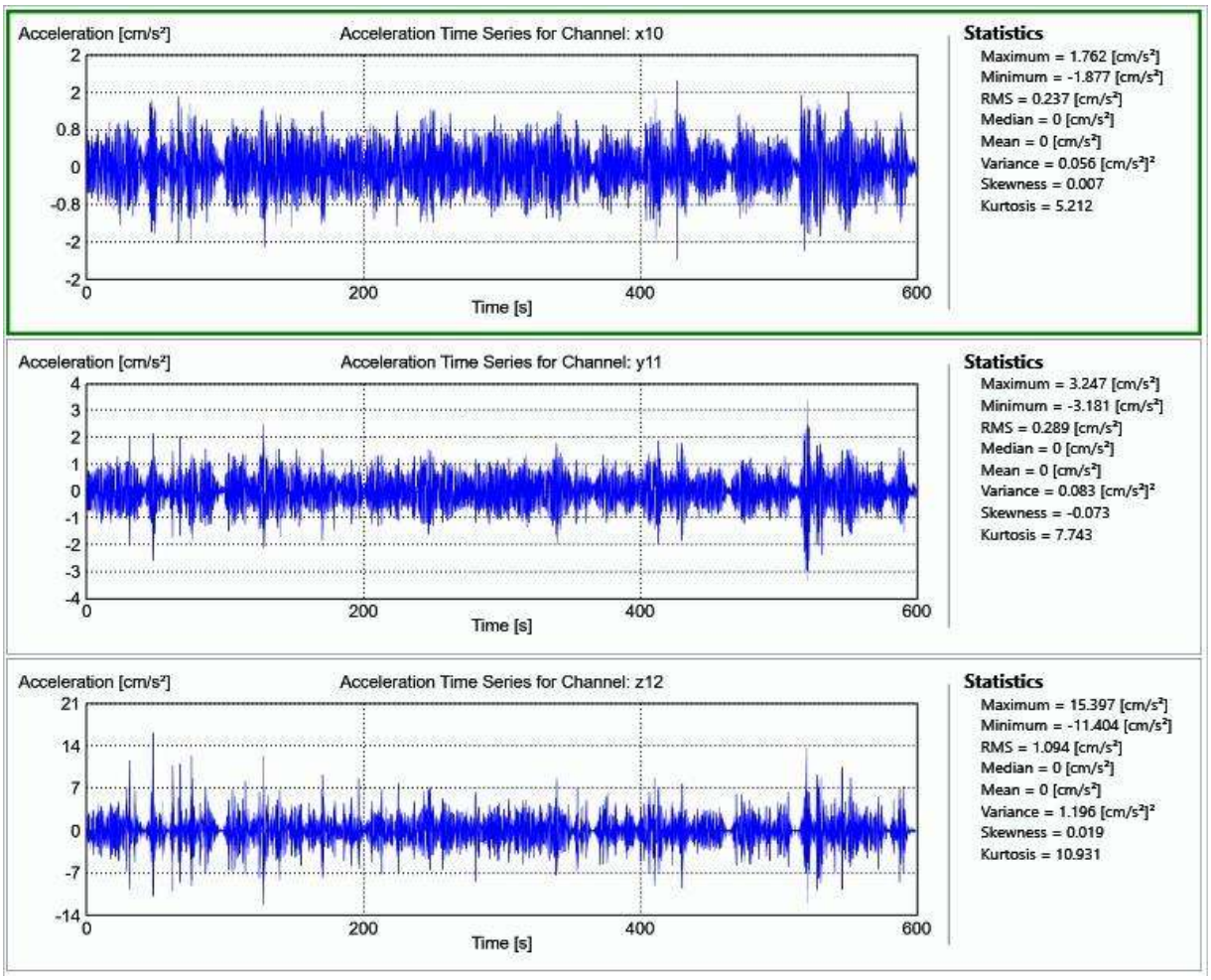


Figura 6.3. Señal registrada sobre el arco central del puente de la Historia, canales 10-12 (E-W, N-S, vertical)

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

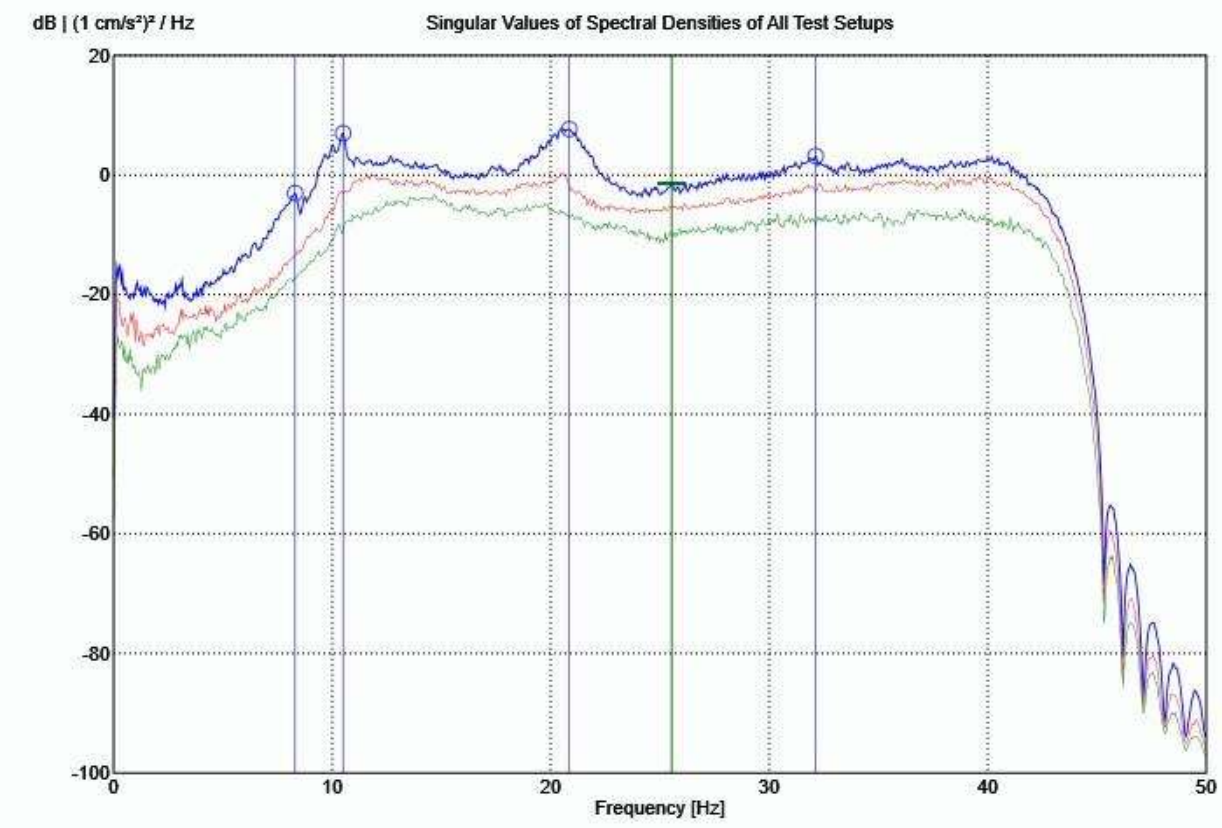


Figura 6.4. Identificación de los modos de vibrar en el puente de la Historia

	Frecuencia (Hz)	*Amortiguamiento (%)*	*Descripción*
Modo 1	8.30	2.52	1° transversal
Modo 2	10.40	2.97	2° transversal
Modo 3	20.39	2.91	1° vertical
Modo 4	25.54	0.56	2° vertical
Modo 5	32.00	0.67	3° vertical

Tabla 6-1. Propiedades dinámicas del puente de la Historia

Mediante la identificación de sistemas se encontraron cinco formas modales, con las propiedades dinámicas asociadas de frecuencia y amortiguamiento, las dos primeras con las frecuencias más bajas corresponden a un movimiento transversal, mientras que las tres posteriores corresponden a un movimiento vertical (Tabla 6-1).

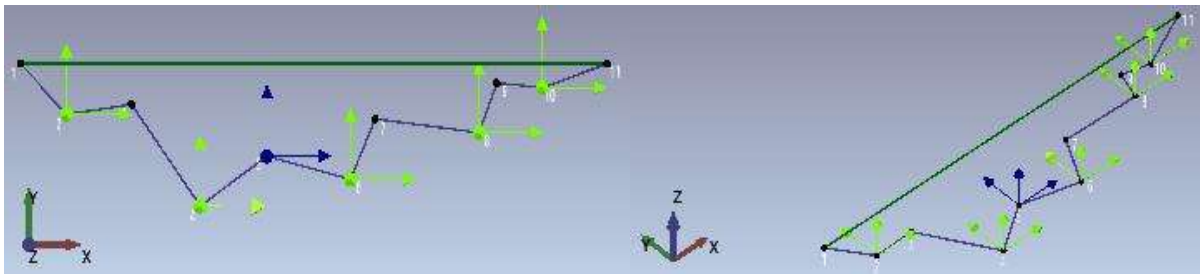


Figura 6.5. Primera forma modal del puente de la Historia (f=8.30 Hz)

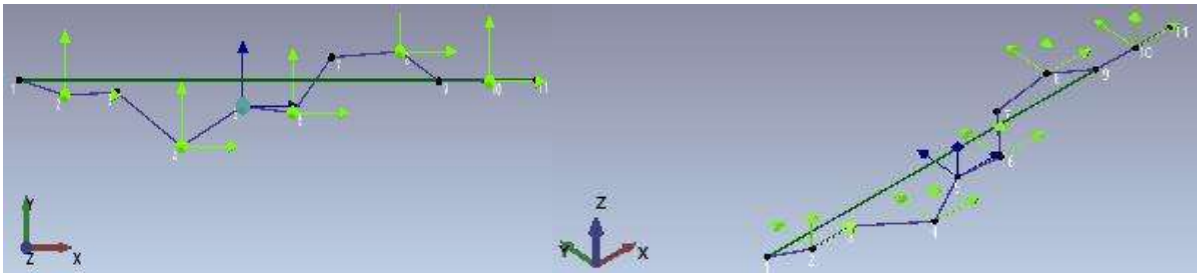


Figura 6.6. Segunda forma modal del puente de la Historia (f=10.40 Hz)

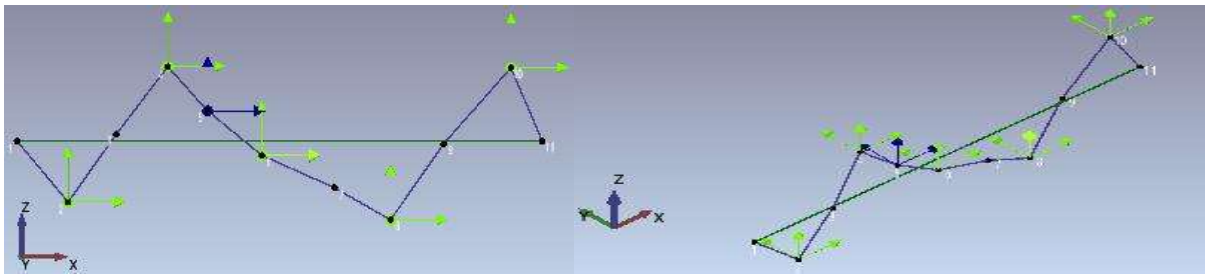


Figura 6.7. Tercera forma modal del puente de la Historia (f=20.39 Hz)

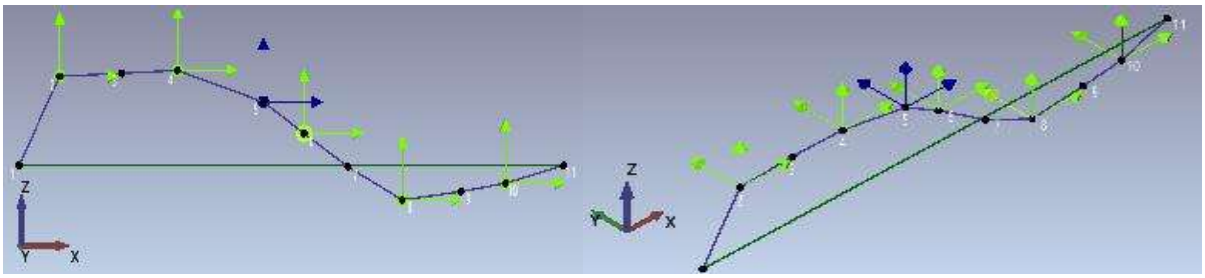


Figura 6.8. Cuarta forma modal del puente de la Historia (f=25.54 Hz)

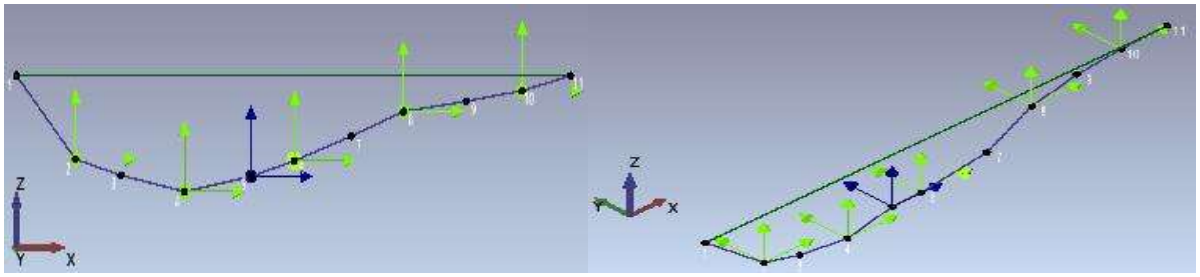


Figura 6.9. Quinta forma modal del puente de la Historia (f=32.00 Hz)

Se observa que el puente presenta una mayor restricción al giro y al desplazamiento en el extremo que lleva hacia la ciudad de Querétaro, donde se realizó la medición número cinco; esto se debe principalmente al aspecto geométrico, puesto que en esa zona se encuentran los arcos de menor altura debido a la topografía del lugar; en ese sentido las formas modales encontradas son consistentes con la estructura real.

6.2.2 Puente del Marqués

En el puente del Marqués se llevaron a cabo originalmente cuatro mediciones, de las cuales dos de ellas no se pudieron utilizar debido a un fallo durante la medición. Las dos restantes se hicieron en un mismo lado del puente, en el primer caso a centros de claro (Figura 6.10) y en el segundo caso colocando los sensores sobre los riñones de los arcos a una distancia de 1.85m del centro de la pila (Figura 6.11); el sensor de referencia se colocó sobre una de las pilas.

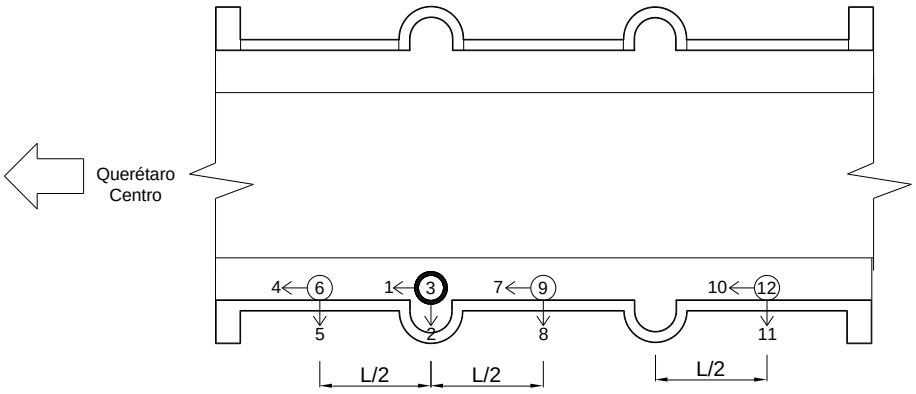


Figura 6.10. Medición a centros de claro, canales 1-3 corresponden al sensor fijo

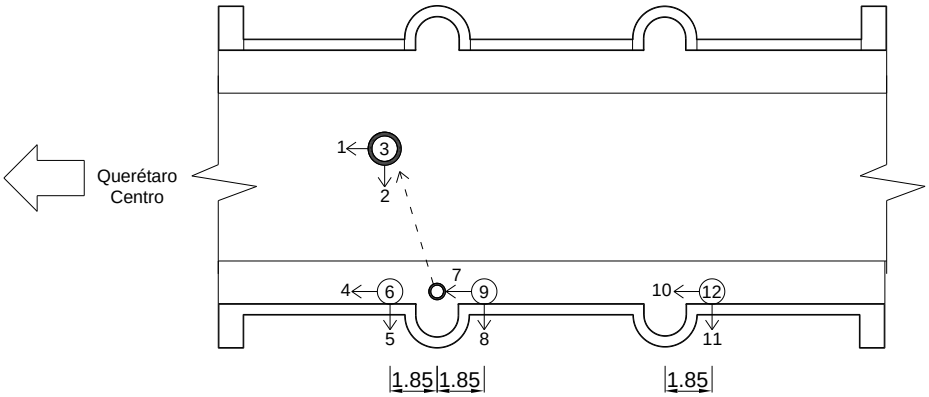


Figura 6.11. Medición en los riñones del arco, canales 1-3 corresponden al sensor fijo

a) b)

Figura 6.12. Colocación de los sensores, a) Aguas arriba, b) Aguas abajo

Una vez más se presenta la señal registrada por uno de los acelerómetros, específicamente el colocado sobre la clave del arco central (Figura 6.13). Se observa que la magnitud de las aceleraciones no cambia radicalmente entre las tres direcciones ortogonales, esto se debe principalmente a la geometría de los arcos, pues la longitud del claro es muy similar a la profundidad de la bóveda que forman, dando lugar a arcos muy rígidos. Además se trata de un puente con claros muy cortos y de poca altura por lo que se espera que las propiedades dinámicas correspondan a las de una estructura rígida, con frecuencias altas.

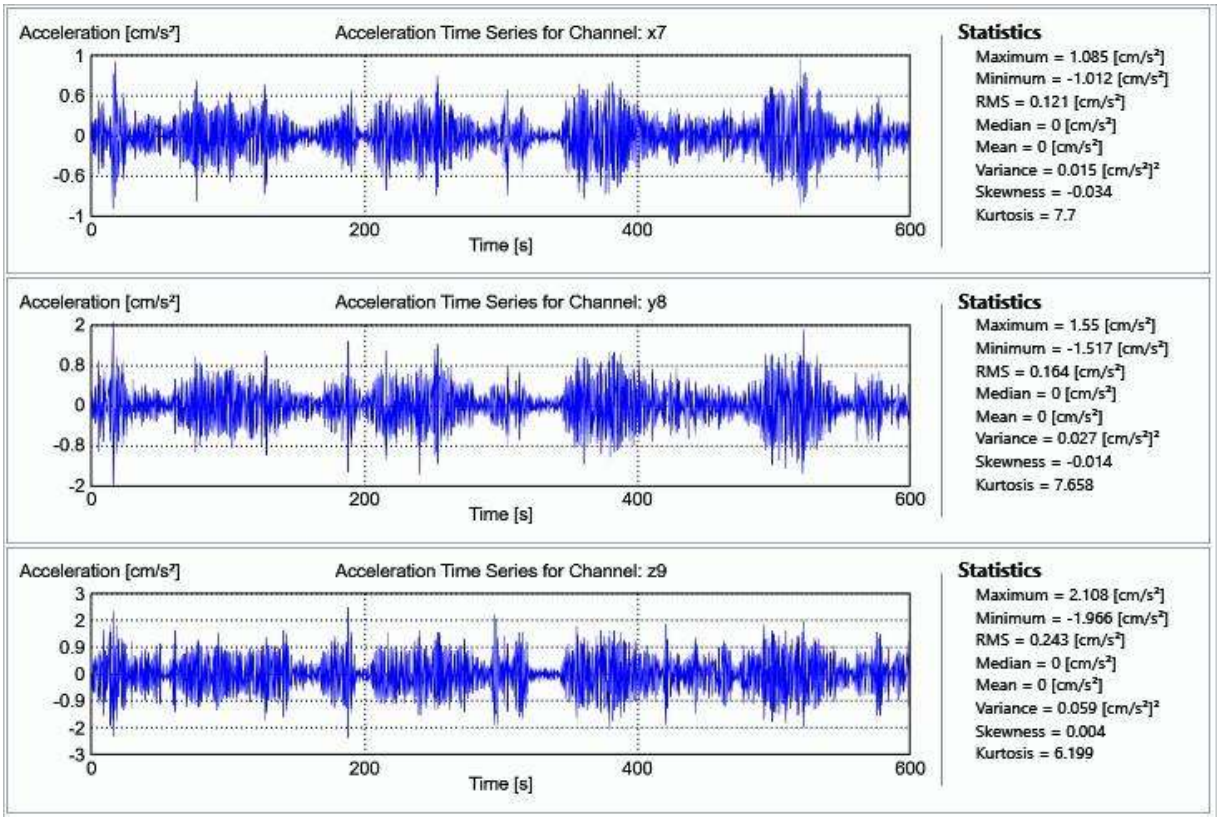


Figura 6.13. Señal registrada sobre el arco central del puente del Marqués, canales 7-9 (N-S, E-W, vertical respectivamente)

Siguiendo el mismo procedimiento se obtuvieron las propiedades dinámicas y los modos de vibrar de la estructura; en este caso todos los modos son acoplados, nuevamente debido a la rigidez tan alta del puente, evitando que se presenten desplazamientos desacoplados en una sola dirección.

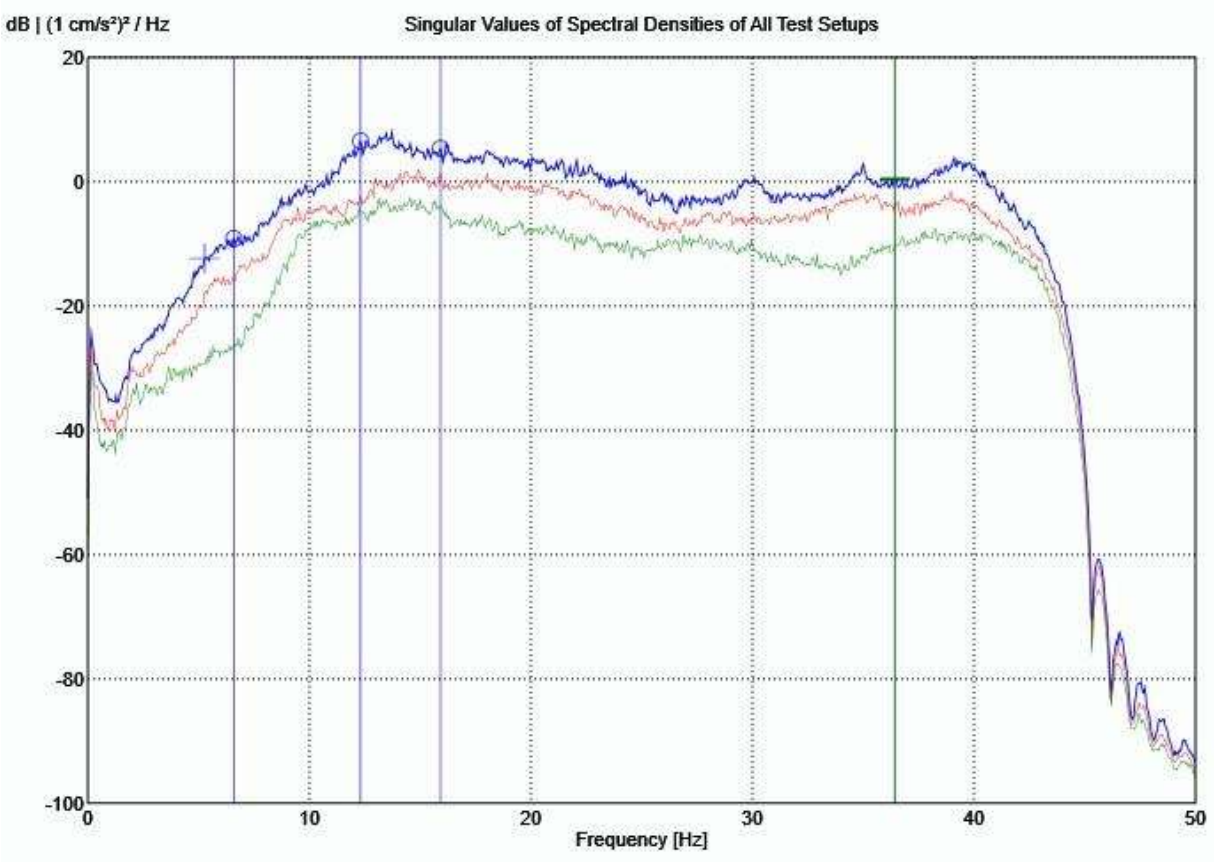


Figura 6.14. Identificación de los modos de vibrar en el puente del Marqués

Tabla 6-2. Propiedades dinámicas del puente del Marqués

	Frecuencia (Hz)	*Amortiguamiento (%)*	*Descripción*
Modo 1	7.62	3.32	1° longitudinal
Modo 2	12.85	2.24	1° vertical + trans.
Modo 3	16.15	1.73	2° transversal
Modo 4	36.90	0.22	2° vertical

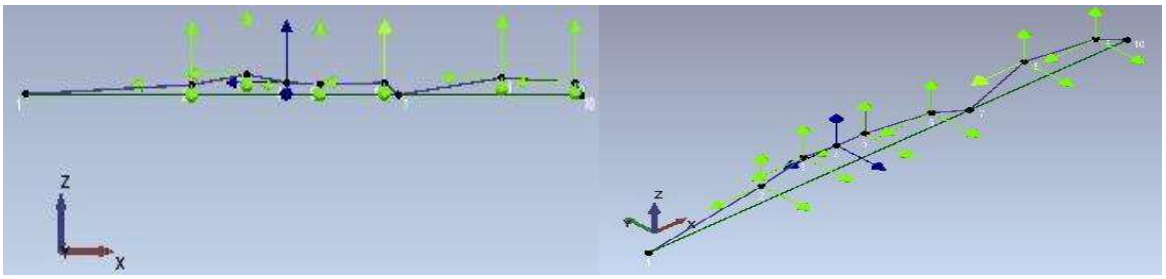


Figura 6.15. Primera forma modal del puente del Marqués (f=7.62 Hz)

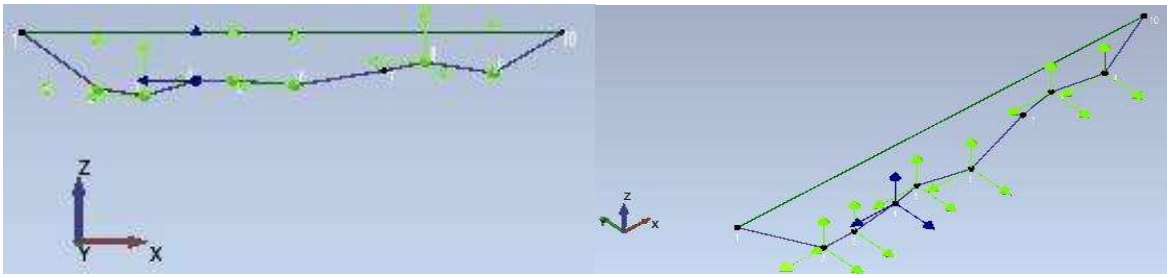


Figura 6.16. Segunda forma modal del puente del Marqués (f=12.85 Hz)

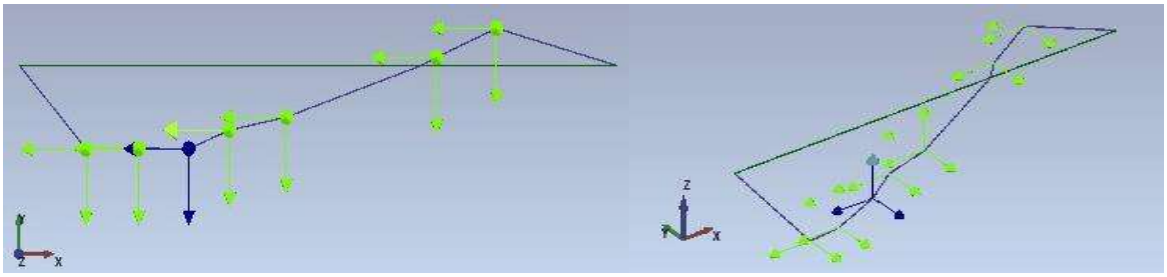


Figura 6.17. Tercera forma modal del puente del Marqués (f=16.15 Hz)

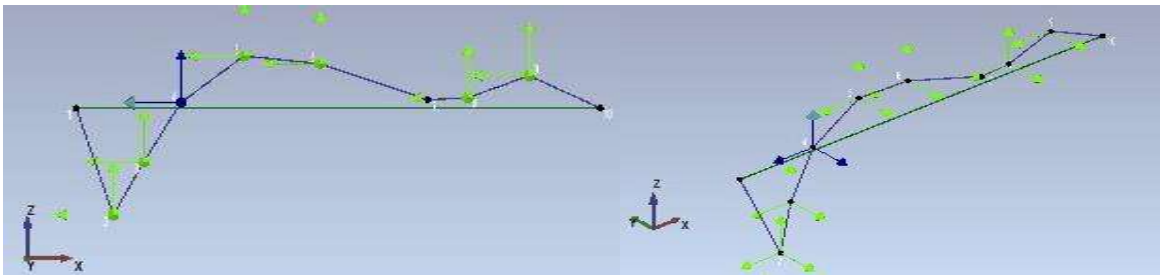


Figura 6.18. Cuarta forma modal del puente del Marqués (f=36.9 Hz)

En este puente se identificó un modo vertical con una frecuencia mayor que en el resto de los puentes estudiados lo que nos indica que incluso en la dirección vertical sigue siendo un puente muy rígido como ya se había especulado anteriormente (Figura 6.18).

6.2.3 Puente Grande

En este caso, la medición experimental se realizó a través de una línea de sensores colocados a 0.80 m de la parte interna del pretil aguas arriba (Figura 6.21). Debido al número limitado de sensores fue necesario realizar cuatro mediciones para contar con un número suficiente de puntos; con ello se logró abarcar siete de los arcos más grandes que tiene el puente. Para las mediciones uno y tres se colocaron los sensores al centro del claro (Figura 6.19) debido a que es la zona más flexible y son puntos muy valiosos para identificar las frecuencias, mientras

que para las mediciones dos y cuatro se colocaron a tercios de claro (Figura 6.20), logrando un total de 13 puntos disponibles con información registrada de vibración ambiental.

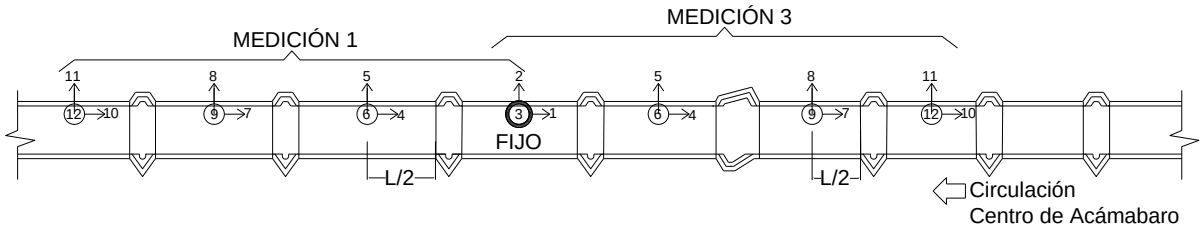


Figura 6.19. Posición de los sensores en las mediciones uno y tres en el Puente Grande

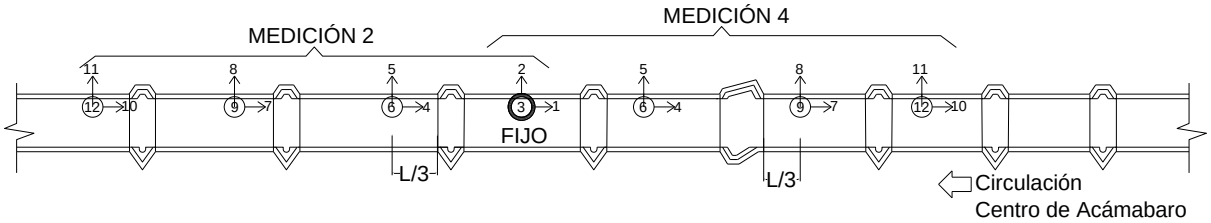


Figura 6.20. Posición de los sensores en las mediciones dos y cuatro en el Puente Grande

La Figura 6.22 muestra las señales registradas en los sensores 4, 5 y 6 durante la primera medición, correspondiente al sensor colocado al centro del arco de mayor altura. Se observa que la amplitud de las aceleraciones registrada es más o menos del mismo orden en las tres direcciones, pero no solo eso, sino que además la amplitud es mayor en comparación con lo obtenido en los otros puentes; este incremento se atribuye principalmente a la configuración geométrica, ya que el Puente Grande es más flexible debido a su relación longitud y altura.

Figura 6.21. Colocación de los sensores en el Puente Grande

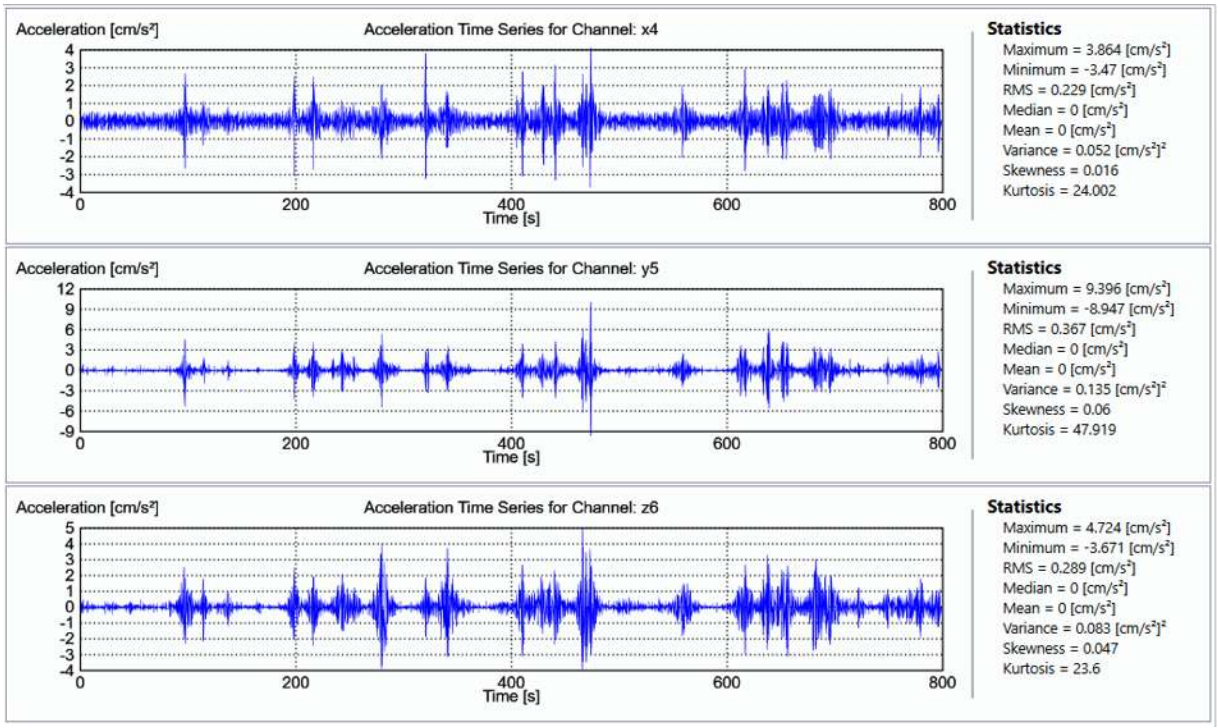


Figura 6.22. Señales registradas en la medición uno sobre el arco de mayor altura, canales 4-6 (N-S, E-W, vertical respectivamente)

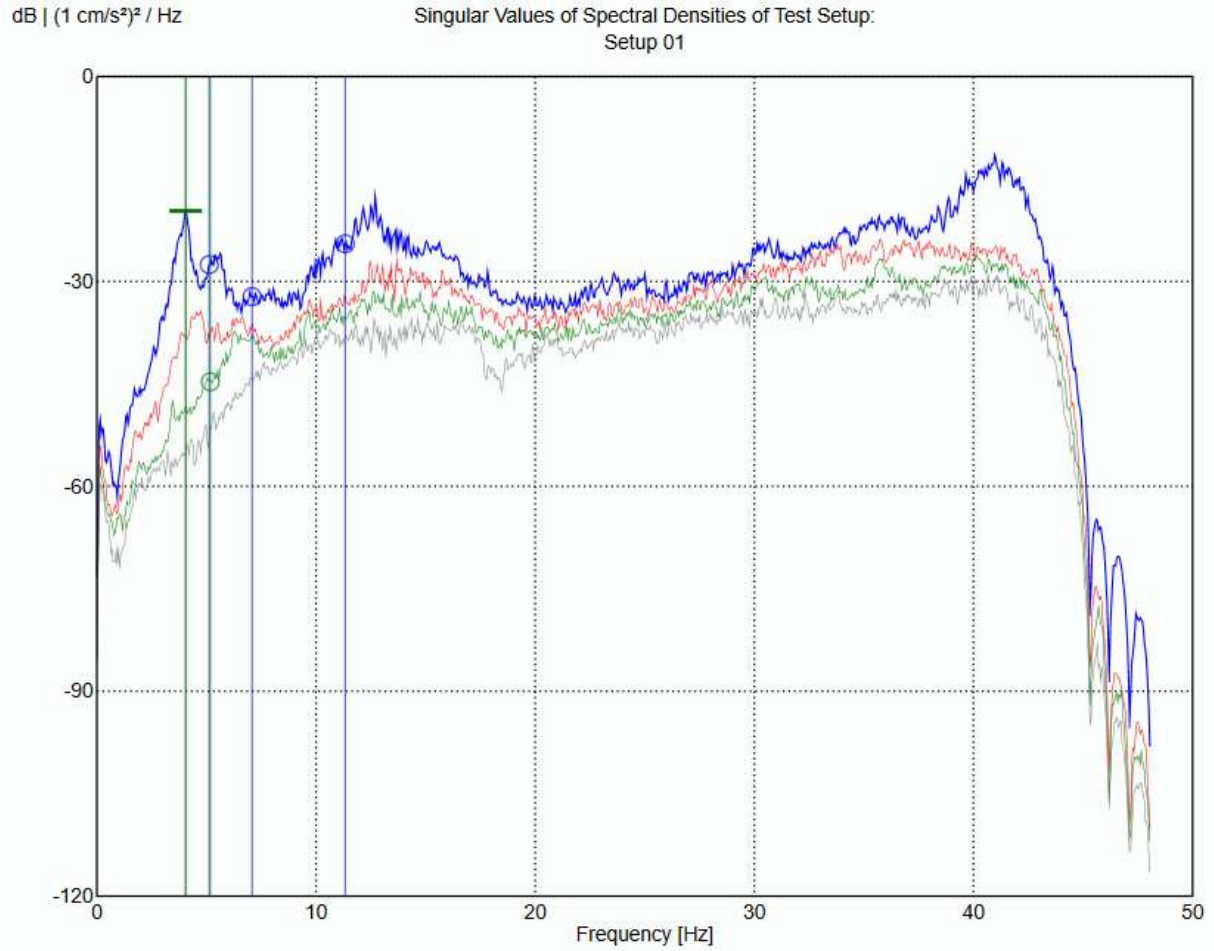


Figura 6.23. Identificación de los modos de vibrar en el Puente Grande

Una vez procesadas las señales se encontraron las frecuencias dominantes del sistema con el procedimiento descrito anteriormente como se muestra en la Figura 6.23, ahí se muestra la identificaron de las cinco frecuencias dominantes, la primera de ellas de 4.27 Hz que corresponde a un movimiento transversal, una segunda frecuencia también de un modo transversal de 4.98 Hz, un movimiento vertical con una frecuencia de 5.40 Hz seguido de otro modo transversal con frecuencia de 7.47 Hz y finalmente un modo vertical con una frecuencia de 12.03 Hz; esta información se resume en la Tabla 6-3.

Debido a las condiciones del lugar, el puente se construyó con asimetría tanto en planta como en elevación, por lo cual se espera que se desplace más hacia su extremo más flexible,

que es donde se localizan los arcos más altos; esto queda representado de forma consistente con la deformación observada en los modos laterales.

Tabla 6-3. Propiedades dinámicas del Puente Grande

	Frecuencia (Hz)	*Amortiguamiento (%)*	*Descripción*
Modo 1	4.27	7.68	1° lateral
Modo 2	4.98	7.94	2° lateral
Modo 3	5.41	1.56	1° longitudinal
Modo 4	7.47	3.11	3° lateral
Modo 5	12.03	1.24	1° vertical

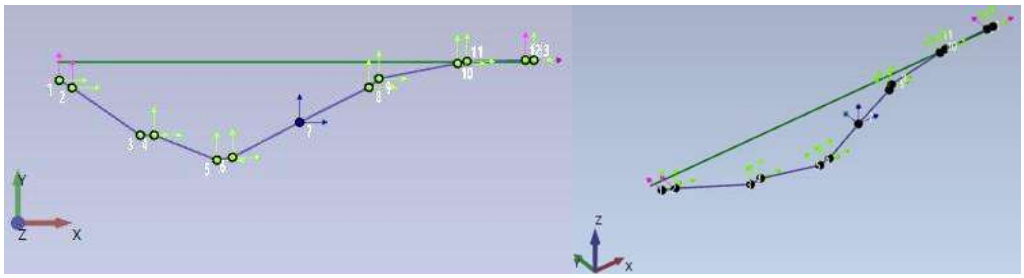


Figura 6.24. Primera forma modal del Puente Grande (4.27 Hz)

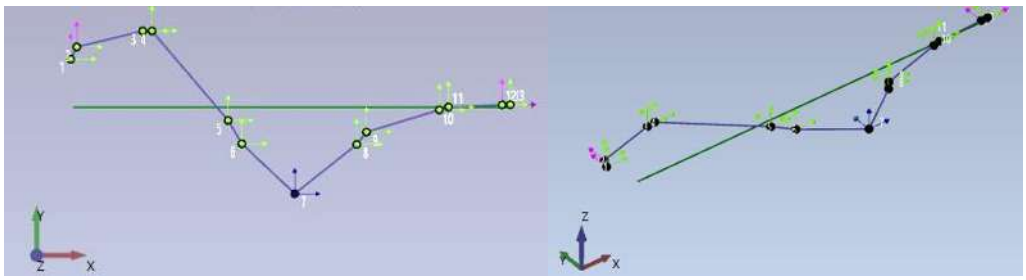


Figura 6.25. Segunda forma modal del Puente Grande (4.98 Hz)

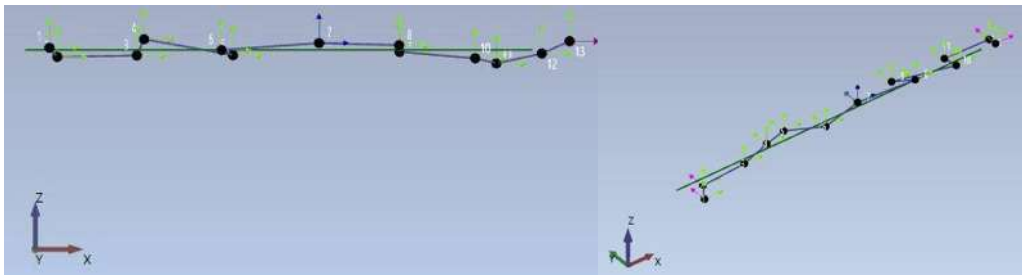


Figura 6.26. Tercera forma modal del Puente Grande (5.41 Hz)

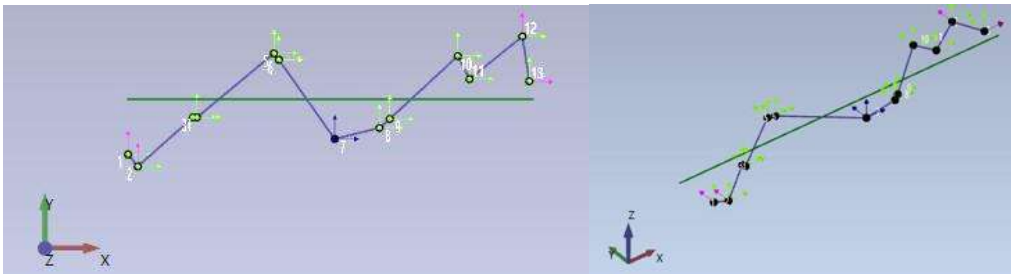


Figura 6.27. Cuarta forma modal del Puente Grande (7.47)

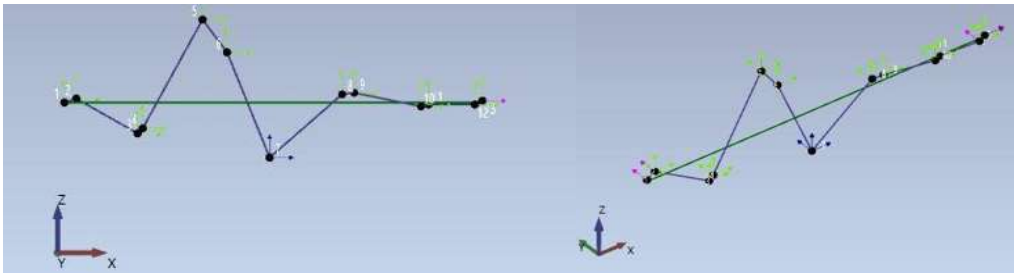


Figura 6.28. Quinta forma modal del Puente Grande

6.2.4 Puente Tresguerras

Dada la relativa facilidad para colocar los sensores a causa de la ausencia de vehículos, fue posible realizar mediciones con tres sensores colocados transversalmente en el ancho de la calzada y registrando simultáneamente con el sensor fijo. En total se realizaron cinco mediciones, todas ellas a centros de claro, a su vez que el sensor de referencia se colocó a un cuarto del claro de una de las pilas (Figura 6.24).

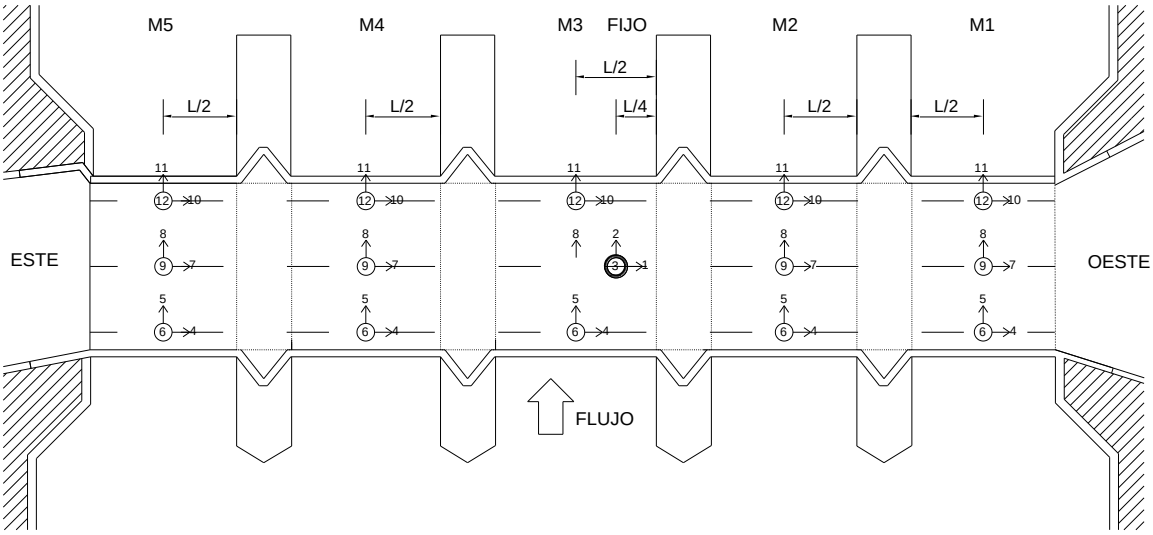


Figura 6.29. Posición de los sensores en el Puente Tresguerras

Figura 6.30. Sensores triaxiales sobre la clave de los arcos

A pesar de la ausencia de tránsito vehicular presente sobre el puente, sí fue posible capturar vibración ambiental debido a otras fuentes como el viento y el paso de vehículos en vialidades aledañas. De forma similar al puente de la Historia las aceleraciones registradas en la dirección vertical son claramente de un orden superior que las registradas en la dirección horizontal debido a la relación geométrica que presentan sus elementos (Figura 6.26).

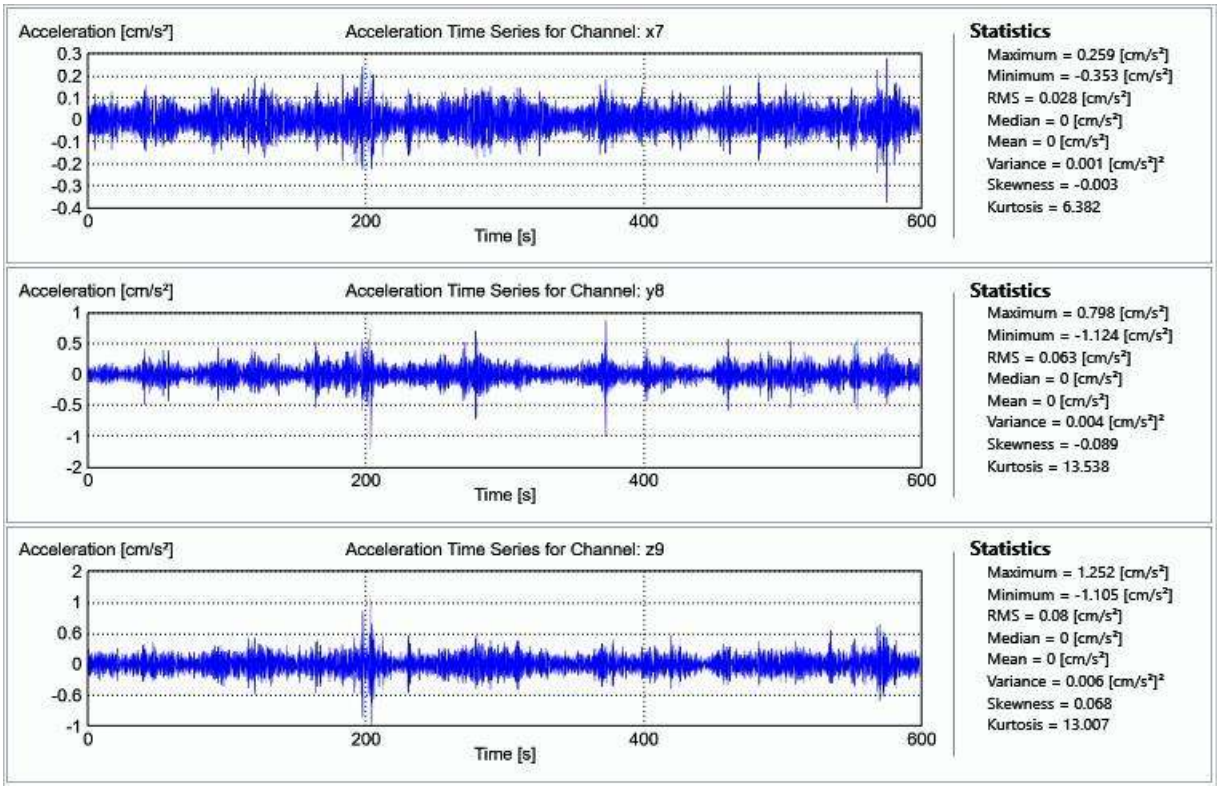


Figura 6.31. Señal registrada sobre el arco central del puente Tresguerras, canales 7-9 (E-W, N-S, vertical respectivamente)

En el puente Tresguerras se logró identificar cinco modos de vibrar con frecuencias entre 2.5 y 15 Hz siendo las más claras en la dirección vertical debido probablemente al tipo de arcos y a su geometría, principalmente a la relación claro/radio de 0.30 que lo coloca dentro de los arcos semi-superficiales. Una vez más los modos transversales son acoplados ya que las pilas son muy rígidas, al igual que las bóvedas lo que produce efectos combinados de desplazamiento vertical y horizontal en la dirección trasversal del puente. Este comportamiento deberá coincidir con lo obtenido en los modelos numéricos (Tabla 6-4).

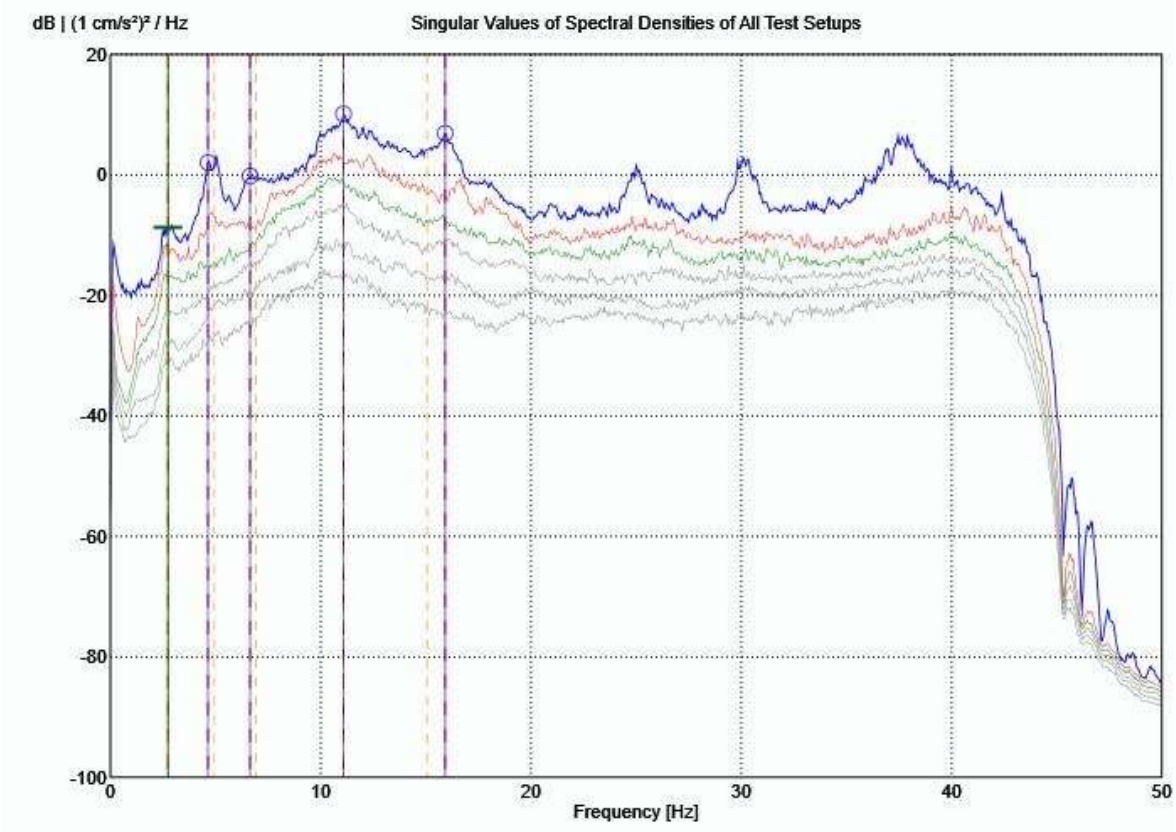


Figura 6.32. Identificación de los modos de vibrar en el Puente Tresguerras

	Frecuencia (Hz)	*Amortiguamiento (%)*	*Descripción*
Modo 1	2.73	4.87	1° vertical
Modo 2	4.94	4.86	1° transversal + vertical
Modo 3	6.93	2.75	1° longitudinal
Modo 4	11.09	1.85	2° vertical
Modo 5	15.05	1.39	2° transversal

Tabla 6-4. Propiedades dinámicas del puente Tresguerras

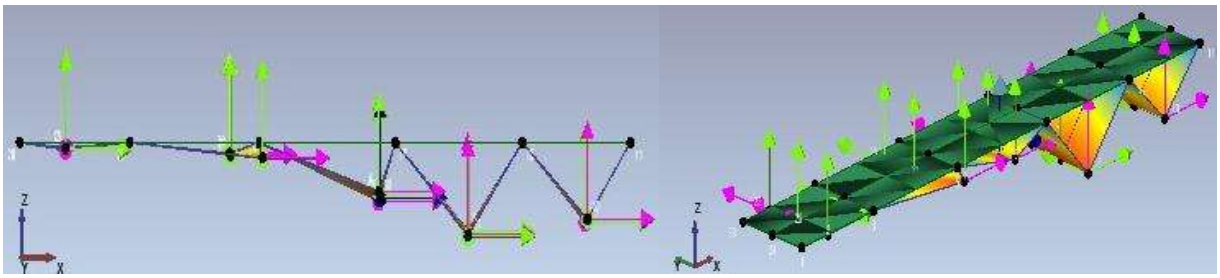


Figura 6.33. Primera forma modal del puente Tresguerras (f=2.76 Hz)

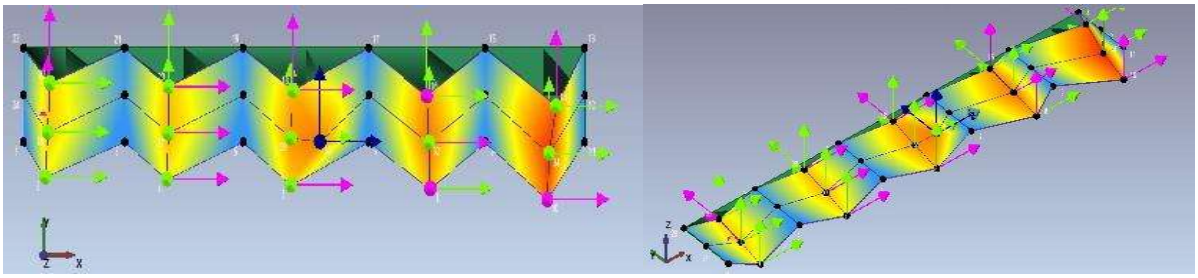


Figura 6.34. Segunda forma modal del puente Tresguerras (f=4.94 Hz)

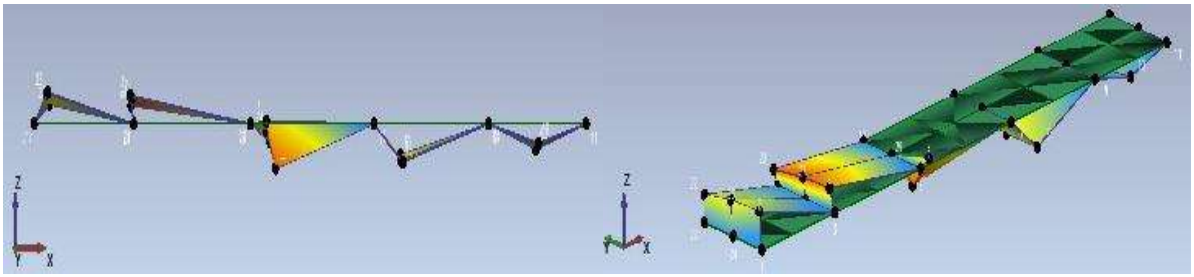


Figura 6.35. Tercera forma modal del puente Tresguerras (f=6.93 Hz)

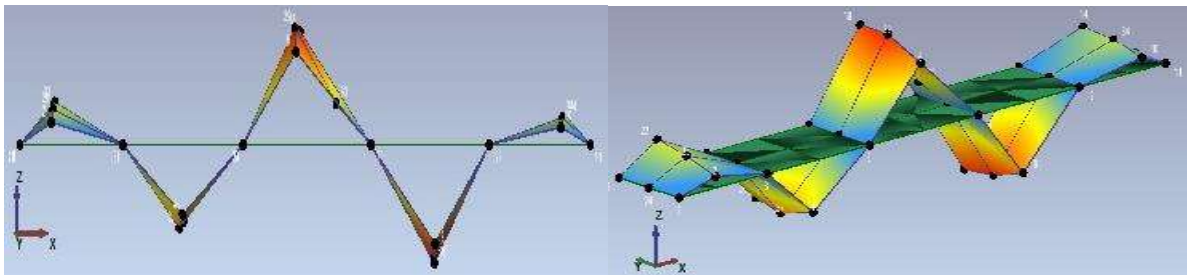


Figura 6.36. Cuarta forma modal del puente Tresguerras (f=11.09 Hz)

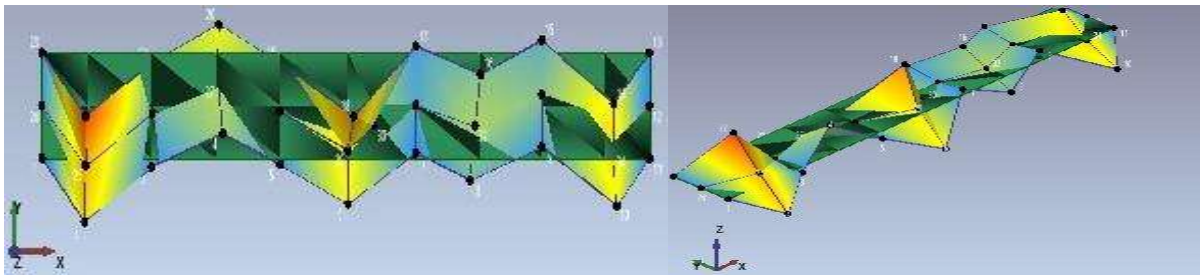


Figura 6.37. Quinta forma modal del puente Tresguerras (f=15.05 Hz)

7 DEMANDA SÍSMICA

El objetivo fundamental de este trabajo consiste en determinar la vulnerabilidad que presentan algunos puentes de mampostería representativos de la República Mexicana ante diversas acciones. Una de las más importantes es evidentemente la producida por la actividad sísmica puesto que México es un país con alta sismicidad proveniente de distintas fuentes como se detalla más adelante en este capítulo. Por lo anterior es necesario hacer una elección adecuada de la demanda sísmica que se aplicará en los modelos numéricos, de tal forma que represente de forma adecuada las condiciones sísmicas del país al mismo tiempo que proporcione información valiosa para fines de este trabajo.

7.1 Sismicidad en México

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

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

también menores que las que produce la fuente de subducción, a pesar de ello, suelen ocasionar daños importantes en localidades cercanas al epicentro.

En México el sistema sismológico nacional (SSN), institución que forma parte del Instituto de Geofísica de la UNAM, es quien se encarga de registrar y analizar continuamente la actividad sísmica en el país, gracias a la instrumentación y colaboración que ha promovido con otras instituciones. A través del SSN se puede acceder hoy en día con cierta facilidad a algunas estadísticas relacionadas con la ocurrencia de temblores en México y el mundo, por ejemplo, el hecho de que tan solo en el año 2016 se registraron un total de 15281 eventos, de los cuales 40 tuvieron magnitud mayor que 5. Esto nos da una idea de lo importante que es la actividad sísmica tanto para el diseño como el análisis de estructuras en México, por lo cual no se puede perder de vista su efecto.

7.2 Selección de los acelerogramas

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

Para tomar en cuenta lo anterior se partió del trabajo realizado por Sánchez (2016) quién llevó a cabo un análisis detallado de la demanda sísmica presente en México con información actualizada de distintas bases de datos como *La base Nacional de Datos de Sismos Fuertes* que elaboró la SMIS en 1992 y la red acelerográfica *II UNAM* que ofrece un catálogo de registros acelerográficos en línea de libre acceso que se actualiza constantemente. En conjunto las bases de datos contienen alrededor de 20,235 registros producto de 2,482 eventos registrados desde 1960 hasta la actualidad. Como una primera revisión se eliminó los registros que estuvieran duplicados en ambas bases de datos, así como aquellos que tuvieran información incompleta y finalmente aquellos con magnitud menor a seis para trabajar únicamente son sismos fuertes.

Este nuevo grupo está formado por 3,240 acelerogramas provenientes de 94 eventos sísmicos y es representativo de las fuentes más importantes de la República Mexicana con una distribución como la que se muestra en la Figura 7.1.

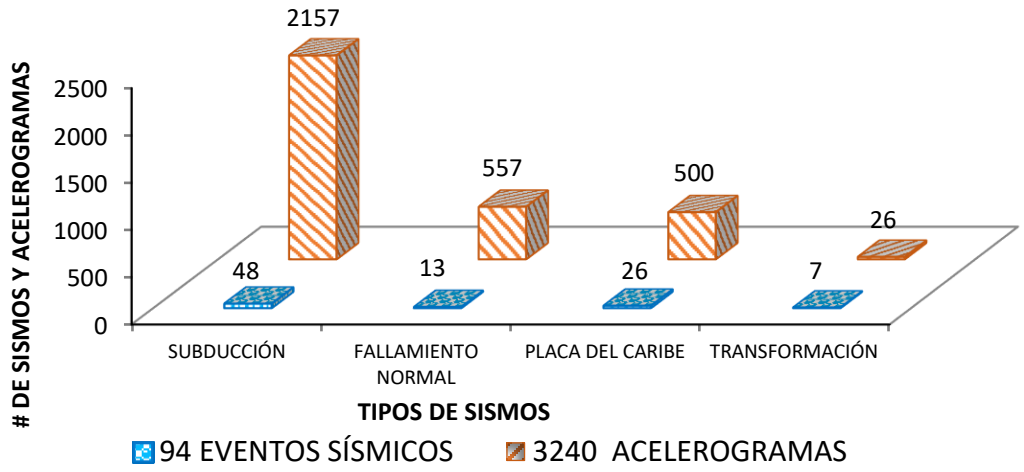


Figura 7.1. Registros y eventos sísmicos de 1960 a 2015 con magnitud mayor que 6 (tomada de Sánchez 2016)

Gran parte de los registros provienen de eventos sísmicos generados en la fuente de subducción, seguidos en número por los ocurridos en sismos de fallamiento normal y por los que se producen debido a la interacción entre las placas del Caribe y Norteamérica. Otro aspecto importante a tener en cuenta es el tipo de suelo en que se registran los eventos y para este conjunto se encontró que la gran mayoría (68%) son registros medidos en roca y suelo arcilloso.

Un parámetro adicional a tener en cuenta es la distancia epicentral, que está directamente relacionada con el daño que experimentan las estructuras localizadas en un sitio que ha sido afectado por un evento sísmico. En este contexto Sánchez (Sánchez, 2016) propone tres intervalos para caracterizar los registros de acuerdo a este parámetro, registros con distancia epicentral menor que 50 km, registros con distancia epicentral entre 50 km y 150 km y finalmente registros con distancia epicentral mayor que 150 km. En el caso de la fuente de subducción los registros con distancia epicentral menor que 50 km suelen presentar efectos de campo cercano por lo que se decidió descartar todos los registros pertenecientes a ese grupo; por otro lado los registros de la fuente de subducción con distancia epicentral mayor que 150 km son registros muy alejados de la fuente y por tanto el efecto que producen sobre las

estructuras en términos del daño que pueden experimentar es de poca utilidad para este trabajo, por esta razón se decidió trabajar únicamente con los registros comprendidos en el intervalo intermedio, es decir con distancia epicentral entre 50 km y 150 km .

En el caso de los registros obtenidos de la fuente de fallamiento normal no hay una limitante para la distancia epicentral mínima, debido a que los sismos provenientes de esta fuente se producen a profundidades mayores que los sismos de subducción, evitando así los efectos de campo cercano. Adicionalmente se decidió mantener como límite superior de la distancia epicentral los 150 km definidos para la fuente de subducción por la razón antes mencionada.

Para tener una idea más clara de los registros en términos de respuesta se obtuvieron los espectros de respuesta elásticos, con lo que se identifican los periodos fundamentales para cada tipo de suelo, encontrando periodos alrededor de 0.5 s para suelo duro o roca y periodos entre 1.5 s y 3.2 s en arcilla o suelo blando, para el caso de la fuente de subducción. De acuerdo con los resultados obtenidos de la identificación de sistemas y posteriormente con los modelos numéricos, los periodos fundamentales de los puentes en estudio son muy cortos, por debajo de los 0.5 s; esto nos permite reducir más aún el grupo de registros dado que los registros en suelo blando presentan periodos fundamentales muy por encima de las estructuras que nos interesa. Para los registros obtenidos de sismos de fallamiento normal se encontraron también periodos fundamentales alrededor de 0.5 s para el caso de suelo duro, mientras que en el caso de arcillas se encontró comportamiento muy atípico en los espectros y por tanto se decidió descartar ese grupo de registros.

Con base en lo anterior, los registros a utilizar en los análisis son: para la fuente de subducción se seleccionaron registros en suelo duro o roca con distancia epicentral entre 50km y 150km (Tabla 7-1), para la fuente de fallamiento normal se seleccionaron registros en suelo duro dividido en dos grupos de acuerdo a la distancia epicentral, el primero cuando es menor que 50 km (Tabla 7-2) y el segundo cuando está comprendida entre 50 km y 150 km (Tabla 7-3).

Tabla 7-1. Registros de la fuente de subducción en roca con distancia epicentral entre 50km y 150km (tomada de Sánchez 2016)

# de Evento	Fecha del Sismo	Magnitud	Clave del Acelerograma	Profundidad focal (Km)	Distancia Epicentral (Km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
20	19/09/1985	Ms= 8.1, Mc= 8.1, Mb= 6.8	UNIO8509.191	15	120	165.29
21	21/09/1985	Ms= 7.6, Mc= 7.5, Mb= 6.3	PAPN8509.211	15	89	242.69
25	25/04/1989	Ms= 6.9, Mc= 6.5, Mb= 6.3	OCTT8904.251	19	72	201.16
34	10/12/1994	Mc= 6.3	PETA9412.101	20	61	204.8
42	11/1/1997	Mb = 6.5	PTSU9701.111	16	98	311.04
52	30/09/1999	Ms= 7.5, Mb= 6.5, Ma= 7.1, Me= 7.6	JAMI9909.301	16	92	398.56
52	30/09/1999	Ms= 7.5, Mb= 6.5, Ma= 7.1, Me= 7.6	TAMA9909.301	16	59	243.2
66	13/04/2007	M= 6.3	COYQ0704.131	41	73	176.87
72	30/06/2010	M= 6.0	SJLL1006.301	8	69	159.28
77	20/03/2012	M= 7.4	JAMI1203.202	16	74	293.51
85	21/08/2013	M= 6.0	COYC1308.211	20	60	196.9

Tabla 7-2. Registros de la fuente de fallamiento normal en roca con distancia epicentral menor que 50km (tomada de Sánchez 2016)

# de Evento	Fecha del Sismo	Magnitud	Clave del Acelerograma	Profundidad focal (Km)	Distancia Epicentral (Km)	Aceleración máx (cm/s^2) PGA
44	22/05/1997	Ms= 6	UNIO9705.221	59	46	47.1
50	15/06/1999	Ms= 6.5, Mb= 6.4, Ma= 6.3, Me= 7	CHFL9906.151	69	44	110.4
51	21/06/1999	Mb= 6, Me= 6.2	UNIO9906.211	54	9	101.04
54	29/12/1999	Mb= 6.1	UNIO9912.291	82	14	62.7
83	15/11/2012	M= 6.1	COMD1211.151	40	5	180.73

Tabla 7-3. Registros de la fuente de fallamiento normal en roca con distancia epicentral entre 50km y 150km (Sánchez 2016)

Magnitud

# de Evento	Fecha del Sismo		Clave del Acelerograma	Profundidad focal (Km)	Distancia Epicentral (Km)	Aceleración máx (cm/s²) PGA
15	24/10/1980	Mc= 7, Mb= 6.4	SXPU8010.241	70	112	81.55
50	15/06/1999	Ms= 6.5, Mb= 6.4, Ma= 6.3, Me= 7	CSER9906.151	69	90	199.13
50	15/06/1999	Ms= 6.5, Mb= 6.4, Ma= 6.3, Me= 7	RABO9906.151	69	107	162.58
51	21/06/1999	Mb= 6, Me= 6.2	PET29906.211	54	69	57.32
51	21/06/1999	Mb= 6, Me= 6.2	COYQ9906.211	54	97	77.78
54	29/12/1999	Mb= 6.1	PET29912.291	82	69	44.37
55	21/07/2000	Me= 6.0	TNLP0007.211	48	62	73.55
75	11/12/2011	M= 6.5	COYQ1112.111	58	125	52.93
75	40859	M= 6.5	COMD1112.111	58	65	116.91
75	40859	M= 6.5	ATYC1112.111	58	84	44.41
75	11/12/2011	M= 6.5	POZU1112.111	58	92	59.46
75	11/12/2011	M= 6.5	TEJU1112.111	58	119	60.58
75	40859	M= 6.5	TNLP1112.111	58	52	219.42
83	15/11/2012	M= 6.1	TEJU1211.151	40	89	57.59
83	15/11/2012	M= 6.1	COYQ1211.151	40	104	52.5

Un aspecto muy importante cuando se trabaja con modelos numéricos aplicando análisis en el tiempo es precisamente el tiempo de análisis, por lo cual se debe buscar un balance entre este parámetro y los resultados que se desea obtener. Una forma de hacerlo es a través del número de registros; de tal forma que se obtengan los resultados deseados sin comprometer el tiempo de cálculo. Para este fin existen diversas recomendaciones en los códigos que permiten elegir un número adecuado de registros, entre ellos uno de los criterios más recientes es el del *National Earthquake Hazards Reduction Program (NERHP)* en E.U. que en su versión más reciente en 2015, recomienda como mínimo emplear un total de 11 registros que contengan la información del movimiento en dos componentes horizontales y de ser necesario en la dirección vertical, cuando se trate de estructuras que puedan presentar modos de falla en esta dirección como es el caso de los puentes en arco donde las bóvedas llegan a formar mecanismos de colapso provenientes de la acción vertical.

Adicionalmente el documento hace algunas recomendaciones para la selección de los registros de tal forma que la fuente, la magnitud y la distancia epicentral sean consistentes con el sismo esperado. De igual forma los espectros elásticos deberán tener dicha consistencia con

el espectro del sismo objetivo. En este caso se cuenta con registros suficientes para el estudio, de no ser así el *NERHP* permite completar con registros sintéticos. Tomando en cuenta lo anterior se agruparon los registros considerando estos criterios como se explicó anteriormente.

Del conjunto de registros disponible de acuerdo a los criterios antes señalados y tomando como referencia el estudio de Sánchez (2016) se seleccionó el grupo de registros para representar la demanda sísmica en los puentes (Tabla 7-4 y Tabla 7-5). Para normalizar las señales sísmicas, se escalaron los acelerogramas utilizando como parámetro la intensidad espectral de aceleraciones (ASI), que se obtiene integrando el espectro de respuesta elástico construido con un 5% de amortiguamiento en un determinado intervalo de periodos, dando como resultado la respuesta media de las estructuras con periodos dentro de ese intervalo. Se eligió este parámetro por ser un indicador del daño medio que sufren las estructuras, de tal forma que un registro con un valor de ASI grande está asociado a un daño alto y por tanto será más útil para obtener la respuesta de la estructura. Así mismo, diversos autores reconocen que la dispersión de los resultados se reduce al utilizar esta técnica de escalamiento. Hay, sin embargo, discrepancia entre algunos autores sobre el intervalo de periodos a elegir para integrar el espectro ya que este parámetro tiene una influencia importante en el resultado. Para terreno duro que es el caso que nos interesa, la mayoría coincide en utilizar un intervalo de periodos entre 0.1 y 0.5s.

Tabla 7-4. Registros seleccionados de la fuente de subducción, para terreno duro

Distancia epicentral	Clave del registro	Dirección	Fase intensa del movimiento (s)	
			Inicio	Fin
50 km < d < 150km	UNIO8509.191	S00E	9.44	33.68
	PAPN8509.211	S00W	14.08	23.65
	OCTT8904.251	N90E	11.22	17.70
	JAMI9909.301	N00W	37.98	54.30
	TAMA9909.301	N90W	48.69	67.19
	COYC1308.211	N90W	58.36	61.22

Tabla 7-5. Registros seleccionados de la fuente de fallamiento normal, para terreno duro

Distancia epicentral	Clave del registro	Dirección	Fase intensa del movimiento (s)	
			Inicio	Fin

d < 50km	CHFL9906.151	N00W	49.18	64.96
	COMD1211.151	N00W	53.36	67.14
50 km < d < 150km	CSER9906.151	N90E	10.36	44.61
	TNLP1112.111	N90W	58.53	66.52
	RABO9906.151	N90W	56.79	63.85
	TEJU1112.111	N00W	57.59	52.65

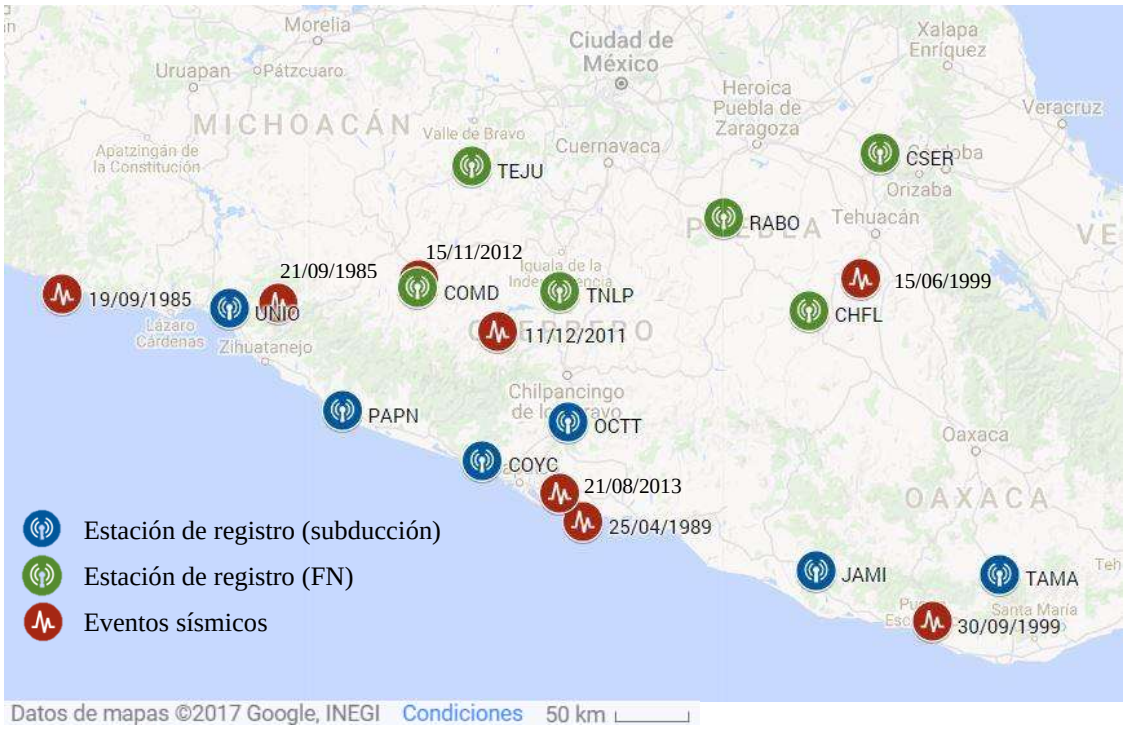


Figura 7.2. Eventos sísmicos y estaciones de registro para la demanda sísmica seleccionada

En la Figura 7.2 se muestra la localización de los epicentros de los sismos, así como las estaciones sísmicas donde se registraron, tanto para la fuente de subducción como de fallamiento normal.

7.3 Fase intensa del movimiento y escalamiento de los registros

Cuando se trabaja con múltiples registros es común reducir la duración de los mismos utilizando solamente la fase intensa del movimiento para optimizar los tiempos de análisis; esta fase intensa queda representada por el intervalo definido entre el 5% y el 95% de la intensidad

de Arias. La intensidad de Arias es una forma de medir la energía que libera el sismo mediante la siguiente integral:

$$I_A = \frac{\pi}{2g}\int_0^{t_f} a^2(t)\,dt$$

donde *a(t)* es la historia de aceleración y t_f es el tiempo total del registro. La intensidad de Arias se suele representar mediante un gráfico que representa los valores acumulados obtenidos con la integral (Figura 7.3). En la Tabla 7-4 y Tabla 7-5 se indica los valores obtenidos de la fase intensa del movimiento obtenidos mediante esta técnica para cada uno de los registros.

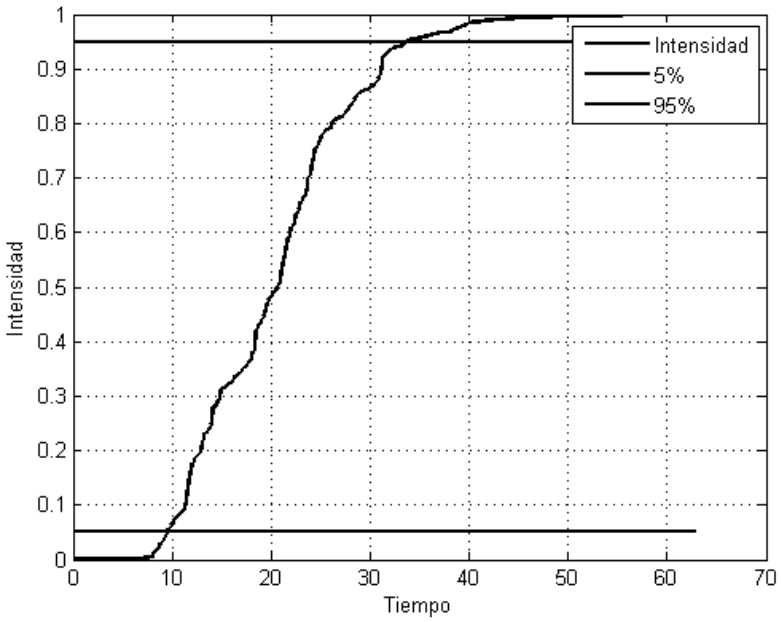


Figura 7.3. Intensidad de Arias para el registro UNIO8509.191

El manual de obras civiles de la CFE en su capítulo de diseño por sismo recomienda que para el análisis paso a paso de estructuras se utilicen registros que reflejen el peligro sísmico del sitio. Así mismo indica que en caso de utilizar registros reales, estos deberán ser escalados de manera que sean representativos de un sismo mayor, cuidando que sus características más importantes como la intensidad sísmica, el contenido de frecuencias y la duración sean consistentes con los registros reales. El peligro sísmico se calcula como una combinación de efectos de la sismicidad proveniente de las distintas fuentes que afectan al sitio, considerando la distancia entre cada una de ellas y el sitio, así como la atenuación de las ondas que cada una

presenta; el resultado del peligro sísmico queda finalmente expresado en términos de tasas de excedencia de intensidad sísmica, usualmente representado en forma de curvas con el valor inverso de la tasa de excedencia conocido como periodo de retorno.

De manera complementaria al manual de obras civiles, la CFE desarrolla el software de computo PRODISIS, en el cual está contenido el resultado de los estudios de peligro sísmico que han desarrollado para la República Mexicana. Una de las aplicaciones que tiene esta herramienta es que se pueden obtener los espectros de peligro uniforme en roca para un periodo de retorno especificado, de acuerdo a la localización del sitio, ya sea por coordenadas o por localidad. Esto quiere decir que se pueden determinar espectros de respuesta para diferentes periodos de retorno representativos del peligro sísmico en el sitio donde se localiza la estructura. La intensidad ASI entre 0.1 s y 0.5 s de estos espectros fue utilizada para escalar las señales sísmicas. Calculando el cociente entre el ASI del espectro de peligro uniforme y los espectros obtenidos de los registros se obtiene el factor de escala para los registros de aceleración seleccionados.

En México, y en otros países, para fines de diseño es común utilizar periodos de retorno entre 500 y 1000 años para las zonas de alta sismicidad; Teniendo en cuenta que estamos trabajando con estructuras que alcanzan un nivel de vida útil bastante elevado se tomó la decisión de trabajar con espectros de peligro uniforme calculados con periodos de retorno de 1000 años. Como se mencionó en la sección 7.2, la intención es considerar que los puentes se localizan en zonas con alta sismicidad y con ello determinar su vulnerabilidad sísmica ante los escenarios más desfavorables que se pueden presentar a lo largo del territorio Nacional.

Una vez definido el periodo de retorno es posible determinar el espectro de peligro uniforme para un sitio dentro de la República Mexicana a través del programa PRODISIS, en este caso se decidió utilizar como espectro objetivo el correspondiente a un sitio que esté afectado tanto por sismos provenientes de la fuente de subducción como de fallamiento normal, esta condición se cumple para sitios ubicados a aproximadamente a 50km de la costa del pacífico mexicano. Para tener una referencia geográfica más tangible se decidió utilizar como sitio a una localidad, en este caso Coalcomán de Vázquez, municipio del estado de Michoacán. Con el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 1000 años (Figura 7.4) se

obtuvo un ASI de 360.50 cm/s, con el cual se determinaron los factores de escala para los registros mostrados en las tablas Tabla 7-6 y Tabla 7-7.

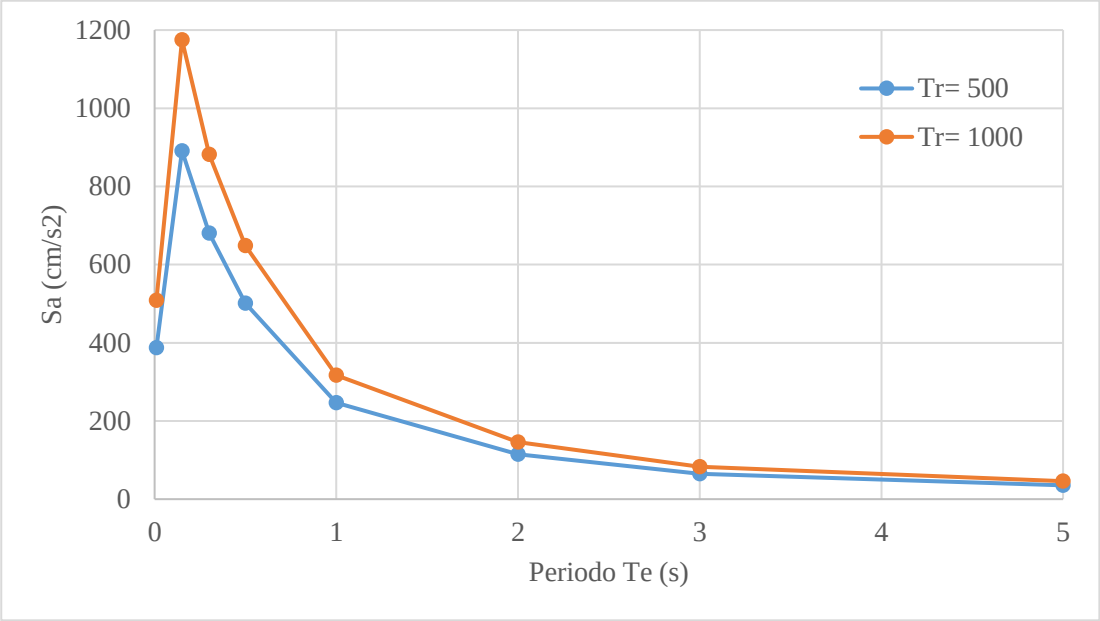


Figura 7.4. Espectro de peligro uniforme en la localidad de Coalcomán de Vázquez, Michoacán.

Tabla 7-6. Factores de escala, registros de subducción en terreno duro

Distancia epicentral	Clave del registro	ASI (g*s)	Factor de escala
50 km < d < 150km	UNIO8509.191	173.99	2.07
	PAPN8509.211	136.98	2.63
	OCTT8904.251	144.78	2.49
	JAMI9909.301	171.49	2.10
	TAMA9909.301	228.34	1.58
	COYC1308.211	127.29	2.83

Tabla 7-7. Factores de escala, registros de fallamiento normal en terreno duro

Distancia epicentral	Clave del registro	ASI (g*s)	Factor de escala
d < 50km	CHFL9906.151	105.68	3.41
	COMD1211.151	49.068	7.35
	CSER9906.151	194.15	1.86

50 km < d < 150km	TNLP1112.111	122.17	2.95
	RABO9906.151	125.37	2.88
	TEJU1112.111	45.74	7.88

En las Figura 7.5 y Figura 7.7 se muestran los espectros de respuesta elásticos sin escalar obtenidos de los registros tanto de la fuente de subducción como de fallamiento normal. De igual manera se grafica el espectro de peligro uniforme para un periodo de retorno de 1000 años que es el espectro objetivo que se utilizó para escalar los registros. En las Figura 7.6 y Figura 7.8Figura 7.8 se muestran los espectros ya escalados comparados nuevamente con el espectro objetivo. Esta representación permite observar la magnitud de pseudoaceleración que alcanzan los espectros antes y después de ser escalados, aunque en este último caso es evidente que no se ajustan al espectro objetivo; esto se debe principalmente al criterio que se utilizó para determinar los factores de escala, el cual está más asociado a la respuesta de la estructura y no a la forma del espectro o al valor máximo de pseudoaceleración que alcanza. Para tener una idea más clara del resultado del escalamiento es necesario uniformizar la demanda, de tal forma que los valores pico del espectro tengan una menor influencia; para esto se involucra el valor medio de los espectros de respuesta como se muestra en las figuras antes mencionadas, donde se observa que este valor medio de los espectros escalados se aproxima en gran medida al espectro objetivo en comparación con los espectros originales.

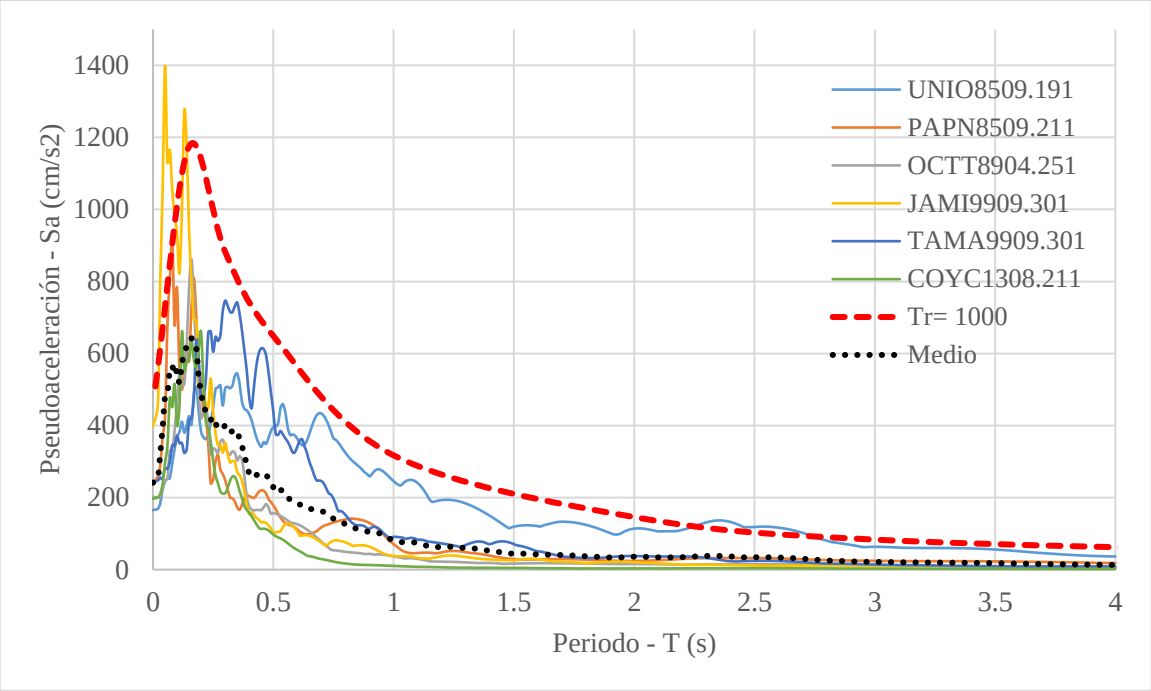


Figura 7.5. Espectros de respuesta elásticos en registros de subducción sin escalar

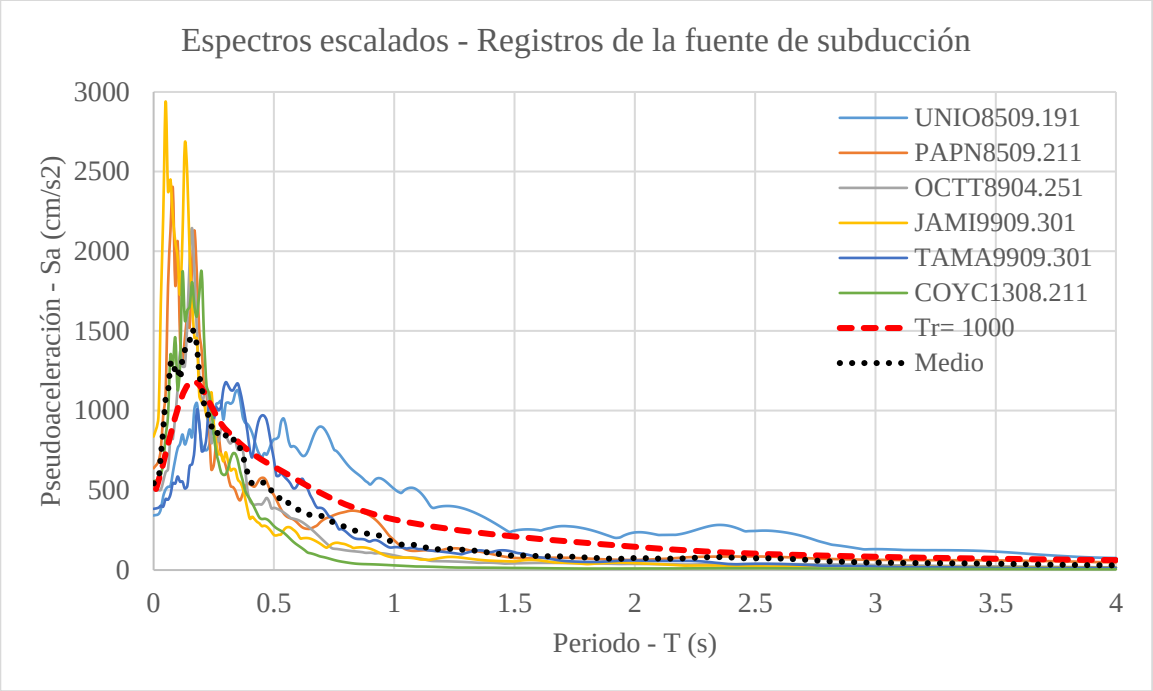


Figura 7.6. Espectros de respuesta elásticos en registros de subducción escalados

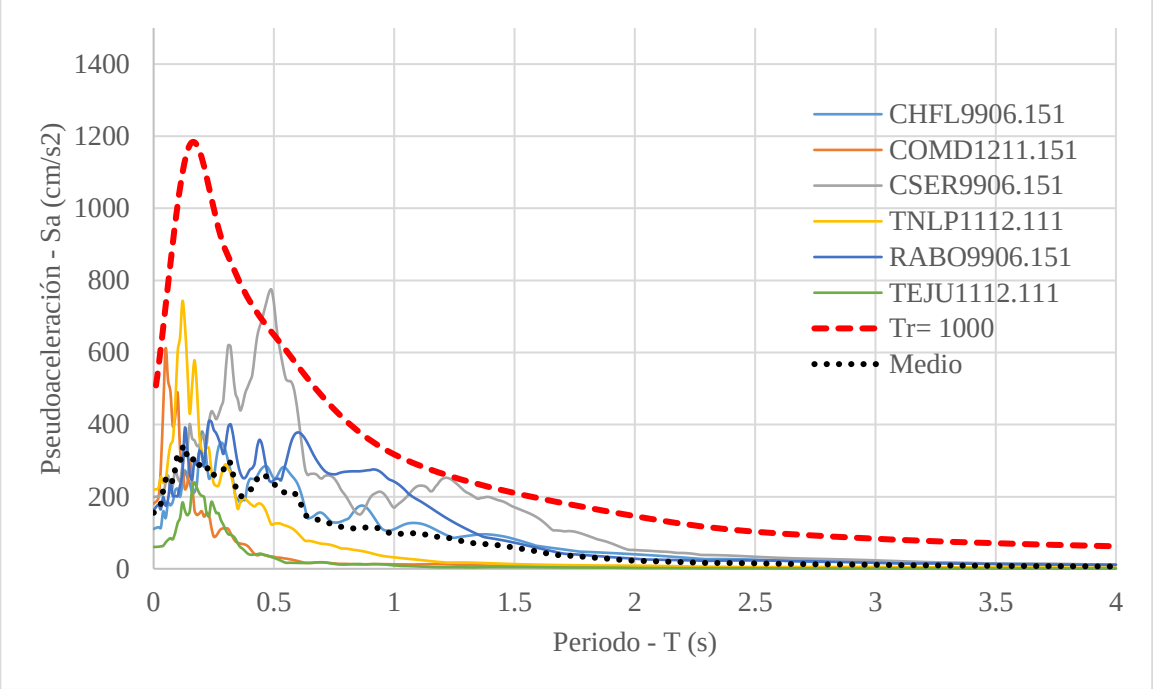


Figura 7.7. Espectros de respuesta elásticos en registros de fallamiento normal sin escalar

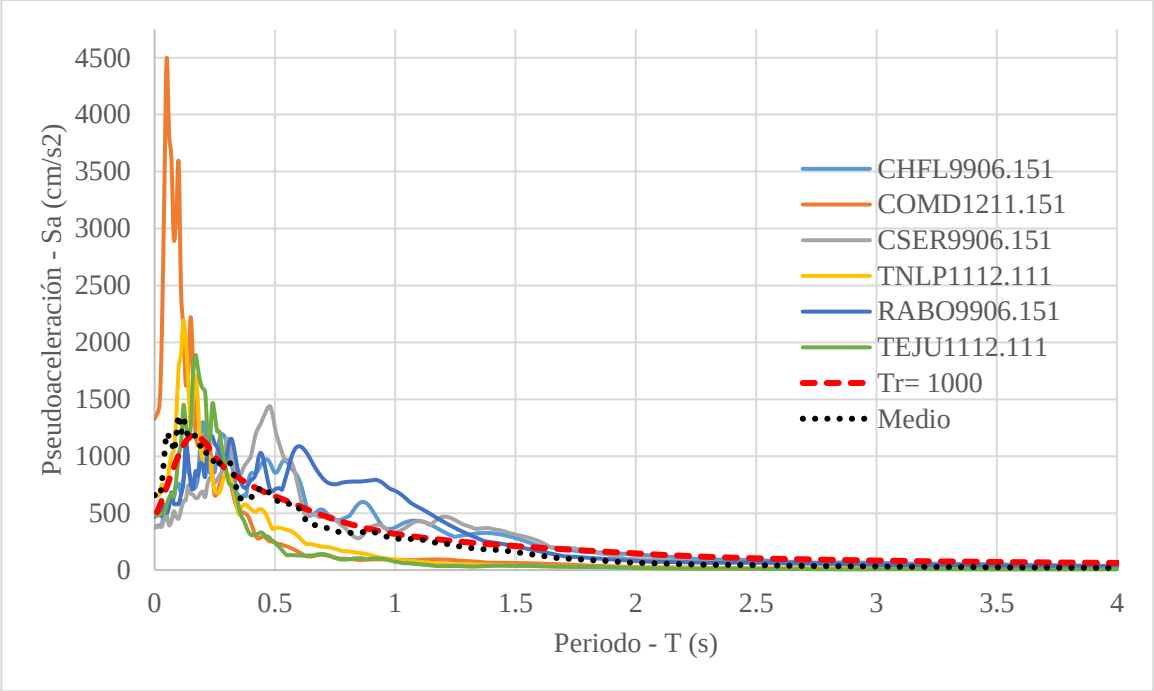


Figura 7.8. Espectros de respuesta elásticos en registros de fallamiento normal escalados

8 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LOS PUENTES

8.1 Modelos numéricos

El modelo numérico debe ser capaz de describir adecuadamente la geometría y morfología del puente considerando su estructuración, composición interna, conexiones y condiciones de apoyo; igualmente importante es la determinación de la masa y las fuerzas externas que interviene en el análisis por cargas gravitacionales y accidentales. En lo que se refiere al material, se debe establecer una ley constitutiva que represente apropiadamente las propiedades mecánicas tanto de la mampostería como de los rellenos de menor calidad.

Se reconoce que un análisis elástico no representa de forma precisa el comportamiento de la mampostería, al ser un material ortotrópico no lineal que resiste muy poca tensión y para ello se debe recurrir a leyes constitutivas que consideren todos estos aspectos, sin embargo para caracterizar ese comportamiento es necesario conocer los parámetros no lineales de los materiales y estos se obtienen mediante pruebas de laboratorio que en el mejor de los casos son semi-destructivas. Esta es una de las principales razones por las que el punto de partida será realizar análisis elástico.

Las estructuras históricas suelen presentar acciones de carácter físico, mecánico, o químico que no son sencillas de representar en un modelo numérico de forma directa, una forma de hacerlo de forma indirecta es a través de fuerzas, desplazamientos impuestos o modificando las propiedades del material de forma local en algunas zonas del modelo. Esta técnica también permite representar el posible daño y/o alteraciones que puedan existir en la estructura tales como el agrietamiento y los defectos constructivos. Otro aspecto a considerar es la interacción con el suelo, particularmente cuando se pretende integrar la cimentación al modelo numérico.

Para el modelado de estructuras se suelen utilizar dos enfoques principales: el macro-modelado y el micro-modelado. El primero es probablemente el más empleado debido a que demanda un menor tiempo de cálculo y su uso es más común en estructuras de grandes dimensiones donde no interesa la interacción entre los elementos, como puede ser en este caso entre la piedra y el mortero que las une. Al no hacer la distinción entre elementos y nodos provee un enfoque adecuado para caracterizar la respuesta estructural, teniendo en cuenta que se supone

un material continuo y homogéneo, por esta razón el macro modelado ha sido muy usado en el análisis de la respuesta sísmica de estructuras complejas de mampostería como es el caso de los puentes.

8.1.1 Aspectos generales para calibrar los modelos numéricos

Es importante que antes de llevar a cabo los análisis, se tenga la certeza de que los modelos son una representación lo suficientemente fiel de la estructura para que los resultados que nos interesan sean válidos. Con este fin se pueden utilizar distintas técnicas y criterios que permitan evaluar de forma cualitativa la calidad del modelado. Uno de los más utilizados es la identificación modal, ya que permite comparar ciertas características de la estructura real con su contraparte modelada. En este caso ya se cuenta con la información obtenida de las campañas de medición y el procesamiento de las señales de los puentes en estudio, por lo que a partir de este punto se trabajará únicamente con información correspondiente a los modelos numéricos, sin perder de vista los resultados obtenidos en los puentes de forma experimental.

En los puentes históricos hay ciertos parámetros que no son sencillos de determinar o de obtener directamente de la estructura y por ello en muchas ocasiones se recurre a fuentes externas para alimentar los modelos, como se hizo en este caso para los materiales como la mampostería de piedra y los rellenos. Si bien es cierto que utilizar esta información no garantiza que dichas condiciones estén presentes en el puente real, sí proporciona información paramétrica de lo que se puede encontrar en este tipo de estructuras. Si la intención es llevar a cabo un análisis más detallado donde se involucren las características reales de la estructura se deben llevar a cabo las pruebas necesarias para determinar los parámetros, sin perder de vista que, incluso llevando a cabo las pruebas no será sencillo representar dicha información en un modelo numérico dado que no se trata de un material homogéneo.

8.1.1.1 Materiales y geometría

En la sección 2.4.3 se hace referencia a los valores medios de módulos de elasticidad y pesos volumétricos, calculados con la información recopilada de la bibliografía. Debido a la falta de información experimental se utilizan estos valores como iniciales para revisar el resto de los parámetros durante la calibración, aunque de ser necesario se modificaran en el proceso;

esta información se encuentra resumida en la (Tabla 8-1). En un primer paso el material tipo I se consideró únicamente para modelar los arcos y el tipo II para el resto de los elementos.

Tabla 8-1. Propiedades de la mampostería utilizada en los modelos numéricos

Material	Peso vol. γ (kg/m^3)	Mód. Elasticidad E (kg/cm^2)	Resist. Compresión f*m (kg/cm^2)
Tipo I	2000	3.95E+04	60
Tipo II	1850	2.55E+04	30

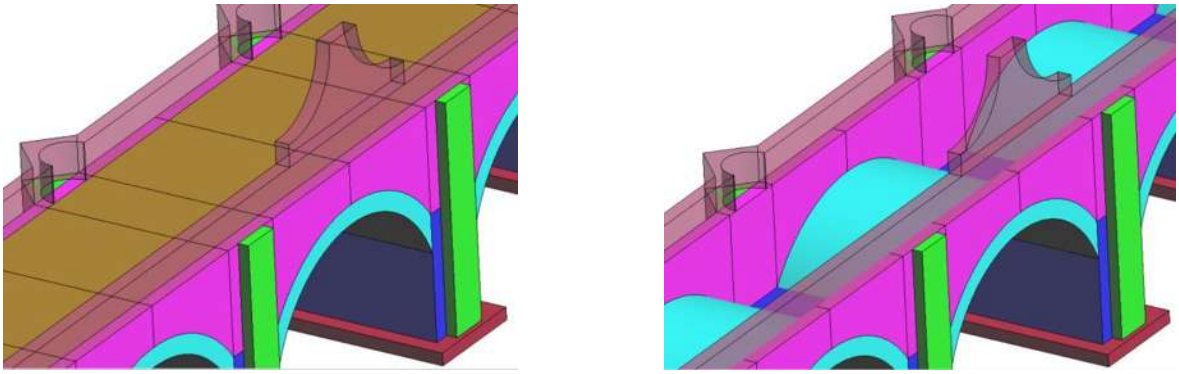
Es importante que se realicen pruebas de sensibilidad para determinar la importancia de los parámetros que intervienen en el modelo, de tal forma que durante la calibración se trabaje únicamente con aquellos que tengan un mayor impacto en el resultado. Para ello se definen primeramente los parámetros de control en el modelo numérico, siendo en este caso: la geometría del puente, los materiales, las condiciones de frontera y la densidad del mallado. La geometría en este caso está definida por modelos en 3D generados a partir del levantamiento realizado en campo, con la ayuda de software de dibujo asistido por computadora (AutoCAD), posteriormente dichos modelos son exportados a un software de pre-proceso (GiD) para generar los mallados. Los planos utilizados para generar los modelos 3D deben ser revisados con sumo detalle para evitar el traslado de errores durante la medición o el registro de los datos, disminuyendo así la cantidad de errores provenientes del aspecto geométrico.

En ocasiones es necesario realizar modificaciones a la geometría con la intención de simplificar el modelo, evitando geometrías complejas que muchas veces son innecesarias y generan inconvenientes en el análisis. Tal es el caso del puente de la Historia, donde se decidió cambiar la sección transversal de los pretiles, ya que al tener una sección curva en la parte interna y recta en la parte externa (Figura 8.1a), induce un mallado muy denso en esa zona incrementando notablemente el número de sólidos y por tanto el tiempo de análisis; debido a esto la sección de los pretiles se cambió por una sección recta equivalente (Figura 8.1b).

a) b)

Figura 8.1. Cambio en geometría de pretiles a) Original, b) Modificada

Originalmente se pensó en representar todos los elementos del puente como elementos finitos (Figura 8.2a), para que las condiciones del modelo fueran más representativas del puente real, sin embargo, después de algunos análisis se presentaron algunos inconvenientes. El primero fue que el número de elementos finitos era demasiado grande y aunque no representa un problema propiamente, sí es un factor que incrementa el tiempo de cómputo y sobre todo la extracción y manipulación de los resultados. El segundo inconveniente y quizá el que dio origen a una propuesta distinta, fue que los rellenos no se conectaban adecuadamente con las bóvedas dando lugar a un comportamiento no deseable del modelo numérico. Inicialmente se pensó que esto se debía a un mallado inadecuado o a un problema originado desde el modelo 3D en AutoCAD, particularmente en la conexión entre los elementos, sin embargo, luego de revisar exhaustivamente los modelos 3D e incluso redibujar completamente algunos de ellos, se siguió presentando el mismo problema. Si a esto le sumamos el cambio de rigidez debido a la diferencia entre las propiedades mecánicas de la mampostería y del relleno, así como la interfaz tan compleja que existe entre ambos materiales, se vuelve un modelo sumamente difícil de representar.



a) b)

Figura 8.2. Relleno en los modelos a) Utilizando elemento finito b) Aplicando cargas equivalentes

Para fines del estudio nos interesa la respuesta del puente ante cargas sísmicas, por lo tanto lo que se necesita representar en el modelo, es la masa producto del relleno y no sus propiedades mecánicas, de no hacerlo de este modo se estaría considerando que el relleno aporta cierta rigidez, en función de las propiedades elásticas que posee. Ahora bien, se sabe que los rellenos se formaban con los materiales presentes en el sitio durante la construcción del puente y que no tenían un control de calidad adecuado; por lo tanto, no se puede considerar que sea un material que aporta rigidez importante al sistema. Debido a todo lo anterior desechó la idea de representar los rellenos como elementos finitos (Figura 8.2a) y se optó por una alternativa en la que se pudiera tener un mayor control de este material, colocando masas de forma puntual sobre las bóvedas utilizando áreas tributarias (Figura 8.3 a Figura 8.5). Habiendo realizado dichos cambios en el modelo tridimensional, los puentes quedan finalmente como se muestra en la Figura 8.6, que corresponde al puente de la Historia.

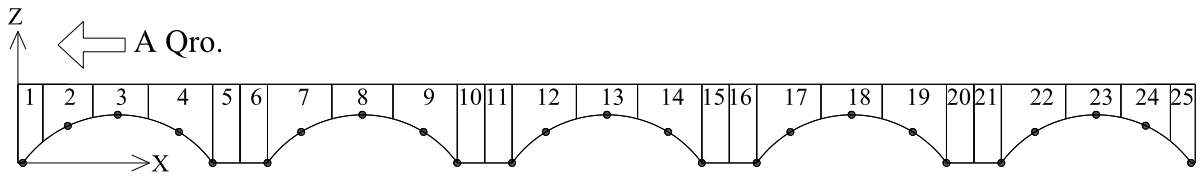


Figura 8.3. Ubicación de las masas de los rellenos en el Puente de la Historia

Tabla 8-2. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente de la Historia

Nodo	*Masa aplicada (t-s^2/m)*
1, 3, 23, 25	2.00
8, 13, 18	2.22
2, 5, 6, 10, 11, 15, 16, 20, 21, 24	2.47
4, 7, 9, 12, 14, 17, 19, 22	3.77

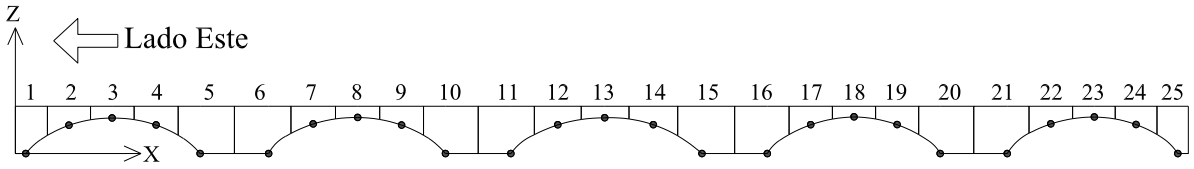


Figura 8.4. Ubicación de las masas de los rellenos en el Puente Tresguerras

Tabla 8-3. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente Tresguerras

Nodo	*Masa aplicada (t-s^2/m)*
3, 8, 13, 18, 23	1.02
2, 4, 7, 9, 12, 14 ,17, 19, 22, 24	1.67
1, 25	2.50
5, 6, 10, 11, 15, 16, 20, 21	4.70

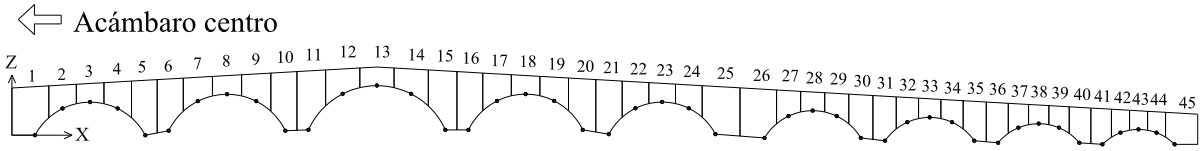


Figura 8.5. Ubicación de las masas y distribución de las áreas tributarias en el Puente Grande

Tabla 8-4. Masas de los rellenos aplicadas en el Puente Grande

Nodo	*Masa aplicada (t-s^2/m)*
28, 33, 38, 39, 42, 43, 44	1.75
3, 8, 18, 23, 29, 32, 34, 37	2.26
2, 7, 13, 19, 22, 24, 27, 40, 41	2.92
4, 9, 12, 14, 17, 30, 31, 35, 36, 45	3.72
5, 6, 10, 16, 20, 21,	5.49
1, 11, 15, 25, 26,	6.75

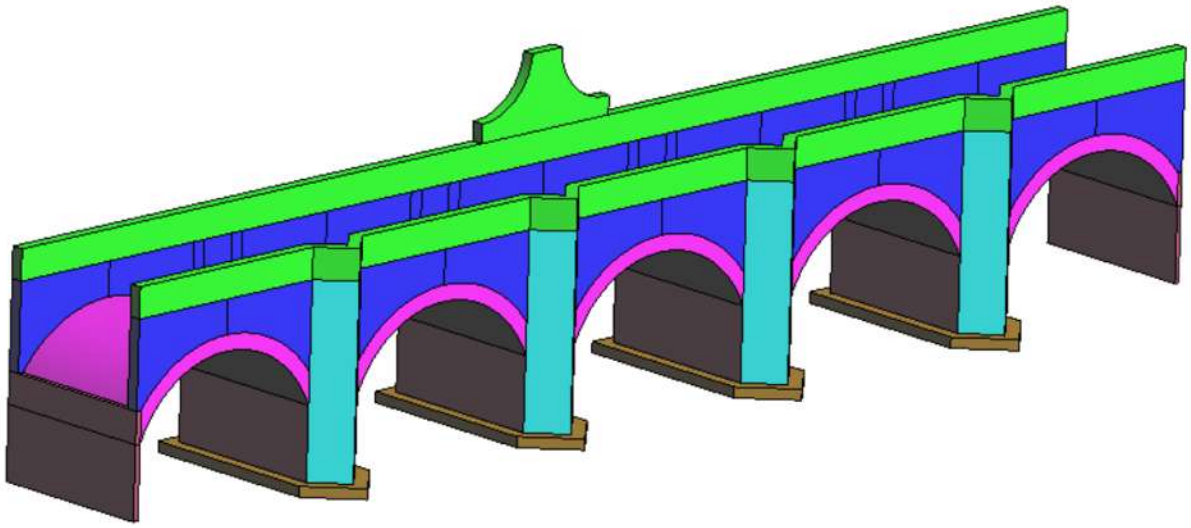


Figura 8.6. Modelo geométrico del puente de la Historia

8.1.1.2 Mallado de los elementos

La densidad de la malla en un modelo de elemento finito puede ser un medio para optimizar los análisis, buscando siempre un balance entre el tiempo de ejecución y la precisión de los resultados que se pretende obtener, por ello es recomendable que se haga un análisis para determinar el mallado más adecuado. En este caso, por la forma en que opera el programa GiD, la densidad del mallado queda definida por el tamaño máximo de los elementos sólidos, que a su vez está asociado a un número total de elementos y por consiguiente al tiempo de análisis. En este caso se proponen tres mallados distintos con un tamaño máximo de 0.5 m, 0.75 m, 1.00 para evaluar algunos resultados preliminares y determinar hasta qué punto los resultados siguen siendo aceptables. De los mallados propuestos, el de tamaño máximo de 0.5 m se descartó casi de manera inmediata debido a que el modelo se volvió muy difícil de manipular, debido al gran número de elementos que contiene (Tabla 8-5).

Tabla 8-5. Número de elementos sólidos para elegir la densidad de mallado

Tamaño máximo de elemento	*Número de elementos sólidos*
1.00 m	19,000
0.75 m	29,000
0.50 m	83,000

Se calcularon los modos de vibrar y los factores de participación de los modelos, ya que obtenerlos no implica un tiempo de análisis excesivo, y proporciona una idea clara del comportamiento global del puente. El análisis del mallado se efectuó solamente para el *Puente de la Historia* dada la similitud geométrica que existe con el puente Tresguerras, por lo que se espera que el mallado óptimo sea muy similar en ambos casos. Los puentes están orientados en el modelo de forma que su eje longitudinal coincida con el eje *X*, el transversal con el eje *Y* y el vertical con el eje *Z*, mientras que las restricciones en los apoyos se identifican con los ejes *1*,*2* y *3* que corresponden a los ejes X, *Y* y *Z* respectivamente.

Comparando las formas modales obtenidas para los dos mallados se observa que tanto los periodos como los factores de participación siguen una misma tendencia, sin embargo también es cierto que presentan algunas diferencias en amplitud (Tabla 8-6 y Tabla 8-7); por esta razón y teniendo en cuenta los valores de la Tabla 8-5 donde se observa que el número de elementos sigue siendo razonable para un tamaño máximo de 0.75 m, se decidió trabajar con ésa densidad de mallado para todos los modelos a partir de este punto.

Tabla 8-6. Periodos y factores de participación con mallado de 0.75m en Puente de la Historia

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.1768	0.00	*0.0678*	0.00	*0.0838*	0.00	0.00
2	0.1143	0.00	0.0036	0.00	0.0025	0.00	*0.1546*
3	0.1126	0.00	*0.1844*	0.00	*0.1337*	0.00	0.00
5	0.1007	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	*0.0449*
9	0.0695	0.00	*0.0086*	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.0661	*0.6550*	0.0004	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.0594	0.01	*0.0409*	0.00	0.02	0.00	0.00

Tabla 8-7. Periodos y factores de participación con mallado de 1.00m en Puente de la Historia

Modo	Periodo (s)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.1645	0.00	*0.0738*	0.00	*0.0887*	0.00	0.00
2	0.1072	0.00	*0.1873*	0.00	*0.1310*	0.00	0.00
3	0.1069	0.00	0.00	0.00	0.0013	0.00	*0.1775*
5	0.0942	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	*0.0328*
9	0.0649	0.00	*0.0175*	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.0645	*0.6645*	0.000	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.0579	0.00	*0.0789*	0.00	0.04	0.00	0.00

8.1.1.3 Condiciones de frontera

Cuando se representa un fenómeno a través de un modelo numérico, lo que se busca es reproducir las condiciones que generan el fenómeno para poder estudiarlo, en muchas ocasiones el fenómeno forma parte o está contenido en un entorno demasiado extenso y representarlo en su totalidad sería sumamente complejo, además de que el nivel de procesamiento requerido sería importante; para ello se utilizan las condiciones de frontera, que permiten acotar el fenómeno para limitarlo al caso de interés, siempre y cuando los límites del modelo sean capaces de representar de forma aceptable las características del entorno.

En el caso de la ingeniería estructural, las condiciones de frontera se representan restringiendo grados de libretad en ciertos elementos, permitiendo simular entre otras cosas la interacción con estructuras aledañas, interacción suelo-estructura, rigidez de los apoyos, tipos de conexiones, etc. En nuestro caso de estudio se requieren condiciones de frontera para definir la rigidez de los apoyos en la base de las pilas y la continuidad del puente con los accesos en ambos extremos, para este fin se propusieron algunas restricciones que se someteran a estudio para determinar la sensibilidad en cada uno de los casos.

La base de las pilas se puede representar como una articulación o bien como un empotramiento, dependiendo del tipo de cimentación y de la calidad del suelo. Si se cuenta con información más completa del suelo como puede ser la estratigrafía y se caracteriza al suelo de una forma más completa, se pueden adecuar los apoyos a esas condiciones. Antes de tomar cualquier decisión respecto al suelo, se realizaron pruebas con los apoyos articulado y empotrado para determinar que tan sensible es el modelo a este parámetro. De este primer análisis se encontró que no hay cambios significativos en los modos de vibrar, coincidiendo tanto en periodo como en orden de aparición, por lo que se concluye que el modelo es poco sensible al tipo de apoyo en la base de las pilas; para los modelos siguientes se considerará siempre empotrado en la base.

Es necesario que la continuidad del puente en los accesos quede representada en el modelo numérico, ya que no se modeló la estructura completa, sino únicamente el cuerpo principal formado por las bóvedas y las pilas. Aunque el resto de la estructura está soportada por terraplenes, sí interactúa con el cuerpo principal limitando algunos desplazamientos; estas

condiciones se representan en el modelo a través de los grados de la libertad de los nodos que forman la frontera entre el cuerpo principal y los accesos. Para colocar las restricciones se debe tener cuidado con la orientación de los ejes ya establecida, evitando que se cometan errores en la dirección en que se aplican, ya que esto podría cambiar completamente las condiciones del modelo númerico.

Para representar las restricciones en los accesos se hicieron dos propuestas con base en las condiciones presentes en el sitio, para posteriormente comparar con los resultados de la identificación modal; la primera consiste en restringir el desplazamiento en la dirección 1 y 2 de los nodos ubicados en la frontera, teniendo en cuenta que los terraplenes limitan el desplazamiento del puente en la dirección longitudinal, mientras que los muros que dan continuidad a los tímpanos lo hacen en la dirección transversal. La segunda propuesta considera además de lo anterior, que los terraplenes limitan el desplazamiento vertical en los accesos, aunque esto depende en gran medida del nivel de arranque de las bóvedas; es decir si estas se construyeron de manera conjunta con las pilas desde su base, o si primero se construyeron las pilas hasta el nivel donde inicia el arco y a partir de ahí arancan las bóvedas; no siempre es posible apreciar este aspecto a simple vista debido a los recubrimientos que se colocan en las bóvedas para fines de acabado.

En la tablas Tabla 8-8 y Tabla 8-9 se muestran los modos de vibrar con los factores de participación más altos para las dos condiciones de apoyo propuestas, aplicadas en el Puente de la Historia; nuevamente se observa que el modelo es poco sensible a las condiciones de frontera impuestas. Este comportamiento se debe en gran medida a la geometría del puente, principalmente a la longitud total, pues se ha visto que en puentes de gran longitud las condiciones de frontera afectan un porción muy pequeña del modelo, rigiendo en el resto del puente las propiedades de los materiales. Con los resultados obtenidos hasta ahora podemos decir que para esta tipología de puentes, con longitudes mayores que 50m, las condiciones de frontera en el modelo tienen poca influencia en los resultados tanto en la base como en la interacción con los accesos. Para los siguientes modelos se trabajará con la primer propuesta, restringiendo solamente los desplazamientos en la dirección 1 y 2, considerando que la restricción vertical al desplazamiento estará dada por las pilas y los estribos.

Tabla 8-8. Modos de vibrar y factores de participación con restricciones en U1 y U2, Puente de la Historia

Modo	Periodo (s)	Frec. (Hz)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.178	5.607	0.0000	**0.0650**	0.0002	**0.0657**	0.0000	0.0000
2	0.123	8.152	0.0004	0.0012	0.0000	0.0007	0.0014	**0.2236**
3	0.121	8.278	0.0000	**0.3283**	0.0017	**0.1615**	0.0000	0.0006
5	0.106	9.437	**0.6522**	0.0000	0.0000	0.0000	0.0020	0.0027
6	0.102	9.759	**0.0587**	0.0001	0.0000	0.0000	0.0000	0.0289
8	0.094	10.628	0.0000	0.0022	0.0006	0.0043	0.0045	**0.0584**
9	0.090	11.088	0.0010	0.0025	**0.0833**	0.0011	**0.2138**	0.0014
10	0.090	11.166	0.0000	**0.1336**	0.0002	**0.0539**	0.0058	0.0003
12	0.085	11.814	0.0001	0.0022	0.0003	0.0101	0.0083	**0.0645**
15	0.081	12.297	0.0009	0.0024	**0.0572**	0.0024	**0.1495**	0.0007
22	0.066	15.064	0.0000	0.0045	**0.1787**	0.0081	0.0086	0.0001
23	0.066	15.170	0.0000	0.0107	**0.1747**	0.0089	0.0391	0.0058

Tabla 8-9. Modos de vibrar y factores de participación con restricciones en U1, U2 y U3, Puente de la Historia

Modo	Periodo (s)	Frec. (Hz)	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.178	5.607	0.0000	**0.0648**	0.0002	**0.0655**	0.0000	0.0000
2	0.122	8.177	0.0004	0.0006	0.0000	0.0003	0.0012	**0.2111**
3	0.121	8.291	0.0000	**0.3199**	0.0015	**0.1464**	0.0000	0.0003
5	0.106	9.449	**0.6487**	0.0000	0.0000	0.0000	0.0006	0.0027
6	0.102	9.769	**0.0607**	0.0001	0.0000	0.0001	0.0003	0.0261
9	0.089	11.187	0.0000	**0.1201**	0.0019	0.0261	0.0000	0.0004
10	0.084	11.932	0.0003	0.0000	0.0000	0.0000	0.0031	**0.0857**
14	0.075	13.295	0.0001	**0.0658**	0.0018	0.0191	0.0000	0.0005
16	0.070	14.223	0.0038	0.0002	0.0000	0.0000	0.0082	**0.0718**
18	0.067	14.986	0.0001	0.0038	**0.1758**	0.0222	0.0000	0.0001
20	0.065	15.288	0.0014	0.0214	**0.1376**	0.0091	**0.1161**	0.0205
21	0.065	15.343	0.0016	0.0314	**0.2145**	0.0122	**0.0765**	0.0194

8.1.2 Particularidades del puente de la Historia

Con la información que se tiene es posible determinar la validez del modelo numérico, para ello debe existir una correlación entre los modos de vibrar del modelo (Tabla 8-8) y los obtenidos de la medición experimental (Tabla 6-1), tanto en la magnitud de las frecuencias como en el orden en que aparecen. Cuando se trabaja con puentes contemporáneos ya sea de acero, concreto o mixtos, es común encontrar una buena correlación para los primeros cuatro o

cinco modos de vibrar cuando se utiliza vibración ambiental, sin embargo en estructuras muy rígidas como es el caso de los puentes de mampostería, el número de modos de vibrar que se pueden correlacionar se reduce a dos o tres en el mejor de los casos.

De la medición experimental del Puente de la Historia (Tabla 6-1), se encontró que los dos primeros modos corresponden a un movimiento transversal, con frecuencias de 8.30 y 10.40 Hz, seguidos de modos verticales con frecuencias de 20.39, 25.54 y 32 Hz, aunque estos dos últimos no sean tan contundentes en la descomposición de valores singulares de las matrices de densidad espectral (Figura 6.4). Por otro lado en el modelo numérico se encontró un primer modo transversal con una frecuencia de 5.61 Hz (Figura 8.7), seguido de un modo de rotación alrededor del eje vertical con frecuencia de 8.15 Hz (Figura 8.8). Posteriormente aparece otro modo transversal y un par de modos longitudinales por debajo de los 10 Hz, que no se obtuvieron con los datos experimentales; por otro lado los modos verticales también se presentan en el modelo numérico pero con fecuencias de 14.99, 15.29 y 15.34 Hz.

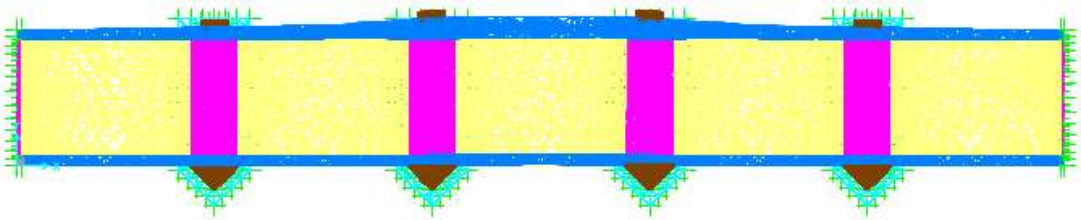


Figura 8.7. Primer modo transversal (5.61 Hz). Modelo numérico "Puente de la Historia"

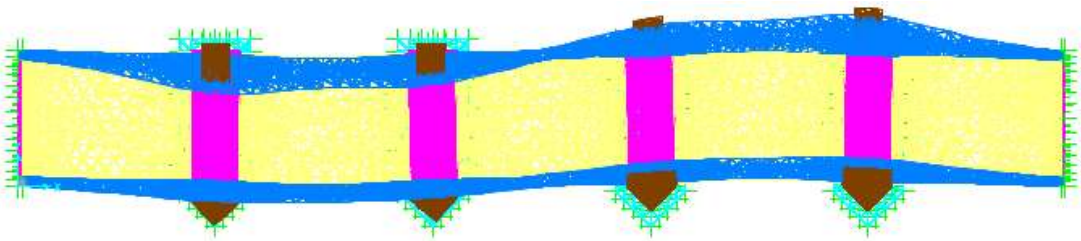


Figura 8.8. Segundo modo transversal (8.15 Hz). Modelo numérico "Puente de la Historia"

En el análisis anterior se observa que hay una correlación en el orden en que aparecen las formas modales y en la forma en que se mueve la estructura, sin embargo las frecuencias

calculadas en el modelo numérico son menores que las obtenidas de forma experimental utilizando vibración ambiental. Lo que sigue es calibrar el modelo numérico, ya sea a través de las propiedades elásticas de los materiales, la geometría, o bien modificando alguno de los criterios utilizados para el mallado, dado que las condiciones de frontera ya fueron evaluadas y definidas previamente.

Para acercar las frecuencias se requiere que los periodos en el modelo numérico disminuyan, o dicho de otro modo que la estructura modelada sea más rigida. En diversas ocasiones se han calibrado modelos numérico haciendo variar únicamente las propiedades de los materiales, sin embargo al hacerlo de esta forma se corre el riesgo de perder el control sobre dicho parámetro; esto se debe a que se vuelve totalmente dependiente de la frecuencia que deseamos igualar, y al no ser parámetros que están relacionados de forma directa, la incertidumbre aumenta considerablemente.

Considerando lo anterior, se propone comenzar la calibración modificando los criterios en los que se tuvo mayor incertidumbre al momento de modelar el puente, para verificar en cada uno de los casos el impacto que tiene en las frecuencias. En primer lugar está el tipo de material que se asignó a cada uno de los elementos del puente, ya que debido a que no se cuenta con estudios experimentales, los materiales se asignaron con base en lo observado en el sitio y en la importancia de los elementos, pues dado que algunos de ellos cumplen funciones estructurales, se espera que el material sea de una mejor calidad. Inicialmente se consideró que solo las bóvedas estaban formadas por mampostería de buena calidad (tipo I), considerando que son el elemento estructural principal del puente; sin embargo es posible que tanto las pilas como los tímpanos estén compuestos por el mismo material. En el caso de las pilas por ser las encargadas de dar sustento a las bóvedas y los tímpanos porque deben ser capaces de soportar los empujes que producen los rellenos en combinación con las cargas de servicio.

De acuerdo a lo anterior se propone que tanto pilas, tímpanos y bóvedas estén compuestas de mampostería tipo I, dejando como tipo II los tajamares, pretiles y zapatas, los cuales suelen estar compuestos por mampostería de menor calidad. Con esta modificación se realizó un nuevo modelo y se compararon las formas modales con las de la tabla Tabla 8-8, con ello se lograron cambios poco significativos en términos de frecuencia, sin embargo sí hubo

cambios en los factores de participación acentuando los modos que ya se habían identificado en modelos anteriores, por lo que se decició mantener esta modificación.

Otro aspecto de la propuesta inicial con alto grado de incertidumbre es la altura de las pilas, no solamente porque se desconoce el nivel de la cimentación, sino porque tampoco se sabe que nivel alcanzan en la parte superior. Inicialmente se propuso que llegaban hasta el nivel de donde parten las bóvedas, pero considerando que el modelo es más flexible de lo esperado, es posible que esta altura se haya estimado de forma incorrecta. Para evaluar esta condición se propone ahora que la altura de las pilas se extienda hasta el nivel superior de las bóvedas, dejando únicamente espacio para que exista un relleno de espesor uniforme por encima de este nivel; esto representa un incremento de dos metros en la altura original de las pilas (Figura 8.9).

Considerando ahora esta modificación se realizó un nuevo modelo, cuyas formas modales se muestran en la Tabla 8-10, donde además se observa que para los dos primeros modos de vibrar las frecuencias se acercan considerablemente a las obtenidas experimentalmente, con lo cual se puede considerar adecuado el modelo numérico.

Tabla 8-10. Formas modales del modelo actualizado del puente de la Historia

Modo	**Periodo** (s)	**Frec.** Hz	**UX**	**UY**	**UZ**	**RX**	**RY**	**RZ**
1	0.123	8.137	0.0000	**0.2648**	0.0007	**0.1609**	0.0000	0.0000
2	0.108	9.253	0.0020	0.0016	0.0000	0.0013	0.0002	**0.3598**
3	0.104	9.572	0.0002	**0.3051**	0.0000	**0.1452**	0.0000	0.0015
4	0.103	9.745	**0.7361**	0.0001	0.0000	0.0001	0.0001	0.0012
6	0.092	10.895	0.0000	0.0005	0.0000	0.0003	0.0000	**0.0829**
8	0.081	12.283	0.0001	0.0000	**0.0833**	0.0000	**0.1577**	0.0000
9	0.078	12.758	0.0003	0.0000	0.0142	0.0000	**0.2500**	0.0000
10	0.074	13.482	0.0002	0.0001	**0.0966**	0.0000	0.0181	0.0000
11	0.067	15.033	0.0185	0.0004	0.0138	0.0002	**0.1623**	0.0055
12	0.066	15.107	0.0020	0.0012	0.0007	0.0002	0.0240	**0.0504**
13	0.066	15.208	0.0052	0.0002	**0.0863**	0.0003	**0.0564**	0.0002
14	0.063	15.976	0.0000	0.0266	**0.0886**	0.0101	0.0000	0.0001
15	0.062	16.161	0.0000	0.0253	**0.1659**	0.0148	0.0001	0.0000
17	0.057	17.520	0.0030	0.0017	0.0015	0.0024	0.0017	**0.1285**
18	0.056	17.823	0.0000	**0.0976**	**0.0549**	**0.1376**	0.0001	0.0040
19	0.055	18.101	0.0000	0.0162	**0.1220**	0.0327	0.0006	0.0000
21	0.054	18.664	0.0113	0.0005	0.0000	0.0006	**0.0847**	0.0074
22	0.053	18.989	0.0001	0.0204	0.0001	**0.0729**	0.0007	0.0007

Tabla 8-11. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente de la Historia

Modo	$f_{experimental}$ (Hz)	f_{modelo} (Hz)	f_{mod}/f_{exp}
1° transversal	8.30	8.14	1.02
2° transversal	10.40	9.25	1.12

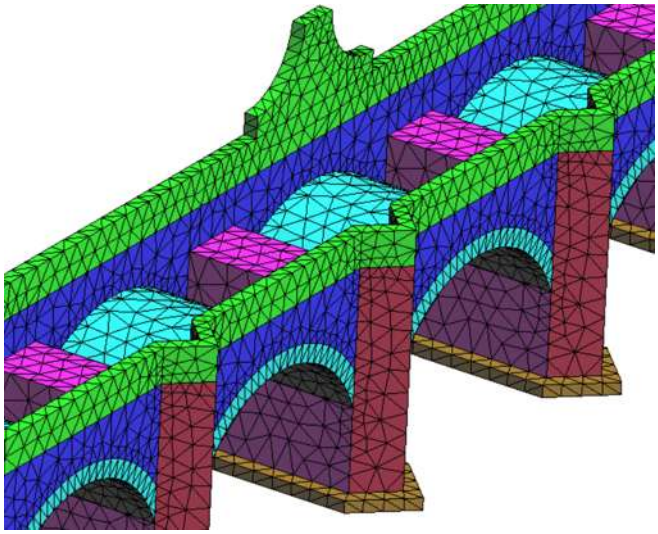


Figura 8.9. Modelo incrementando altura de las pilas – Puente de la Historia

8.1.3 Particularidades del puente Tresguerras

A pesar de que el Puente Tresguerras es una estructura con características distintas al puente de la Historia, con el que se definieron los criterios generales para elaborar los modelos numéricos, se planteó desde el inicio que estos criterios fueran aplicables para el resto de los modelos siempre y cuando no entraran en conflicto con las condiciones particulares de cada uno de los puentes. Por tal motivo, exceptuando las modificaciones que se presentan a continuación, el resto de los criterios utilizados para construir el modelo son los que se utilizaron en el Puente de la Historia.

Como punto de partida se construyó un primer modelo del puente Tresguerras, importando la geometría del modelo tridimensional mostrado en la Figura 8.10, donde nuevamente no están presentes los rellenos que serán representados como masas de acuerdo a

la Figura 8.4. Se aplicó el material tipo I en arcos, pilas y tímpanos y material tipo II en zapatas, tajamares y pretiles, además se mantiene el mallado de 0.75m considerado como óptimo. De este primer modelo se obtuvieron las formas modales mostradas en la Tabla 8-12, donde se observa que el primer modo es claramente longitudinal, con una frecuencia de 9.21 Hz, seguido de varios modos transversales con frecuencias superiores a las 11.0 Hz.

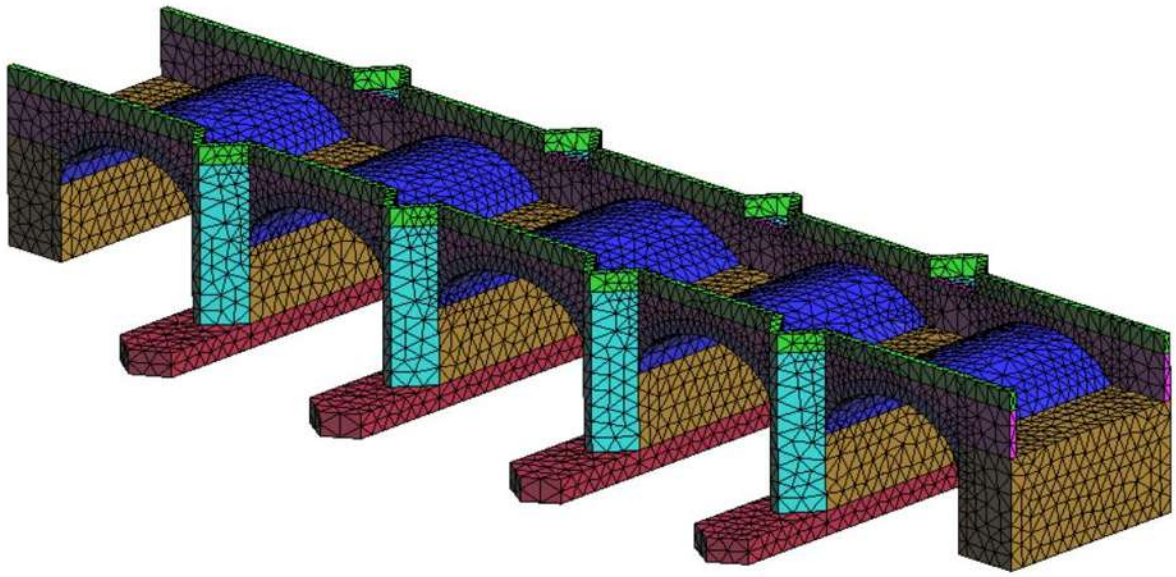


Figura 8.10. Modelo tridimensional y mallado del Puente Tresguerras

Tabla 8-12. Formas modales en el modelo inicial del Puente Tresguerras

Modo	Periodo (s)	Frec. Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.109	9.210	**0.6405**	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0001
2	0.087	11.480	0.0000	**0.1844**	0.0000	**0.1176**	0.0000	0.0001
4	0.083	12.101	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	**0.2080**
5	0.081	12.393	0.0000	**0.1975**	0.0000	**0.1087**	0.0000	0.0002
7	0.073	13.660	0.0000	0.0050	0.0005	0.0073	0.0000	**0.1525**
8	0.073	13.673	0.0000	**0.0709**	0.0000	**0.1240**	0.0001	0.0098
10	0.062	16.139	0.0001	0.0000	**0.0650**	0.0001	0.0048	0.0001
11	0.061	16.372	0.0114	0.0000	0.0001	0.0000	**0.4281**	0.0000
13	0.059	16.875	0.0000	0.0000	**0.3240**	0.0004	0.0004	0.0000

Por otro lado en la medición experimental se obtuvieron cinco modos, los dos primeros con frecuencias muy bajas por debajo de los 5.0 Hz, correspondiente a un periodo de 0.2 seg o mayor; este periodo se considera muy alto para la geometría y el tipo de estructuras que se trata. Es importante destacar que al momento de la medición se encontraba operando maquinaria de construcción a una distancia de aproximadamente 50m del inicio de una de las rampas de acceso al puente, que probablemente haya dado lugar esas frecuencias tan bajas. El siguiente modo que se identificó fue longitudinal con una frecuencia de 6.93 Hz, seguido de un modo vertical de 11.09 Hz y uno transversal de 15.05 Hz de frecuencia.

Lo primero que hay que señalar es la diferencia que hay en las frecuencias, así como el orden en que aparecen las formas modales, ya que en el modelo numérico primero aparece un modo vertical y después varios transversales, mientras que en lo experimental resultó primeramente uno longitudinal , seguido de uno vertical y posteriormente uno transversal. Esto quiere decir que el modelo numérico aún no es representativo del puente real y que es necesario llevar a cabo algunas modificaciones. La primera alternativa parte del hecho de que el puente está siendo restaurado para ser empleado como puente peatonal, por lo que se estima que los terraplenes que forman las rampas de acceso no tienen un nivel adecuado de compactación como lo tedría una vialidad vehícular. En término del modelo esto puede repercutir en las condiciones de frontera de los accesos, ya que probablemente los terraplenes no estén limitando los desplazamientos en la dirección uno y dos, como se estableció anteriormente. Bajo estos terminos se construyó un nuevo modelo eliminando ahora las restricciones colocadas en los accesos y dejando únicamente los empotramientos en la base de las pilas.

De manera conjunta se modificó la zona de los estribos ya que como se observa en laFigura 8.9, no se encuentran modelados con dimensiones adecuadas, lo cual no afectaba su comportamiento cuando estaba restringido al desplazamiento; sin embargo ahora que se liberaron los nodos es necesario representar la rigidez del estribo de una forma más adecuada. Al no contar con información que permita caracterizar de forma precisa los estribos se modelaron con la mismas dimensiones que las pilas bajo el argumento de que los estribos pueden incluso ser menos rígidos que las pilas. Habiendo realizado esta modificación se

obtuvieron las nuevas formas modales, obteniendo frecuencias que ligeramente se acercan más a lo experimental aunque no lo suficiente para considerar adecuado el modelo.

El siguiente paso es recurrir a las propiedades del material, dado que hasta ahora se ha trabajado con el valor medio, por lo tanto existe una holgura para modificar las propiedades elásticas dentro de un cierto intervalo. En este caso se requiere disminuir las frecuencias, debido a que el modelo numérico resultó más rígido en comparación con lo obtenido experimentalmente, en términos del material se requiere disminuir el módulo de elasticidad. De la Tabla 2-3 se tiene que el módulo de elasticidad tiene un límite inferior de 15,300 kg/cm^2, considerablemente más pequeño que el valor medio de 39,500 kg/cm^2 utilizado originalmente. Aplicando esta condición a todos los elementos del puente se obtuvo un resultado mucho más congruente con los resultados experimentales, sobre todo en el modelo donde se añadió la rigidez de los estribos dejando como únicas restricciones las de la base; en la Tabla 8-13 se presentan los modos de vibrar y los factores de participación de las masas correspondientes.

Tabla 8-13. Formas modales del modelo actualizado del puente Tresguerras

Modo	Periodo (s)	Frec. Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.165	**6.069**	0.6486	0.0000	0.0001	0.0000	0.0021	0.0000
2	0.133	7.530	0.0108	0.0000	0.0001	0.0000	0.0004	0.0000
3	0.125	7.974	0.0000	0.1543	0.0000	0.0914	0.0000	0.0004
4	0.123	8.139	0.0000	0.0955	0.0000	0.0700	0.0000	0.2427
5	0.119	8.383	0.0000	0.0693	0.0000	0.0616	0.0000	0.0054
6	0.118	8.498	0.0000	0.1452	0.0000	0.1043	0.0000	0.1195
7	0.115	8.722	0.0000	0.0068	0.0000	0.0009	0.0000	0.0025
8	0.109	9.196	0.0000	0.0000	0.0001	0.0000	0.0009	0.0000
9	0.099	10.097	0.0000	0.0000	0.0097	0.0000	0.0008	0.0000
10	0.097	10.314	0.0000	0.0001	0.0002	0.0000	0.0704	0.0000
11	0.097	10.330	0.0000	0.0000	0.0232	0.0000	0.0003	0.0001
12	0.094	10.616	0.0000	0.0000	0.0001	0.0013	0.0001	0.0061
13	0.092	10.838	0.0000	0.0011	0.0003	0.0010	0.0010	0.0019
14	0.091	10.939	0.0000	0.0005	0.0000	0.0002	0.0001	0.0026
15	0.089	11.239	0.0000	0.0005	0.0142	0.0038	0.0018	0.0001
16	0.089	11.263	0.0000	0.0012	0.0059	0.0066	0.0011	0.0000
17	0.087	**11.462**	0.0000	0.0000	0.1260	0.0001	0.0000	0.0000
18	0.087	11.557	0.0000	0.0000	0.0440	0.0000	0.0012	0.0000
19	0.085	11.795	0.0000	0.0008	0.0000	0.0001	0.0003	0.0006
20	0.084	11.960	0.0000	0.0000	0.0027	0.0000	0.1746	0.0000

Tabla 8-14. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente Tresguerras

Modo	$f_{experimental}$ (Hz)	f_{modelo} (Hz)	f_{mod}/f_{exp}
1° Longitudinal	6.93	6.07	0.88
1° vertical	11.46	10.10	1.03

Nuevamente se presenta en la Tabla 8-14 una comparativa de las frecuencias encontradas experimentalmente, con las del modelo numérico. Se tomó como base para la calibración al primer modo por ser el más claro en su comportamiento, así como el primer modo vertical que se presenta, debido a que son los modos más claros que capturan las bóvedas al ser sometidas solamente a vibración ambiental. Con esas diferencias se considera adecuado el modelo para comenzar a realizar los análisis.

8.1.4 Particularidades del puente Grande

De forma análoga a los puentes anteriores la secuencia de trabajo será generar el modelo considerando los criterios señalados al inicio de este capítulo, comparar los modos de vibrar con lo obtenido mediante la identificación modal y de ser necesario finalmente realizar los ajustes pertinentes. A manera de resumen acerca de lo criterios empleados para construir el modelo se consideró lo siguiente: aplicación de material tipo I únicamente a los arcos y material tipo II al resto de los elementos, empotramiento de la base en pilas y estribos, así como restricción de los desplazamientos U1 y U2 en los nodos que forman los accesos del puente, densidad del mallado con base en un tamaño máximo de 0.75m, rellenos representados como cargas puntuales como se indica en la Figura 8.5 y Tabla 8-4 y finalmente geometría importada del modelo tridimensional generado a partir del levantamiento en el sitio. La Tabla 8-15 muestra las formas modales obtenidas.

Tabla 8-15. Formas modales del modelo inicial del Puente Grande

Modo	Periodo (s)	Frec. Hz	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
1	0.237	**4.227**	0.000	*0.189*	0.000	0.184	0.000	0.068
2	0.200	**4.989**	0.000	0.006	0.000	0.003	0.000	*0.081*
3	0.189	5.281	0.000	*0.091*	0.000	0.058	0.000	0.009
4	0.170	**5.899**	*0.462*	0.002	0.000	0.001	0.000	0.000

5	0.169	5.931	0.025	0.030	0.000	0.013	0.000	0.009
6	0.161	6.212	0.001	0.039	0.000	0.017	0.000	0.033
7	0.155	6.444	0.000	0.035	0.000	0.020	0.000	0.053
8	0.153	6.546	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004
9	0.146	6.857	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001
10	0.139	7.200	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.024
11	0.138	7.259	0.000	0.022	0.000	0.003	0.000	0.000
12	0.133	7.503	0.000	0.023	0.000	0.006	0.000	0.001
13	0.131	7.651	0.000	0.004	0.000	0.001	0.000	0.007
14	0.126	7.915	0.000	0.004	0.000	0.001	0.000	0.018
15	0.124	8.066	0.000	0.004	0.000	0.001	0.000	0.007
16	0.122	8.179	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001	0.001
17	0.118	8.510	0.000	0.010	0.000	0.002	0.000	0.030
18	0.116	8.647	0.000	0.023	0.000	0.005	0.000	0.000
19	0.112	8.899	0.000	0.031	0.000	0.007	0.000	0.017
20	0.107	9.306	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011
28	0.086	**11.688**	0.000	0.000	*0.183*	0.000	0.048	0.000

Comparando los modos de vibrar y las correspondientes frecuencias con los obtenidos de la identificación modal se encontró que existe una muy buena correlación entre ambos resultados, ya que no solamente se cumple el orden en que aparecen la mayoría de los modos, sino que además las frecuencias son muy similares; considerando que este es el puente más largo del grupo de puentes seleccionados, se confirma el hecho de que la vibración ambiental en puentes históricos es considerablemente más confiable mientras mayor longitud tiene la estructura, esto por supuesto facilita la calibración y disminuye la incertidumbre en algunos aspectos, principalmente en aquellos que involucran a las condiciones de frontera. Como consecuencia el modelo numérico se considera válido para llevar a cabo los análisis; en la Tabla 8-16 se comparan ambos resultados.

Tabla 8-16. Frecuencias obtenidas del modelo numérico y la medición experimental en el Puente Grande

Modo	$f_{experimental}$ (Hz)	f_{modelo} (Hz)	f_{mod}/f_{exp}
1° lateral	4.27	4.22	0.99
2° lateral	4.98	4.99	1.00
1° longitudinal	5.41	5.90	1.09
1° vertical	12.03	11.69	0.97

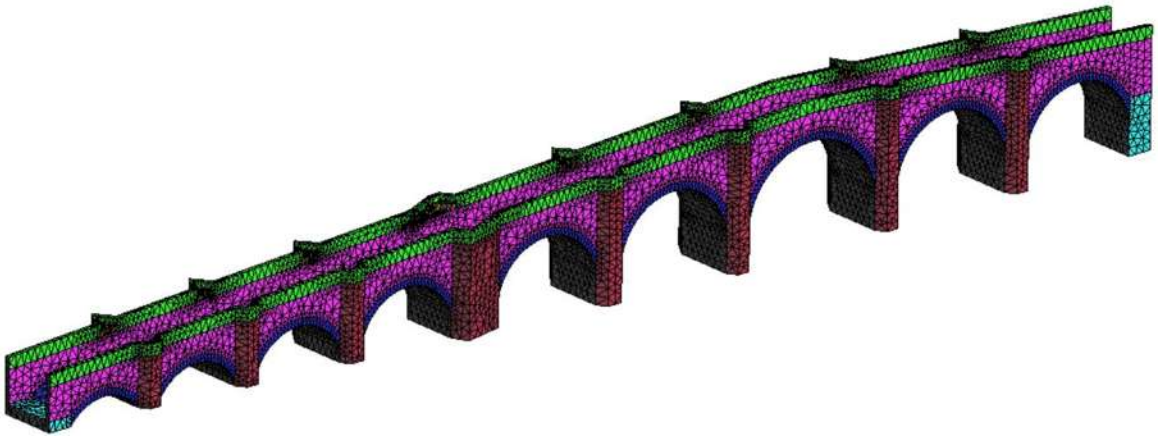


Figura 8.11. Modelo tridimensional y mallado del Puente Grande

8.2 Análisis de los puentes

Como punto de partida se llevó a cabo el análisis modal de los puentes, el cual sirvió como base para la calibración de los modelos numéricos, además de proporcionar información indispensable para entender su comportamiento. No obstante, se requieren resultados que permitan obtener algunos indicadores de la vulnerabilidad de los puentes en estudio, a través de parámetros que estén directamente relacionados con el daño y la falla de los puentes. Cuando se trabaja con vulnerabilidad en estructuras contemporáneas generalmente se trabaja con modelos de plasticidad concentrada, lo que permite evaluar a la estructura a través de parámetros asociados al daño que están presentes en este tipo de modelos, como son la ductilidad, la rotación de algunos elementos, o bien la formación de articulaciones plásticas que formen un mecanismo de colapso. En el caso de estructuras tan masivas como lo son los puentes de mampostería, cuyo material tiene un comportamiento frágil, prácticamente incapaz de desarrollar una fluencia, no es posible trabajar con los modelos habituales y se debe buscar alternativas que permitan asociar el daño de la estructura con algún parámetro que sea congruente con el comportamiento de la mampostería de piedra.

Como se comentó en el capítulo 3, existen diversas causas que producen daño en los puentes de mampostería y aunque no todas ellas están directamente relacionadas con el aspecto estructural, es evidente que en mayor o menor medida vulneran la capacidad de la estructura.

En el caso de los puentes de mampostería, el daño estructural se presenta principalmente en dos de los elementos principales que lo conforman, por un lado los arcos que son la base del sistema estructural que recibe las cargas de la superestructura y por tanto su falla implica directamente la falla del puente y por otro lado el caso de los tímpanos que se encargan de confinar el relleno, por lo que están sujetos no solo a empuje estático, sino también dinámico cuando la masa del relleno se excita debido a una aceleración del suelo.

De acuerdo a lo anterior se tomó la decisión de evaluar la vulnerabilidad de los puentes a través de parámetros cuantificables en estos elementos, teniendo en cuenta el tipo de modelado que se tiene con elementos sólidos, en este caso a través del estado de esfuerzos. Primeramente, se analiza la condición de carga muerta (CM), que proporciona el estado de esfuerzos cuando solamente se considera el peso propio de la estructura y cuya condición estará presente prácticamente en todo momento, y posteriormente para la condición de carga accidental producto del sismo utilizando la demanda sísmica definida en el capítulo 7. Con estos resultados se verá el efecto que produce cada condición de manera independiente para después combinarlos y tener la condición que estará presente durante la ocurrencia de temblor y finalmente evaluar cuál es la condición más desfavorable. Es importante señalar que todos los análisis permanecen dentro del intervalo elástico, debido principalmente a que no se cuenta con información más detallada de los materiales que permitan considerar su no linealidad; de lo contrario se podría utilizar un modelo constitutivo que describa mejor el comportamiento de la mampostería, para lo cual se recomienda utilizar un software de modelado distinto que sea más especializado y permita implementan todos los parámetros necesarios.

Para llevar a cabo el análisis por CM se considera el peso propio de los elementos de acuerdo a los materiales asignados en el modelo numérico, adicionando solamente el peso del relleno que no se encuentra modelado. Recordemos que las masas que representan al relleno en el modelo fueron aplicadas de forma concentrada en algunos puntos sobre los arcos (Figura 8.3 aFigura 8.5), sin embargo al seguir este esquema para representar el peso del relleno para la condición de CM, se consideró que esto alteraría de manera importante el estado de esfuerzos en las bóvedas y se buscó una forma en que la distribución del peso del relleno fuera más uniforme. Para ello se analizaron dos propuestas, la primera distribuyendo el peso en dos franjas

orientadas de forma longitudinal al puente que pasan sobre las pilas y los arcos, las cuales tienen aplicada una carga uniformemente repartida variable que representa el peso del relleno para las distintas zonas (Figura 8.12); la segunda propuesta consiste en considerar un peso volumétrico distinto para los arcos, de forma que este involucre no solamente el peso propio del arco sino también el peso producto del volumen del relleno. Luego de aplicar ambas propuestas en uno de los modelos se observó que el estado de esfuerzos no tenía una variación importante, por lo que se puede usar cualquiera de ellas; finalmente se decidió utilizar la primera alternativa debido a que así se mantiene independiente el peso propio del arco a la acción del relleno, además de que se representa de forma más precisa la variación del espesor del relleno a través de la carga variable, a diferencia de la alternativa donde el peso del relleno se distribuye uniformemente en toda la superficie del arco.

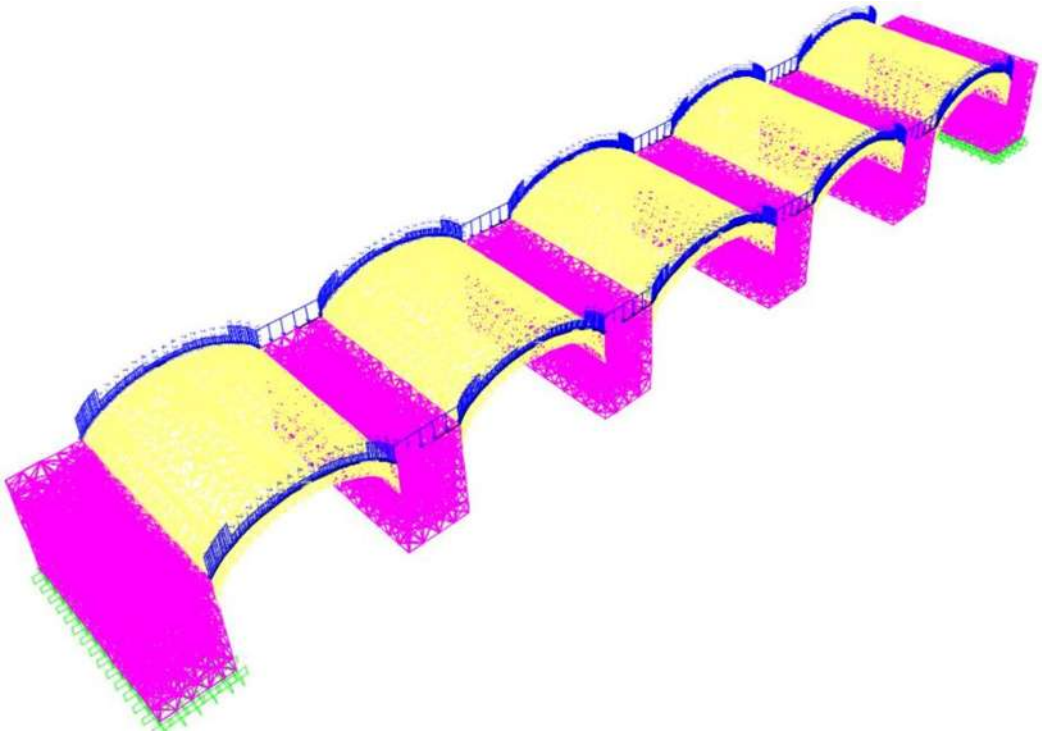


Figura 8.12. Representación del relleno en el puente Tresguerras

Para el análisis sísmico se decidió utilizar un análisis en la historia del tiempo o *paso a paso* que permite a través de un conjunto de acelerogramas evaluar la respuesta de la estructura

para cada instante de tiempo de la señal. El modelo se alimentó con un total de 12 registros de aceleración considerando sus tres componentes ortogonales, los cuales se encuentran divididos en dos grupos según el tipo de fuente a la que corresponden, 6 correspondientes a la fuente de subducción y 6 a la fuente de fallamiento normal. Como se comentó en el capítulo 7, se eligieron registros representativos de las zonas del país donde hay una mayor ocurrencia de temblores de magnitud importante, en este caso los de magnitud mayor que 6. En total se tiene un total de 36 registros para el análisis de historia en el tiempo, sin embargo, no interesa particularmente la respuesta para cada uno de ellos, sino la vulnerabilidad que tiene la estructura cuando está sometida a una condición más general asociada con cualquiera de las fuentes que se están analizando. Con base en lo anterior se calcula la respuesta promedio para todos los registros en las tres direcciones (longitudinal, transversal y vertical), así como la desviación estándar y el coeficiente de variación. Con este último parámetro se pretende medir la calidad de los resultados, ya que se espera que al haber escalado los registros con base en un mismo espectro de peligro uniforme se obtenga una variabilidad aceptable en la respuesta. Para valorar si hay una disminución en los coeficientes de variación, se calculó también la respuesta promedio dividida en tres grupos distintos, uno para la fuente de subducción y dos para la fuente de fallamiento normal según la distancia epicentral como se indica en la Tabla 7-5; con este enfoque efectivamente se logró una menor dispersión al disminuir los coeficientes de variación, por lo que adoptó este criterio para fines de presentar los resultados.

8.3 Desplazamientos máximos

Otro aspecto importante a considerar en estructuras de mampostería, cuando se trata de evaluar el daño son los desplazamientos, si bien el esfuerzo es una medida directa de la capacidad del material, el desplazamiento lo es de los macro elementos que la conforman. Los puentes de mampostería, al ser elementos muy rígidos permiten muy poco desplazamiento y por tanto cuando estos son excedidos se tiene un problema no solo de agrietamiento, sino en la estabilidad de la estructura que puede llevar al colapso. En los siguientes gráficos se muestran los desplazamientos que se producen en los elementos más importantes de los puentes, producto de los análisis de CM y *paso a paso*; particularmente al centro de los arcos y en los extremos de las pilas.

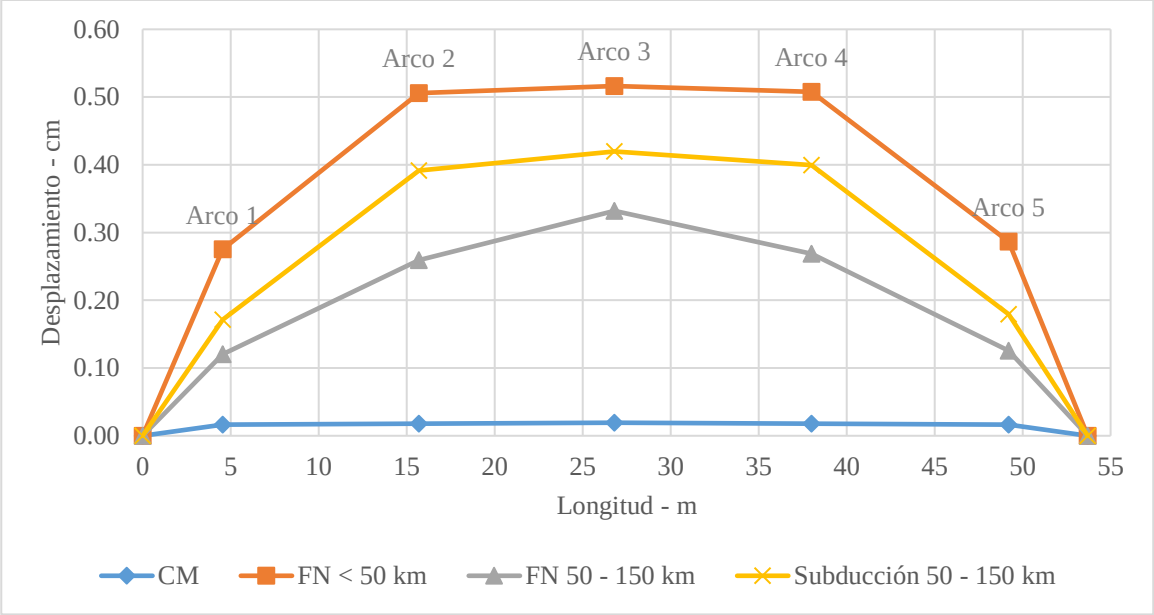


Figura 8.13. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente de la Historia

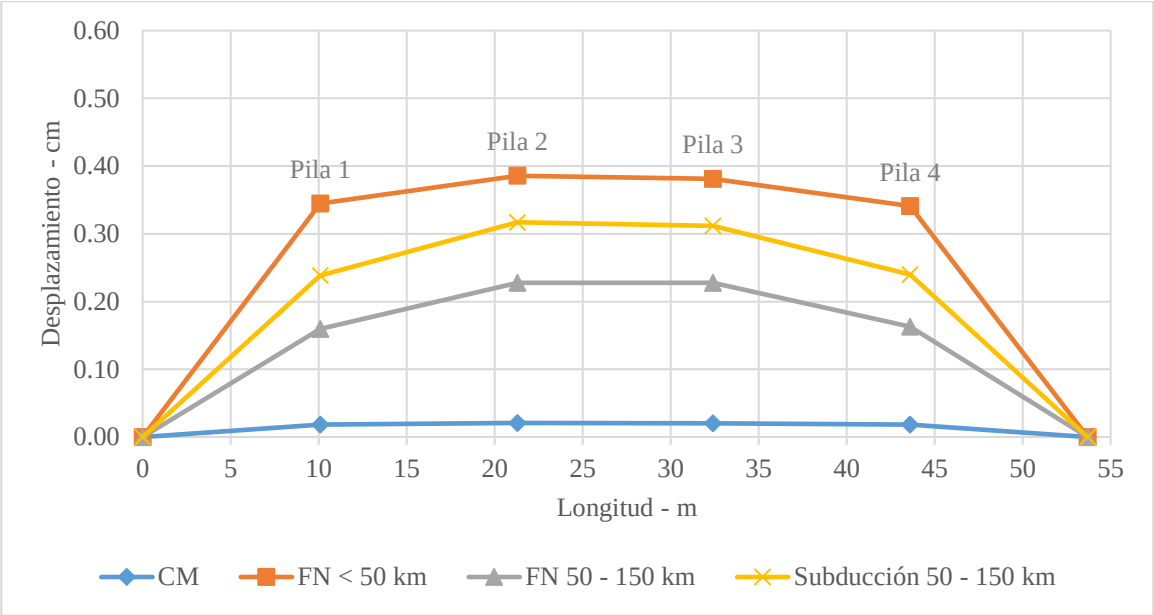


Figura 8.14. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente de la Historia

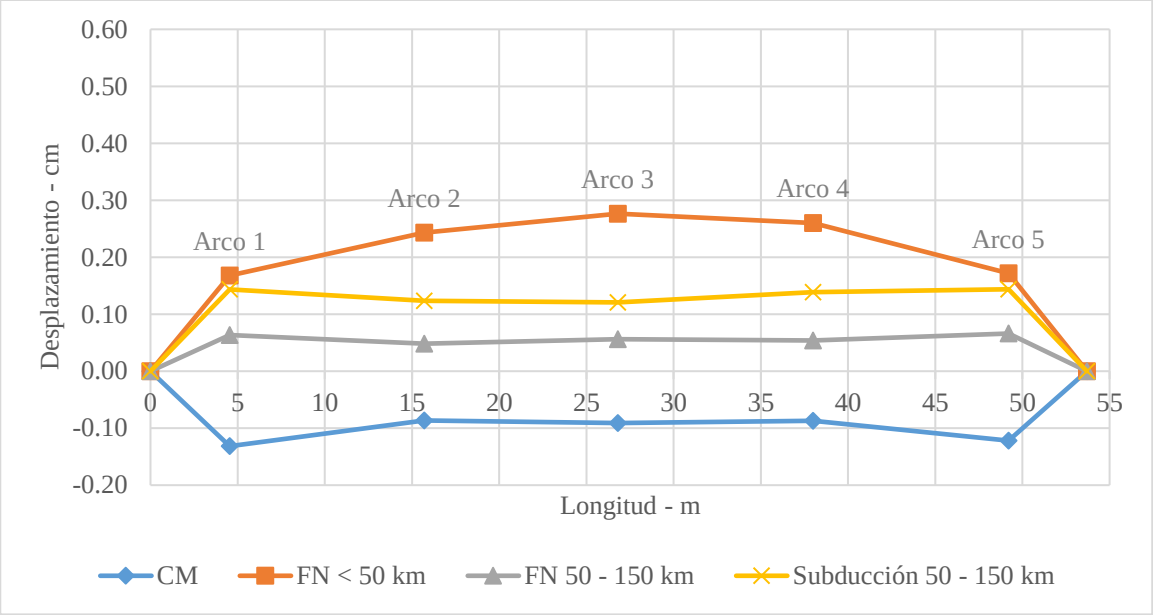


Figura 8.15. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente de la Historia

De las figuras anteriores se observa primeramente la diferencia en la magnitud de los desplazamientos entre la acción de carga muerta y la acción del sismo, siendo esta última la que rige en la mayoría de los casos. Como era de esperarse, estos primeros resultados indican que tanto los arcos como las pilas experimentan una deformación lateral prácticamente nula debido a la acción de la carga muerta, a diferencia de la dirección vertical donde sí hay una deformación de los arcos, cuyo valor oscila alrededor de 0.1 cm (Figura 8.15, Figura 8.18 y Figura 8.21), lo que es un desplazamiento aceptable de acuerdo a las dimensiones de los arcos como se ha visto en otros trabajos (Pela 2009, Pela 2012).

Tanto en el puente de la Historia como en el puente Tresguerras se tiene que para el análisis por sismo rige la condición de los registros provenientes de la fuente de fallamiento normal con distancia epicentral menor a 50 km, esto se debe en gran medida al periodo dominante que tienen los espectros elásticos obtenidos para este grupo. En la Figura 7.8 se muestra el espectro promedio de todos los registros de esta fuente, donde se observa que el periodo dominante oscila alrededor de 0.12 s, el cual se encuentra muy cercano a los periodos fundamentales de estos dos puentes. El puente Grande presenta un comportamiento similar, pues al tener un periodo fundamental de 0.23 s, se aleja un poco del periodo dominante de la

fuente de fallamiento normal, provocando que el efecto disminuya, sin embargo es mucho más cercano al periodo dominante de 0.17 s correspondiente a la falla de subducción (Figura 7.6).

Hablando en términos de magnitud, nuevamente se encuentran algunas similitudes entre los puentes de la Historia y Tresguerras debido a que comparten características como el número de arcos, así como parte de su geometría, tal es el caso de los desplazamientos laterales tanto en los arcos donde oscilan alrededor de 0.5 cm (Figura 8.13 y Figura 8.16), como en las pilas que al ser elementos más rígidos presentan desplazamientos que no superan los 0.4 cm (Figura 8.14 y Figura 8.17). Debido a las condiciones de frontera impuestas para representar la rigidez de los estribos y a la simetría en planta que presentan ambos puentes, se tiene que los mayores desplazamientos se presentan hacia la parte central. Es importante señalar que los desplazamientos debido a la CM se representan siempre hacia abajo por ser ocasionados por una carga gravitacional, por otro lado, para la condición de sismo se representan como desplazamientos positivos o hacia arriba, debido a que los acelerogramas producen desplazamientos en ambos sentidos, de los cuales se obtuvieron los máximos absolutos, lo cual no indica que necesariamente van en ese sentido.

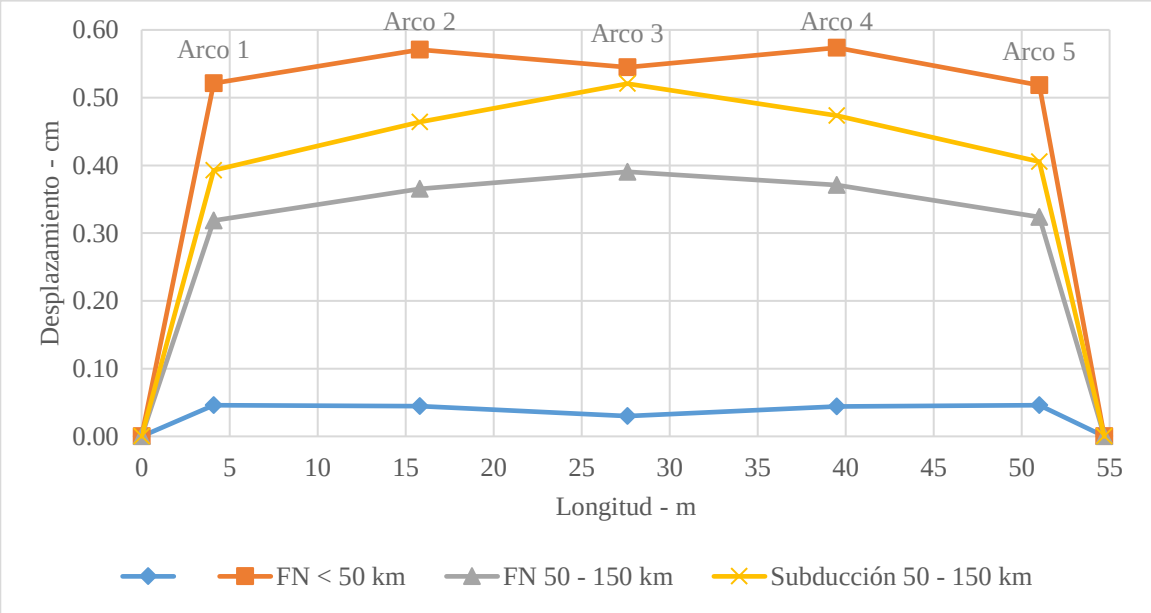


Figura 8.16. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente Tresguerras

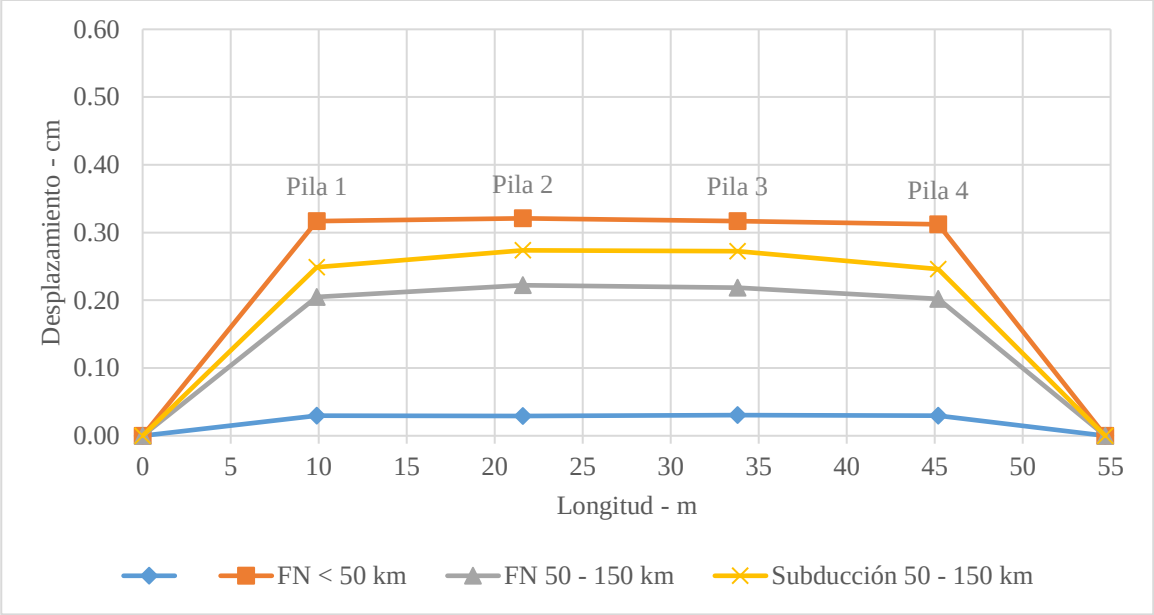


Figura 8.17. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente Tresguerras

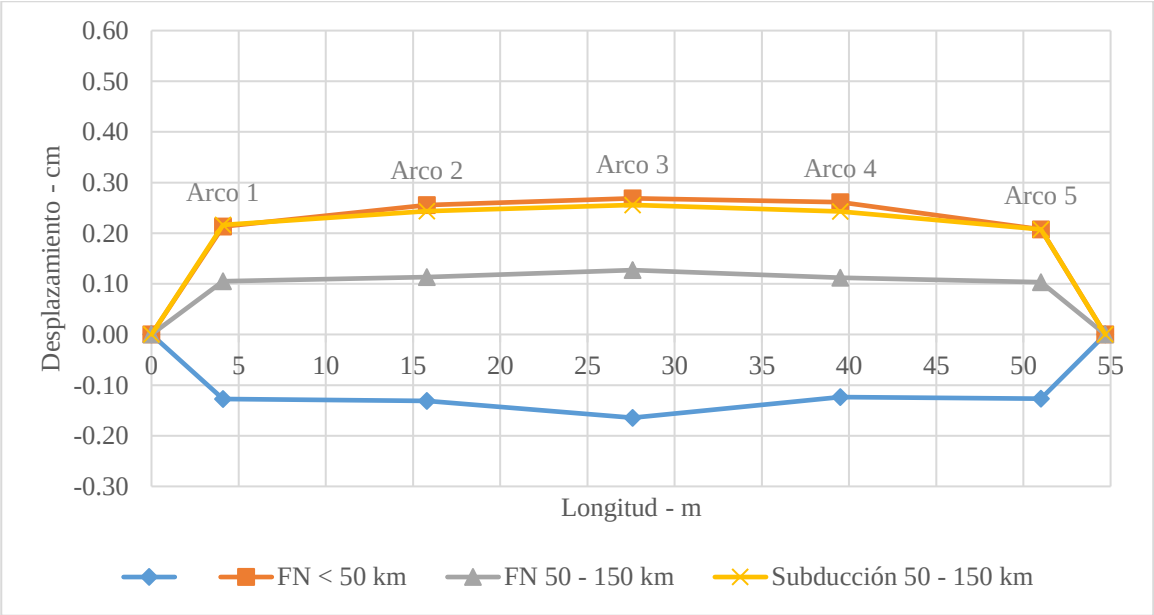


Figura 8.18. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente Tresguerras

El puente Grande tiene una respuesta significativamente distinta en magnitud y forma con respecto a los otros dos puentes, principalmente por su falta de simetría en planta y elevación, así como la diferencia de longitud y el número de arcos. Al ser un puente más flexible, los desplazamientos laterales crecen de forma considerable hasta alcanzar valores por encima de 1.5 cm en el arco más grande y de 0.5 cm en las pilas que lo soportan. Se observa además que la influencia de la fuente sísmica en la respuesta es menor, mostrando diferencias muy ligeras en los desplazamientos laterales entre las tres fuentes (Figura 8.19 y Figura 8.20); sin embargo, los desplazamientos verticales en los arcos son muy similares a lo que encontrado en los otros dos puentes (Figura 8.21); de lo anterior se concluye que el desplazamiento vertical está mayormente asociado con la geometría propia de los arcos y no con la geometría total del puente.

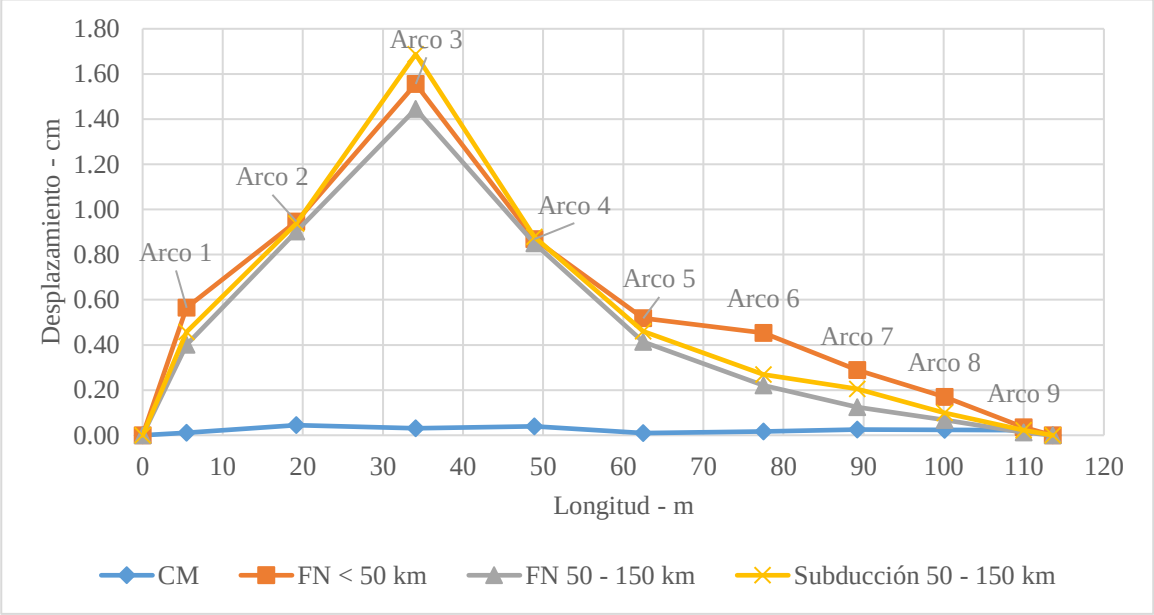


Figura 8.19. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección transversal, Puente Grande

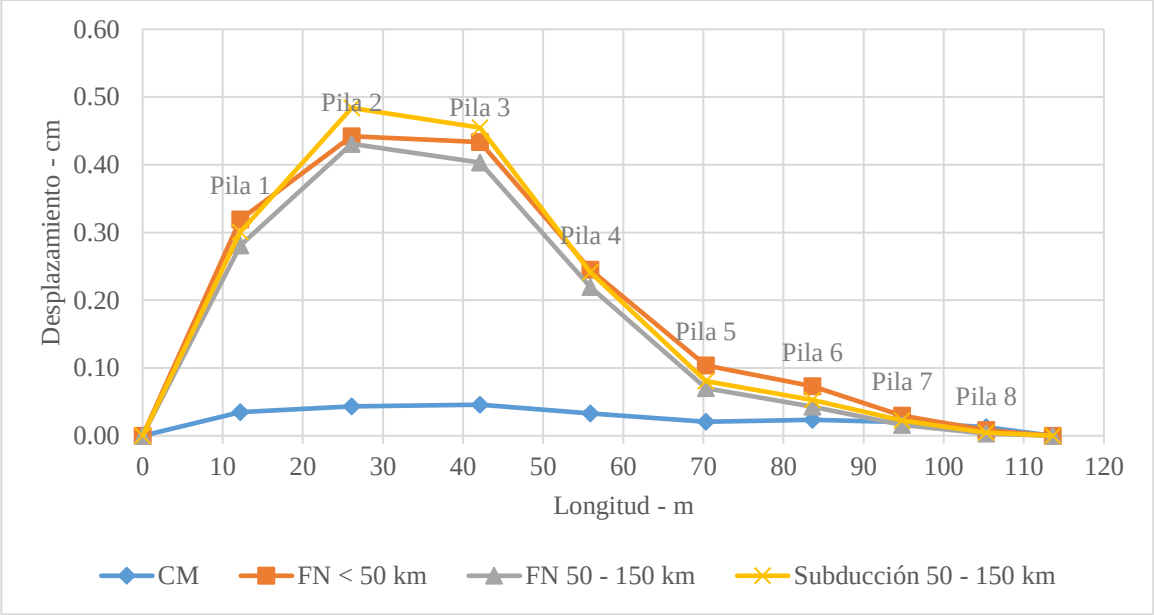


Figura 8.20. Desplazamiento máximo de las pilas en la dirección transversal, Puente Grande

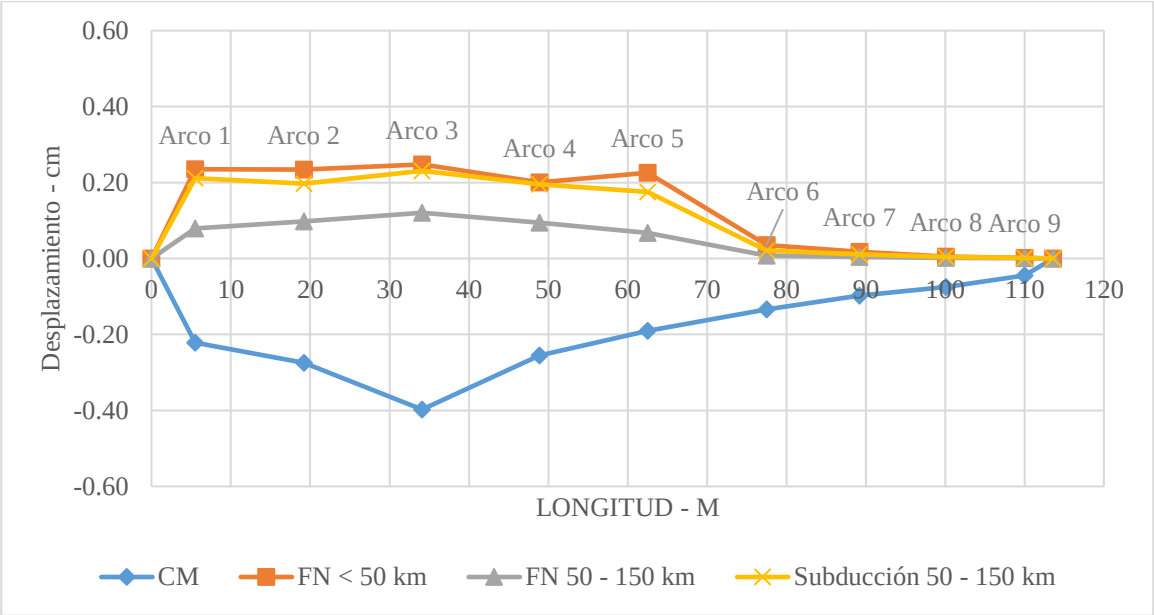


Figura 8.21. Desplazamiento máximo de los arcos en la dirección vertical, Puente Grande

Adicionalmente, se presenta una serie de figuras con los desplazamientos máximos ocurridos en cada uno de los macro elementos para los tres puentes, con lo que se observa la influencia de cada una de las solicitaciones, tanto de carga muerta como de sismo, de una forma más global, involucrando el puente completo y no solamente arcos y pilas. Los resultados se muestran para las tres direcciones de análisis y nuevamente los valores máximos se obtuvieron con los promedios de la respuesta obtenida de los grupos de registros. Particularmente en el puente de la Historia, se suprimió la respuesta de los pretiles en la dirección transversal para fines del gráfico, debido a que el puente cuenta con una pieza ornamental de mampostería en uno de sus pretiles, provocando desplazamientos superiores en esa dirección debido al incremento de masa y altura. Este comportamiento se hizo presente desde el proceso de calibración del modelo, donde surgió un modo asociado con el movimiento de este elemento, sin embargo, como suele ser habitual en la medición de vibración ambiental, los sensores se colocaron sobre la calzada evitando que captara un modo de esta índole.

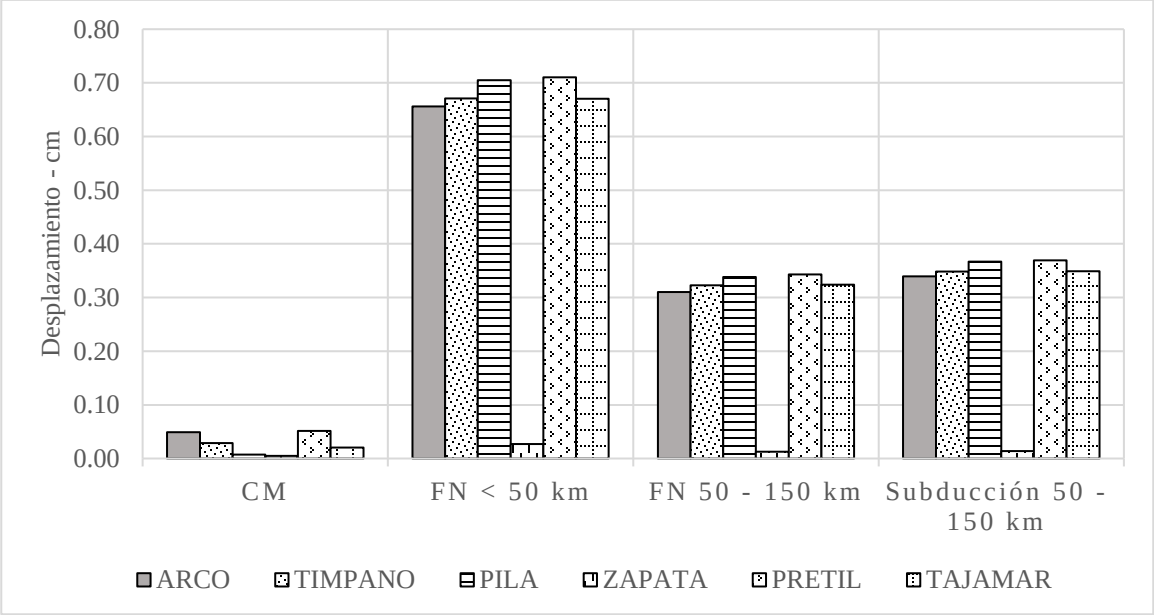


Figura 8.22. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. de la Historia

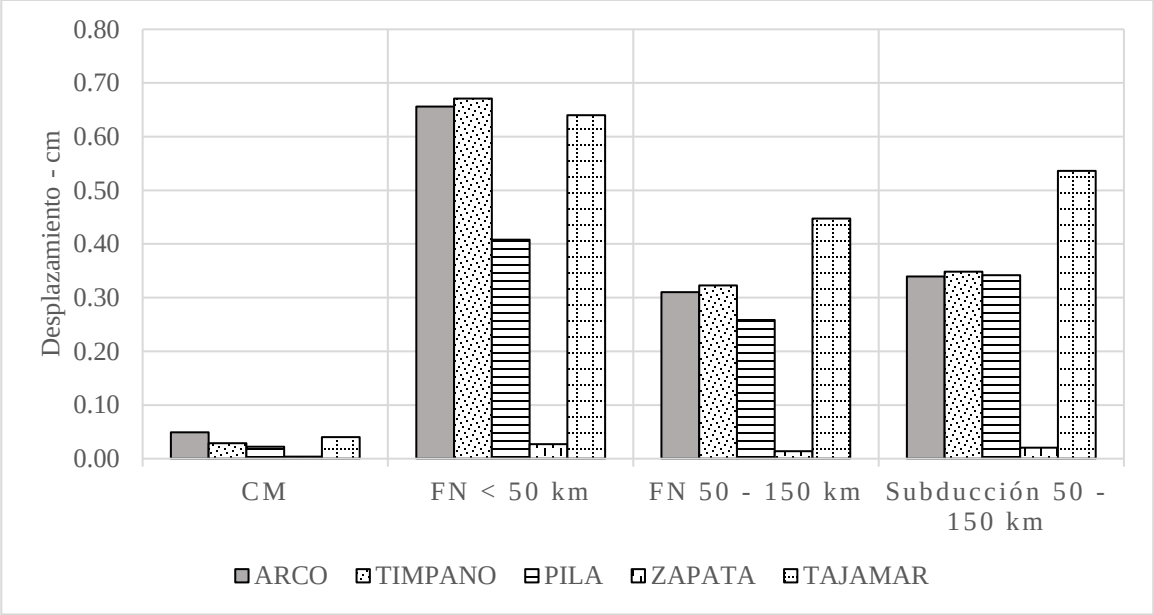


Figura 8.23. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. de la Historia

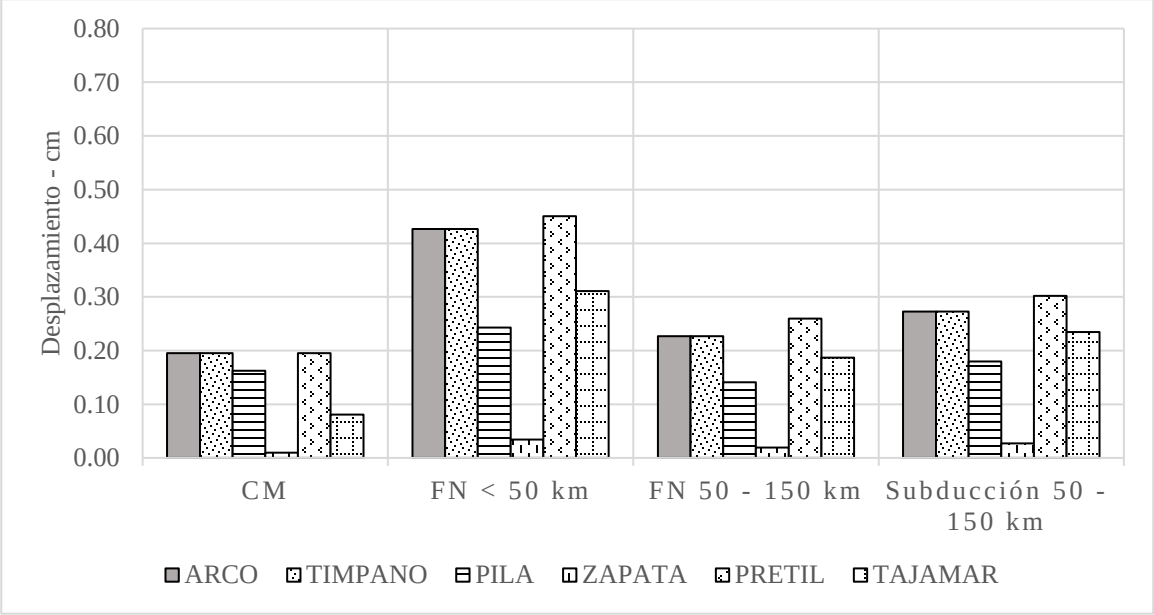


Figura 8.24. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. de la Historia

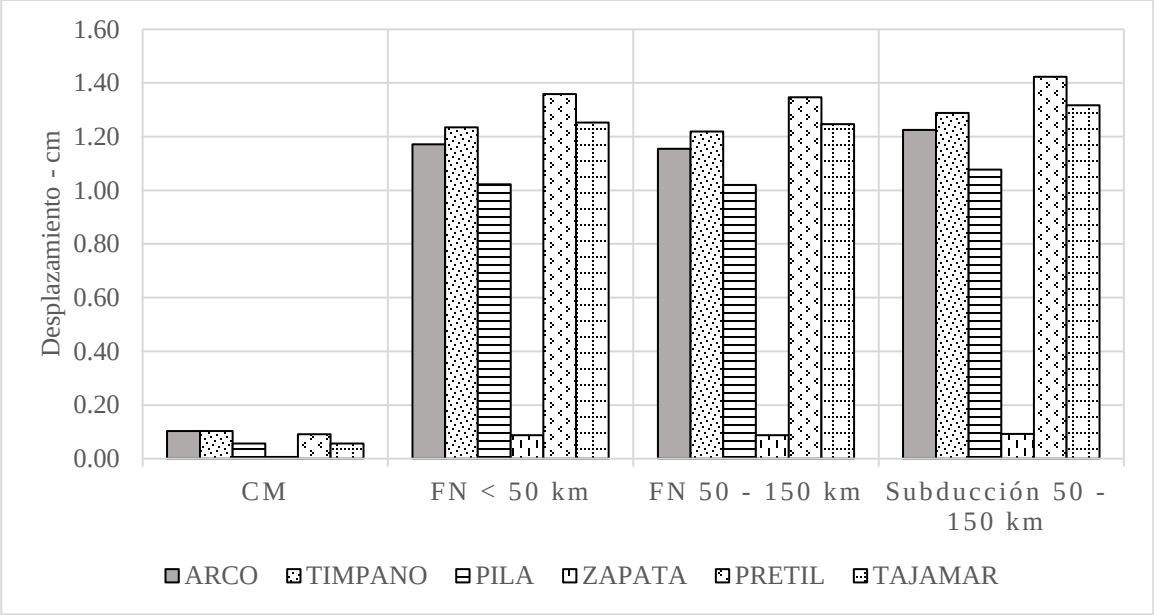


Figura 8.25. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. Tresguerras

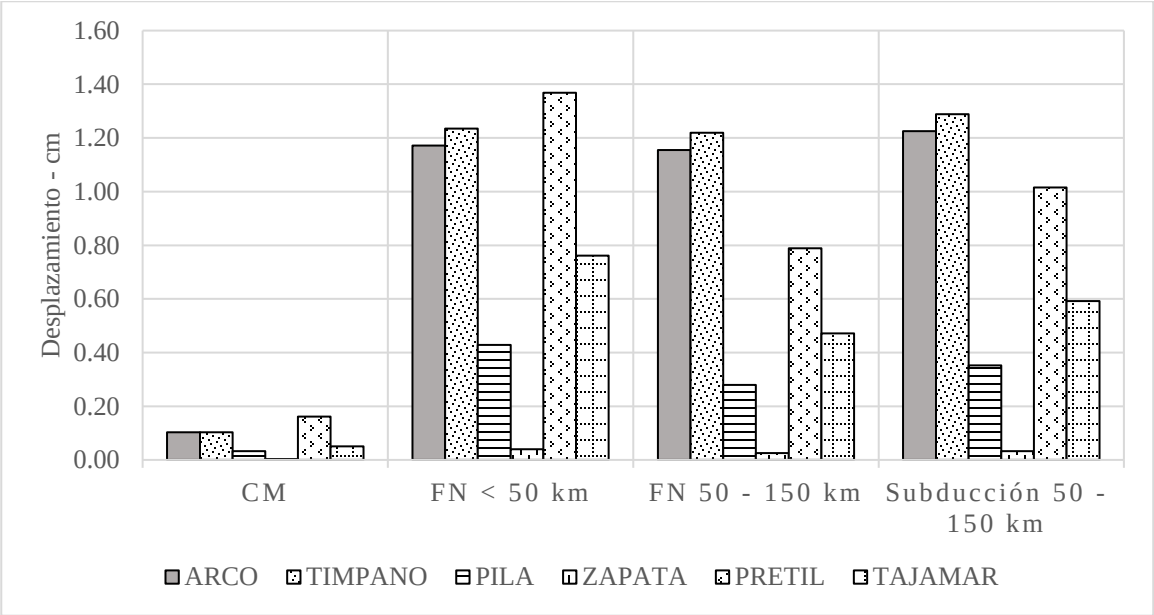


Figura 8.26. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. Tresguerras

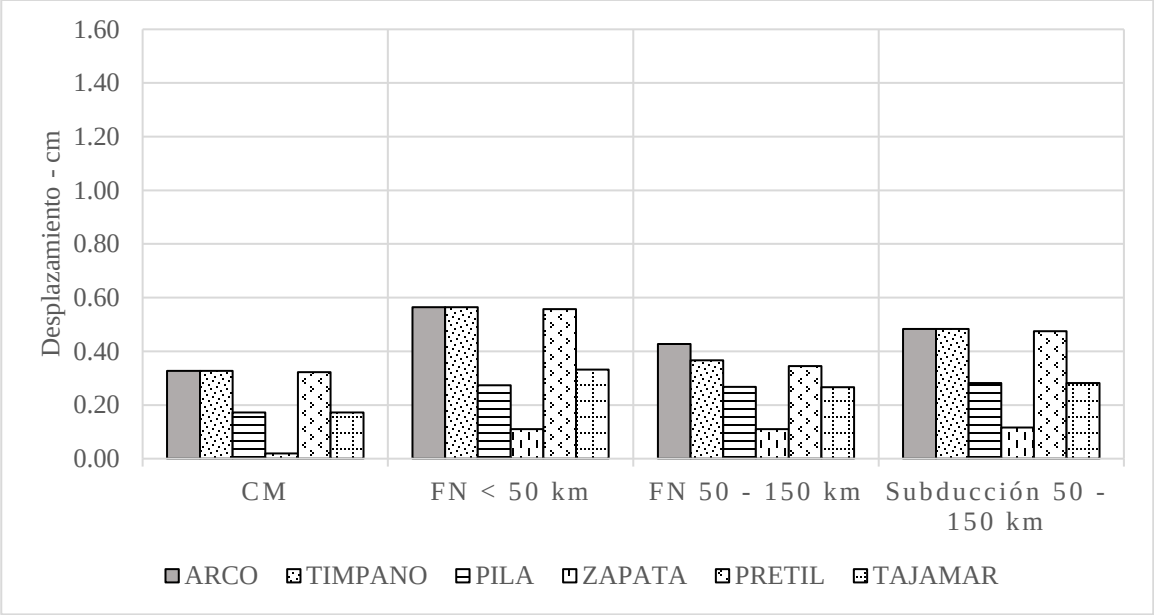


Figura 8.27. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. Tresguerras

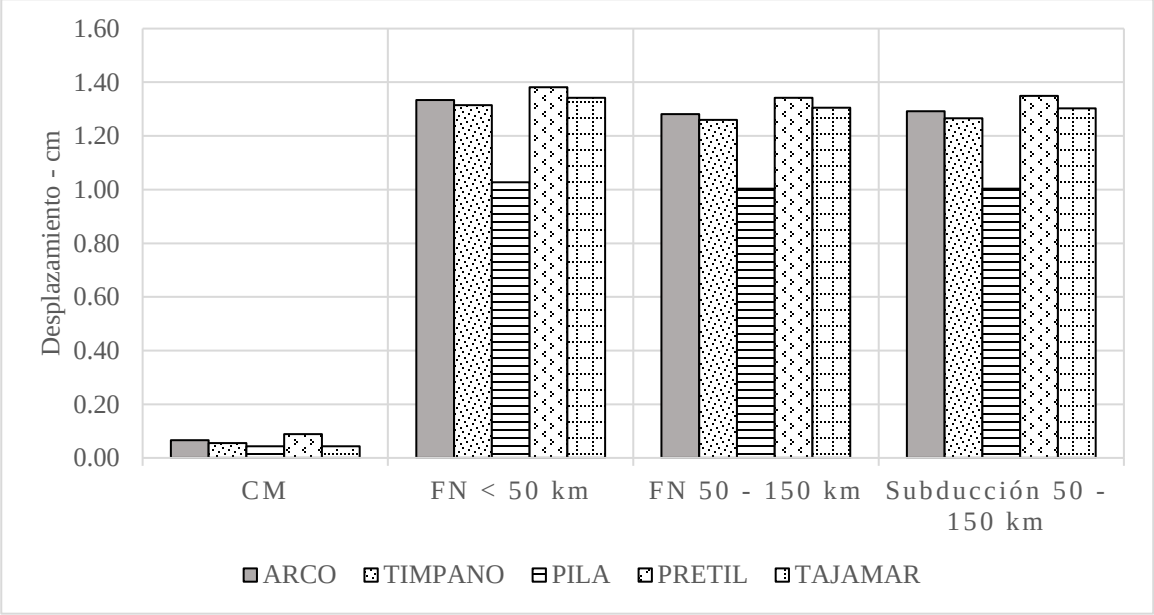


Figura 8.28. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección longitudinal, P. Grande

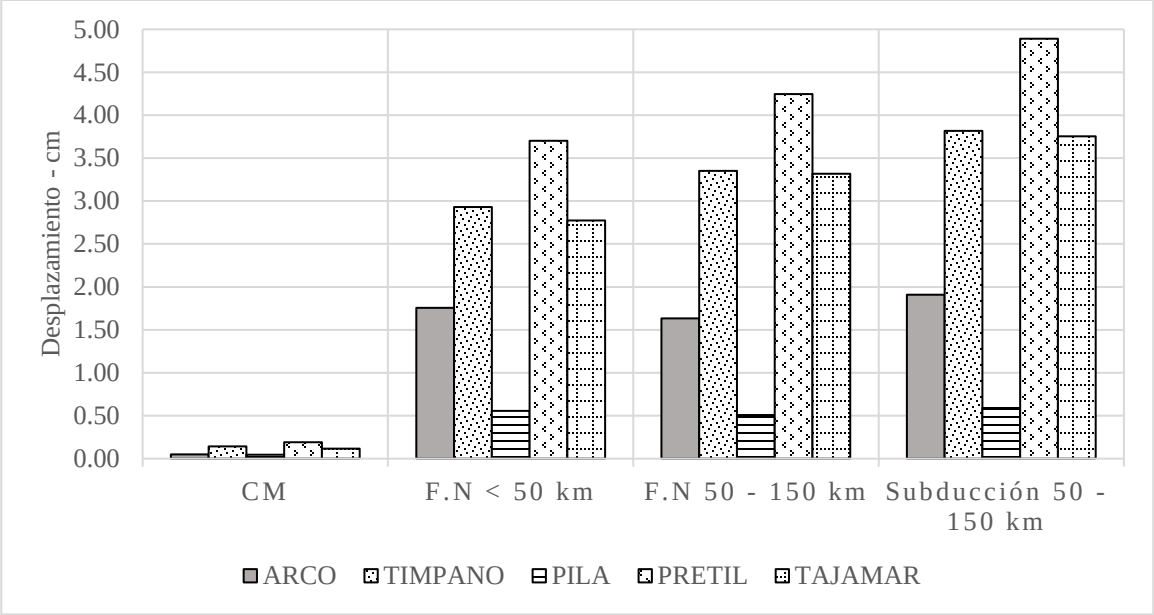


Figura 8.29. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección transversal, P. Grande

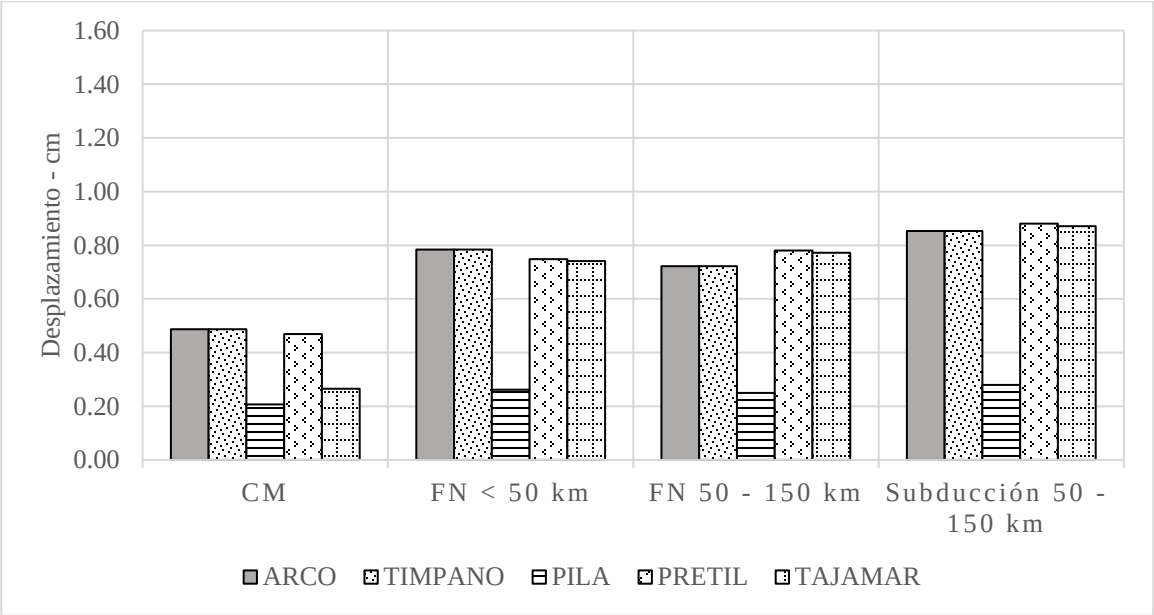


Figura 8.30. Desplazamientos máximos por macro elementos en la dirección vertical, P. Grande

Al ser un enfoque más global de los desplazamientos se observa que hay una mayor dispersión en términos de magnitud, por lo cual se recomienda que el monitoreo de la respuesta

se lleve a cabo de forma más específica sobre los elementos de interés. A pesar de ello este tipo de gráficos sirven para ver algunas tendencias y entender un poco más el comportamiento de los modelos, incluso pueden ser útiles para la detección de anomalías o posibles errores que lleven directamente a desplazamientos que no sean consistentes con el tipo de estructura. Entre los aspectos que vale la pena comentar está la influencia que tiene la CM en la respuesta vertical de los puentes, ya no solamente en los arcos sino en todos los macro elementos, con lo cual se valida en cierta forma la respuesta ante este tipo de carga. Por otro lado, se tiene que las zapatas son los elementos que menos se desplazan, al ser elementos que se encuentran limitados por un lado por las condiciones de frontera y por otro lado por las pilas que de por sí presentan poco desplazamiento. Continuando con las pilas, se observa que los desplazamientos máximos en la dirección transversal concuerdan en gran medida con el monitoreo de los nodos presentado en las figuras Figura 8.14, Figura 8.17 y Figura 8.20, con lo que se confirma que los desplazamientos máximos se presentan en los puntos donde se realizó el monitoreo. Se observa además que en la dirección longitudinal las pilas muestran un mayor desplazamiento, en sintonía con el resto de los macro elementos en esa dirección de análisis, lo que indica un movimiento del puente de manera conjunta, de acuerdo a lo anterior se analizará posteriormente este movimiento de las pilas en la dirección longitudinal para evaluar la distorsión angular.

Los tajamares al formar parte de las pilas, sufren desplazamientos muy similares en magnitud, por lo cual podrían considerarse como un mismo elemento o incluso evaluar solamente el desplazamiento en las pilas, siempre y cuando sean del mismo material y el tamaño del tajamar no sea excesivo en comparación con la pila. Este comportamiento es muy similar entre los arcos y los tímpanos, pues en todos los casos presentan desplazamientos muy similares entre sí. Hablando en términos de las distintas fuentes, se observa que el puente de la Historia presenta mayores desplazamientos en las tres direcciones de análisis para la fuente de subducción con distancia epicentral menor a 50 km, sin embargo, el puente Tresguerras muestra una diferencia poco significativa entre las tres fuentes sísmicas, así como una magnitud muy superior al puente de la Historia, a pesar de que como ya se mencionó comparten algunas características geométricas. Por un lado y quizá el aspecto donde se tiene mayor diferencia, es en el ancho de calzada ya que el puente de la Historia tiene un ancho de 6 m, mientras que el puente Tresguerras cuenta con una calzada de 9.44 m de ancho, siendo un 57 % mayor que el

puente de la Historia, adicionalmente el espesor de los rellenos también es distinto, siendo en este caso mayor en el puente de la Historia; todo esto conduce a que se tenga una distribución distinta de masa en cada puente. Por otro lado, el periodo fundamental del puente Tresguerras es un 34 % superior al periodo del puente de la Historia, por lo cual es más flexible y se espera que presente mayores desplazamientos.

Llama la atención que los desplazamientos de los arcos en la dirección transversal del puente Tresguerras (Figura 8.26) sean considerablemente mayores a los que se obtuvo cuando se monitoreó solamente la parte central (Figuras Figura 8.14, Figura 8.17 y Figura 8.20), dada esta situación se localizaron los puntos donde se presentaron estos desplazamientos superiores en el modelo y se encontró que eran zonas muy cercanas al arranque de los arcos, lo cual puede deberse a la concentración de masa que hay en esas zonas debido a los rellenos. Finalmente, en el puente Grande surgen algunos aspectos interesantes desde el punto de vista de los desplazamientos, en las Figura 8.28, Figura 8.29 y Figura 8.30 se confirma la disminución de la influencia que tiene el tipo de fuente sísmica en puentes de mayor longitud, pues no se aprecian diferencias importantes entre ellas en ninguna de las direcciones de análisis. Nuevamente tenemos que las pilas son los elementos que menos se desplazan transversal y verticalmente, mientras que muestran desplazamientos importantes en la dirección longitudinal. En la Figura 8.29 se observa un incremento notable de los desplazamientos correspondientes a tímpanos, pretiles y tajamares en la dirección transversal, lo cual se atribuye a la presencia de las bancas que se localizan sobre cada una de las pilas, las cuales se modelaron también como elementos sólidos y representan una masa adicional en esa zona.

8.4 Esfuerzos máximos

Una vez analizados los puentes desde el punto de vista de los desplazamientos y habiendo identificado las zonas más críticas en este aspecto, será más sencillo retomar el tema de los esfuerzos en la mampostería, con lo cual se obtendrá información adicional respecto a la vulnerabilidad de algunos elementos del puente. A continuación se analizará de forma comparativa la magnitud de los esfuerzos máximos que genera cada condición de carga, tanto en los arcos como en los tímpanos que como ya se dijo son los macro elementos más propensos a presentar daño.

Debido a la ausencia de una ley constitutiva que represente adecuadamente la mampostería en el software en que se modelaron los puentes, no fue posible limitar las tensiones en la mampostería, por ello en los gráficos anteriores se observan esfuerzos de tensión en algunos casos casi tan grandes como los esfuerzos de compresión, principalmente a causa del sismo. Este tipo de gráfico es útil para identificar el efecto tanto de la carga muerta como la accidental y determinar que condición es la más desfavorable. Posteriormente en el modelo se identificarán las zonas donde se presentan los mayores esfuerzos y se buscará la relacionarlos con el daño observado físicamente en los puentes. La intención es que en una siguiente etapa se tenga un modelo más completo con una ley constitutiva definida a partir de pruebas experimentales.

En el puente de la Historia se observa que nuevamente la fuente de fallamiento normal con distancia epicentral más corta es la que rige, generando los mayores esfuerzos, además no hay una variación importante entre los esfuerzos máximos que se producen entre los arcos y los tímpanos; el hecho que sean tan parecidos genera la teoría de que los esfuerzos máximos se generan en la zona donde se conectan estos elementos, esto se podrá corroborar cuando se vea la distribución de esfuerzos de forma gráfica. Considerando la resistencia a la compresión de la mampostería igual a 60 kg/cm^2 que se utilizó para definir el material, se observa en la Figura 8.32 que los esfuerzos de compresión actuantes está por debajo de ese valor; sin embargo, cuando se realicen las combinaciones es posible que se presenten esfuerzos superiores. Por otro lado en la Figura 8.33 se muestra que los esfuerzos de corte son mucho menores en magnitud, en comparación con los esfuerzos normales.

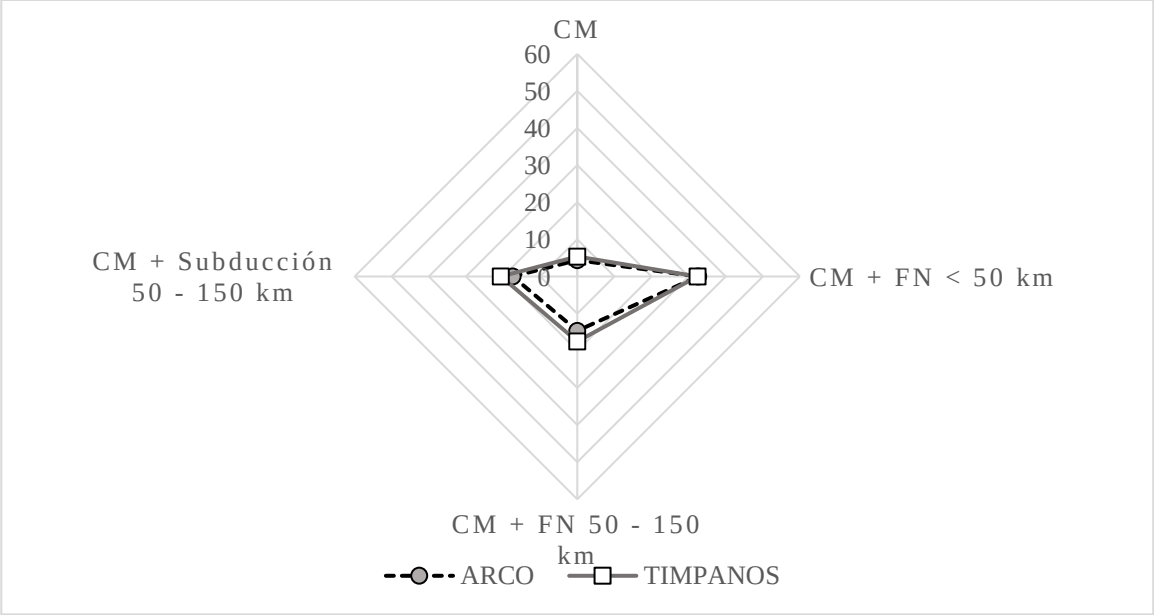


Figura 8.31. Esfuerzos máximos de tensión, Puente de la Historia (kg/cm^2)

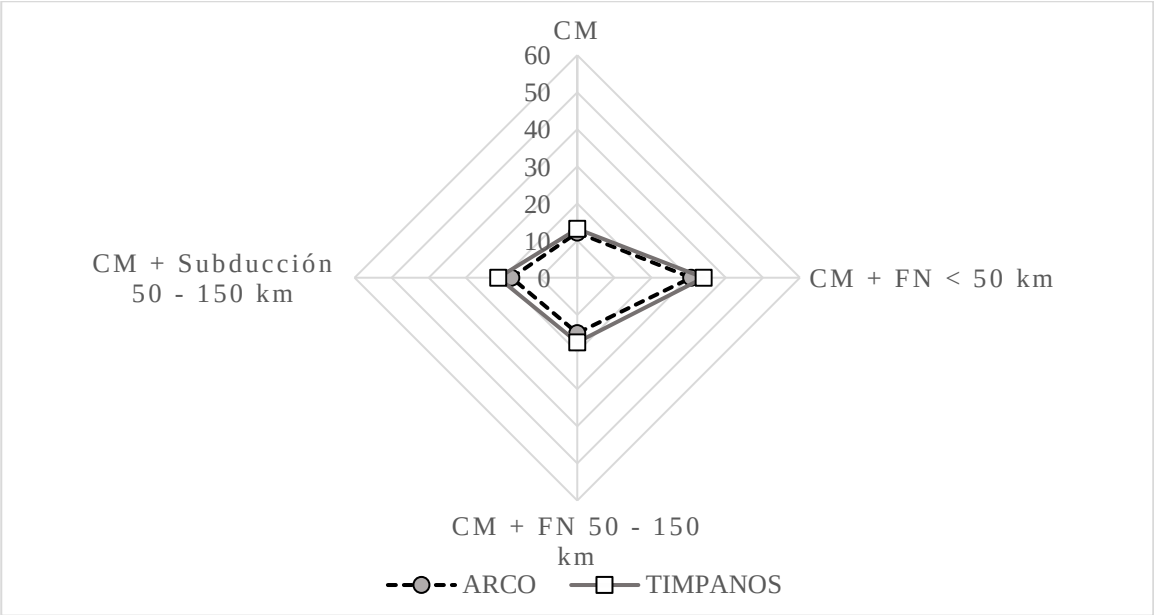


Figura 8.32. Esfuerzos máximos de compresión, Puente de la Historia (kg/cm^2)

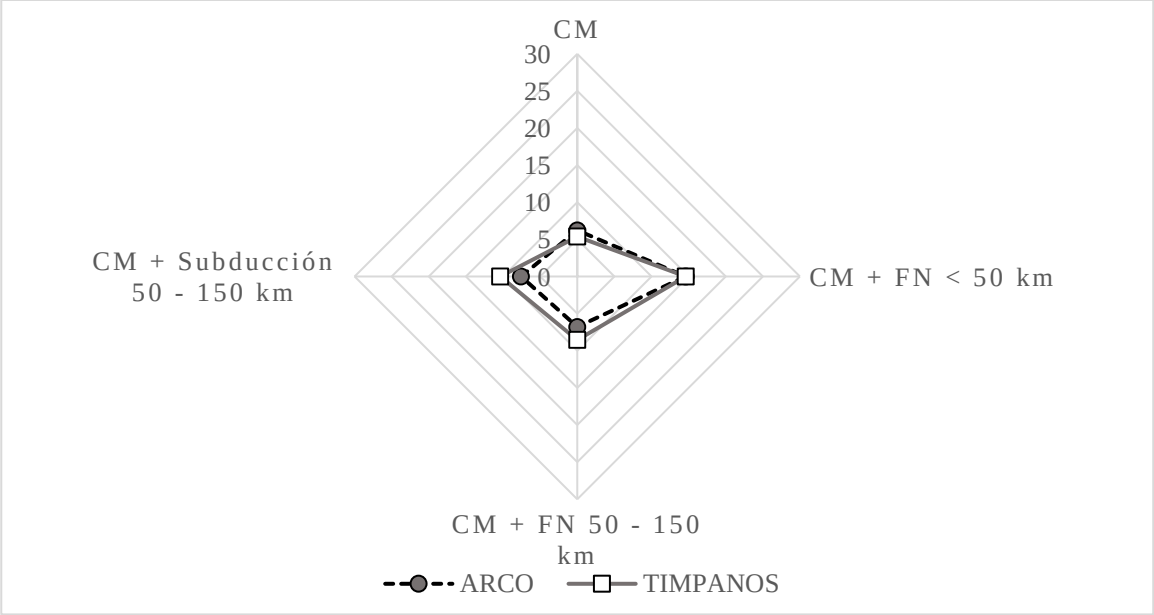


Figura 8.33. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente de la Historia (kg/cm^2)

En el puente Tresguerras la distribución de los esfuerzos es más uniforme para las cuatro condiciones de carga y son de menor magnitud que los que pertenecen al puente de la Historia. Nuevamente la magnitud de los esfuerzos de compresión entre arcos y tímpanos no es muy grande, con diferencias que oscilan los 5 kg/cm^2 (Figura 8.35); nuevamente los esfuerzos tangenciales también son de mucha menor magnitud que los normales (Figura 8.36). Nuevamente, el puente Grande es particularmente distinto a los otros dos, presentando esfuerzos de compresión que superan los 30 kg/cm^2 para todas las condiciones de sismo (Figura 8.38). Los esfuerzos tangenciales también son ligeramente mayores que en los otros puentes, superando los 10 kg/cm^2 (Figura 8.39).

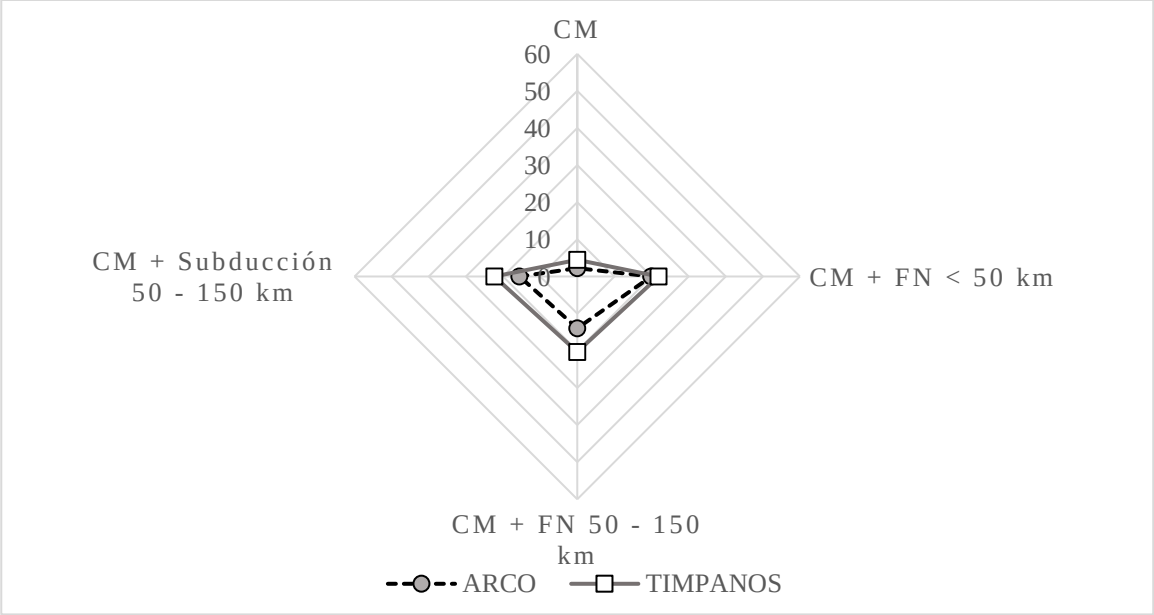


Figura 8.34. Esfuerzos máximos de tensión, Puente Tresguerras (kg/cm^2)

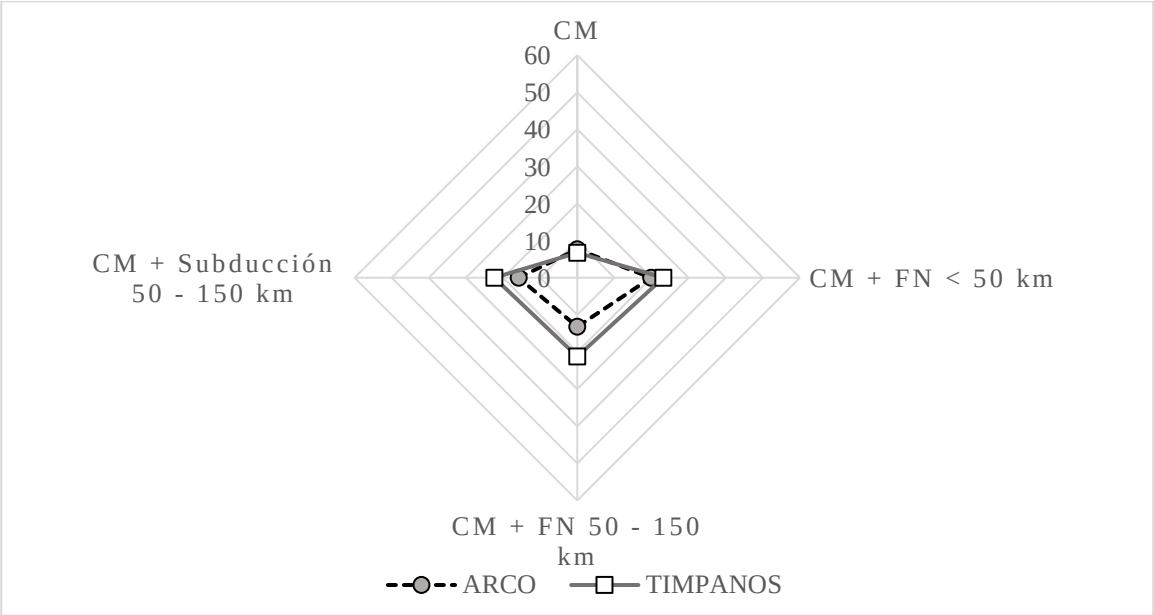


Figura 8.35. Esfuerzos máximos de compresión, Puente Tresguerras (kg/cm^2)

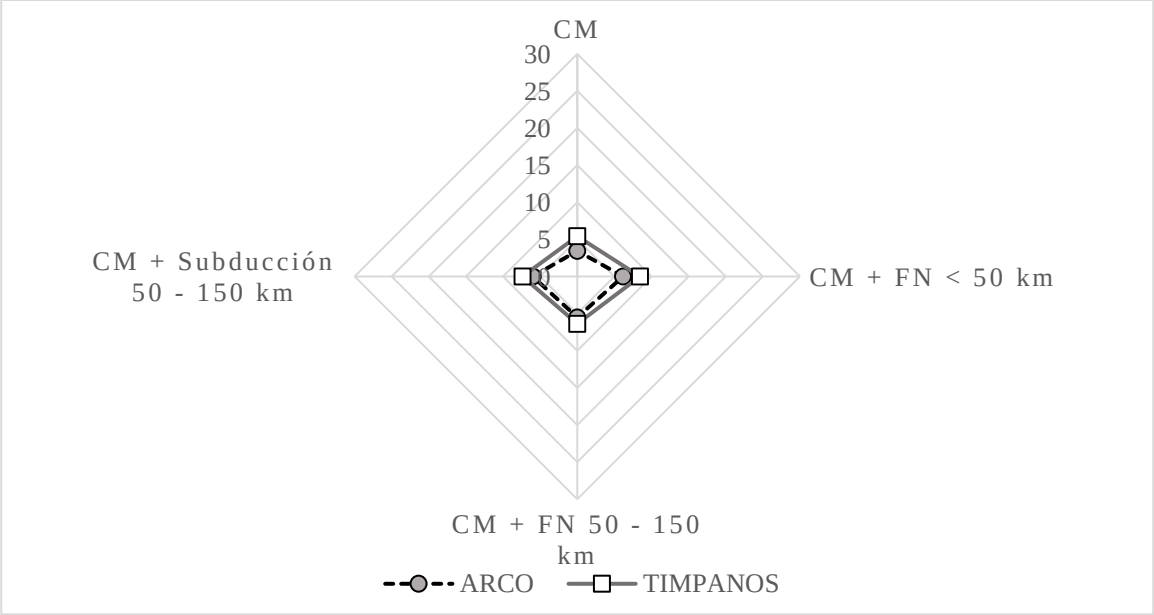


Figura 8.36. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente Tresguerras (kg/cm^2)

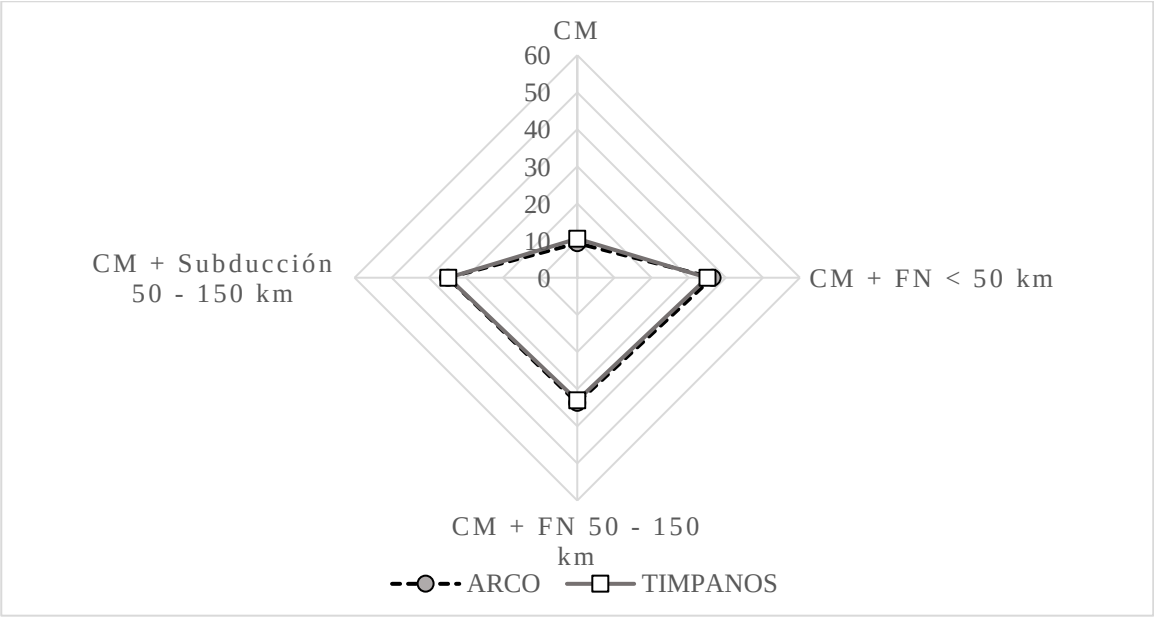


Figura 8.37. Esfuerzos máximos de tensión, Puente Grande (kg/cm^2)

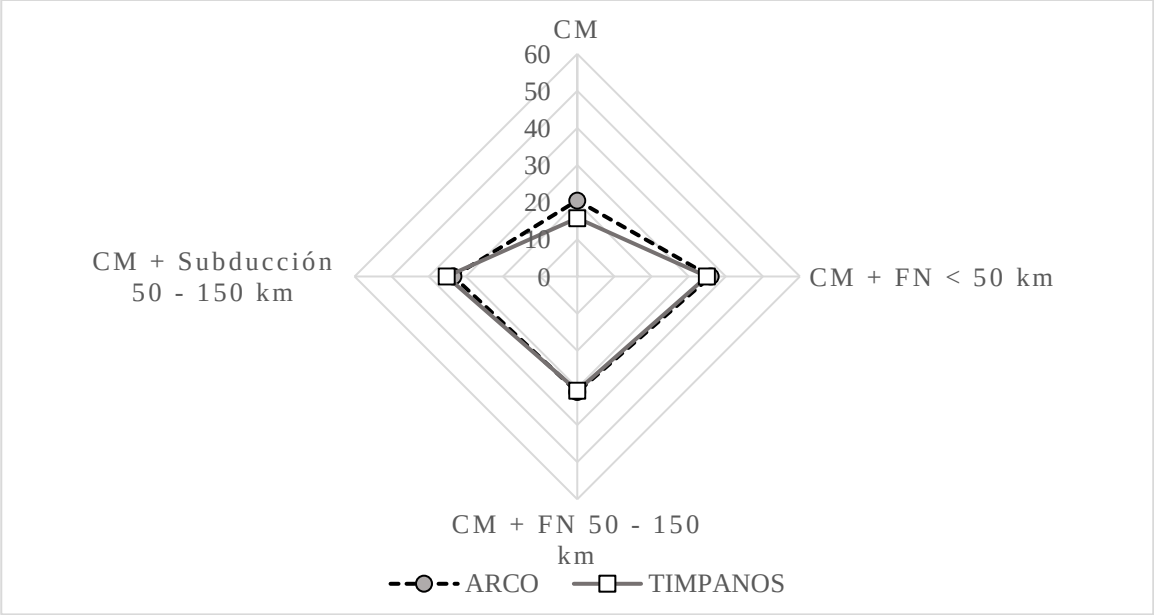


Figura 8.38. Esfuerzos máximos de compresión, Puente Grande (kg/cm^2)

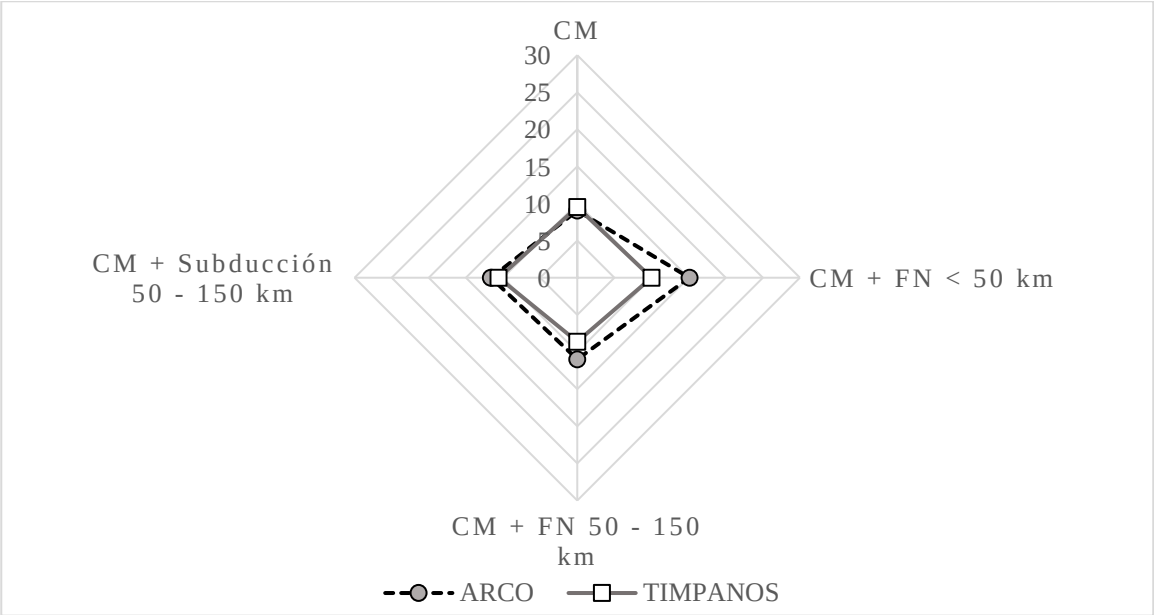


Figura 8.39. Esfuerzos tangenciales máximos, Puente Grande (kg/cm^2)

8.5 Esfuerzos combinados

Siempre es importante conocer los efectos que producen los estados de carga de manera independiente, pues esto ayuda a identificar las zonas más afectadas por cada uno ellos, a su vez que colabora en el entendimiento una vez que se combinen los efectos. Cuando una estructura se ve sometida a un movimiento en la base producto de la ocurrencia de un sismo, las ecuaciones que rigen su comportamiento dinámico dependen tanto de la masa como de la rigidez, haciendo que estos dos aspectos sean fundamentales cuando se evalúa la respuesta. La rigidez está implícita en los modelos numéricos y no se modifica, debido a que los análisis se realizan en el intervalo elástico, sin embargo, se debe tener especial cuidado en la representación de la masa que estará presente cuando ocurra el evento sísmico. En este caso la masa debe corresponder a la carga muerta que se encuentra aplicada en los puentes, y por ello se presentan a continuación los efectos combinados de la carga muerta con las tres fuentes sísmicas que conforman el análisis por sismo.

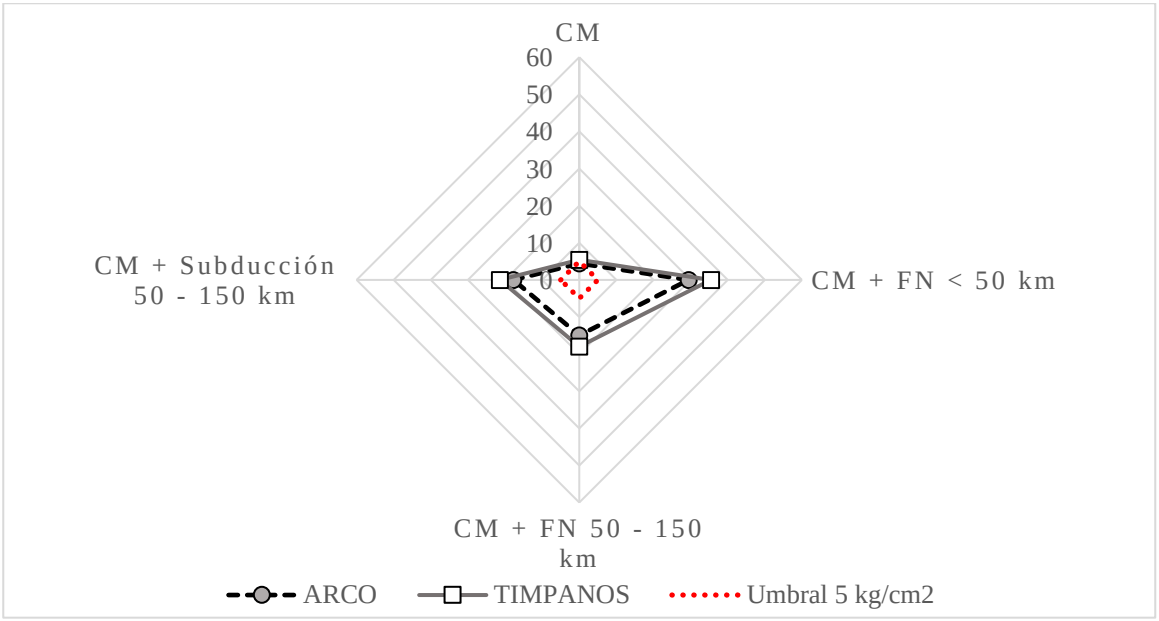


Figura 8.40. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente de la Historia (kg/cm^2)

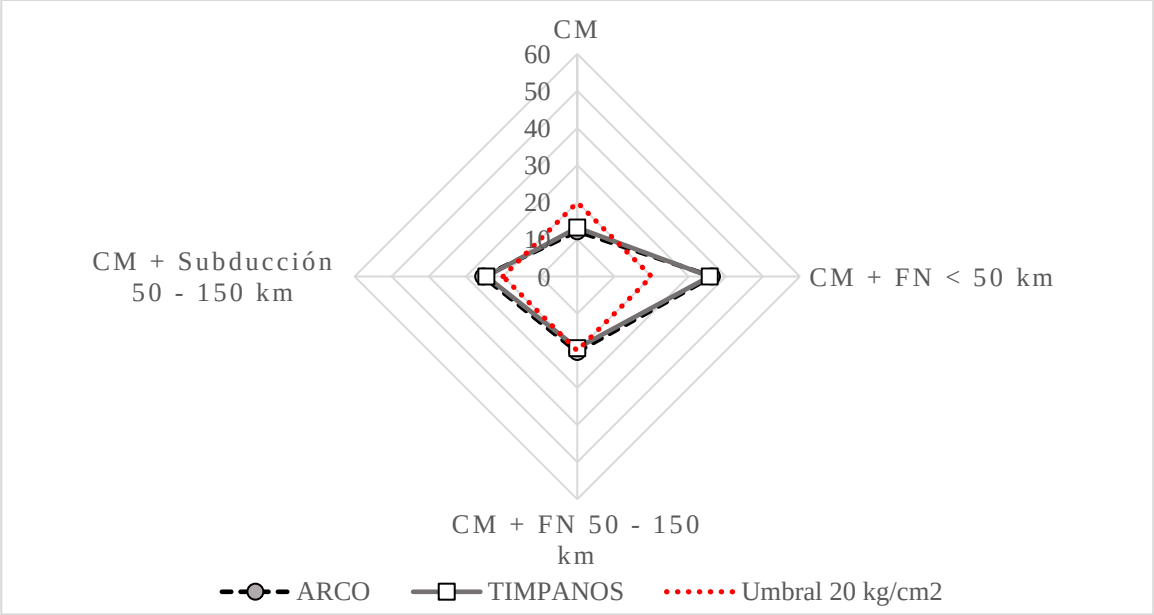


Figura 8.41. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente de la Historia (kg/cm^2)

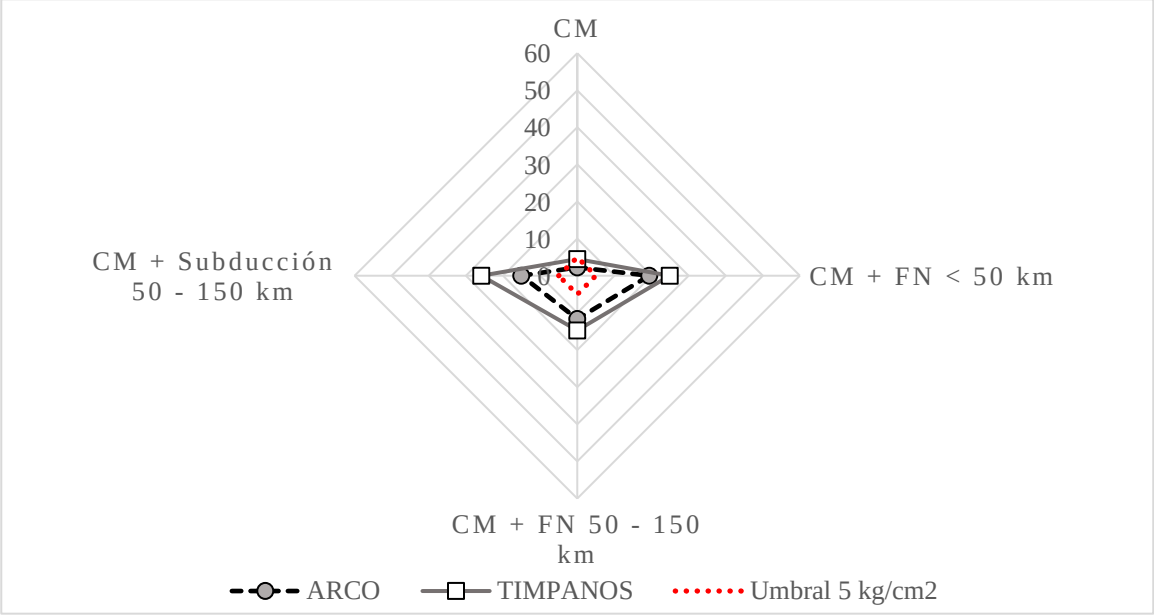


Figura 8.42. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente Tresguerras (kg/cm^2)

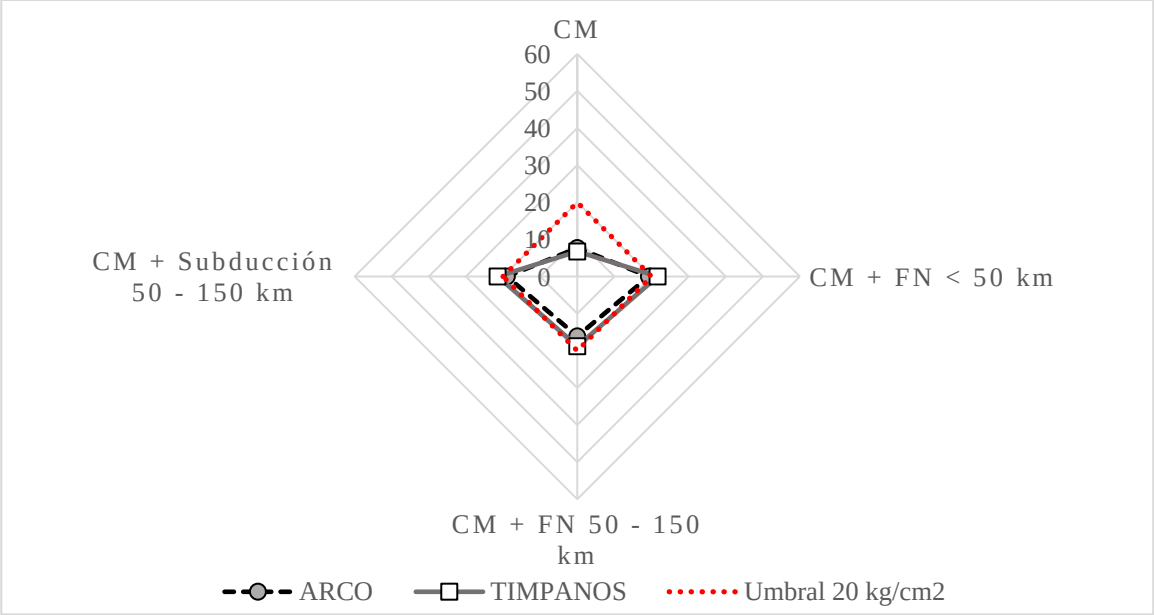


Figura 8.43. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente Tresguerras (kg/cm^2)

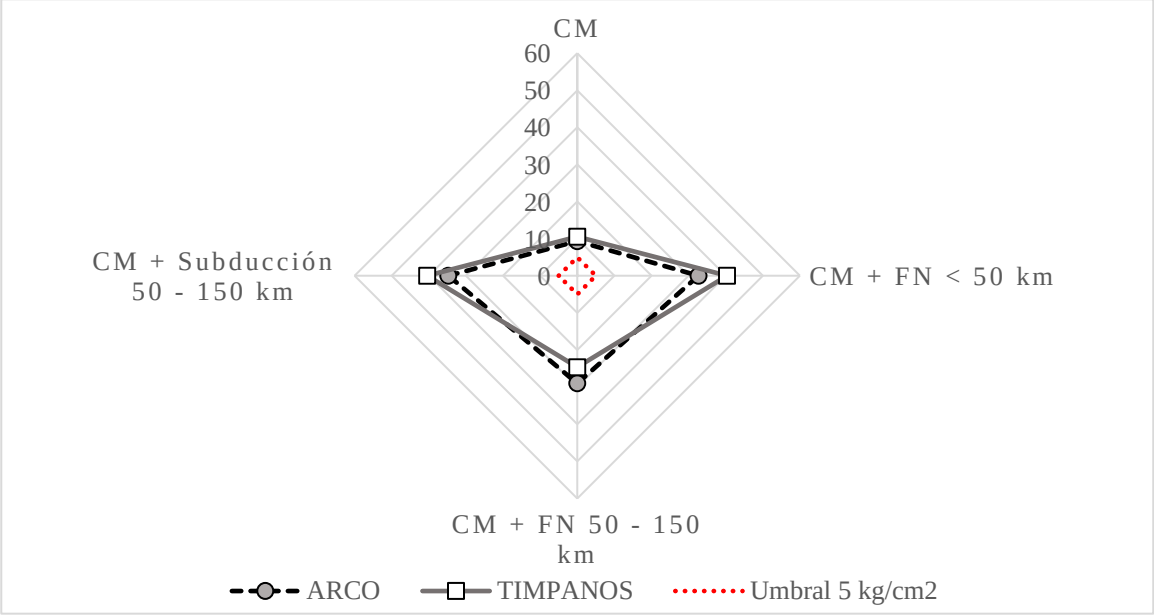


Figura 8.44. Esfuerzos máximos de tensión para las combinaciones de sismo, puente Grande (kg/cm^2)

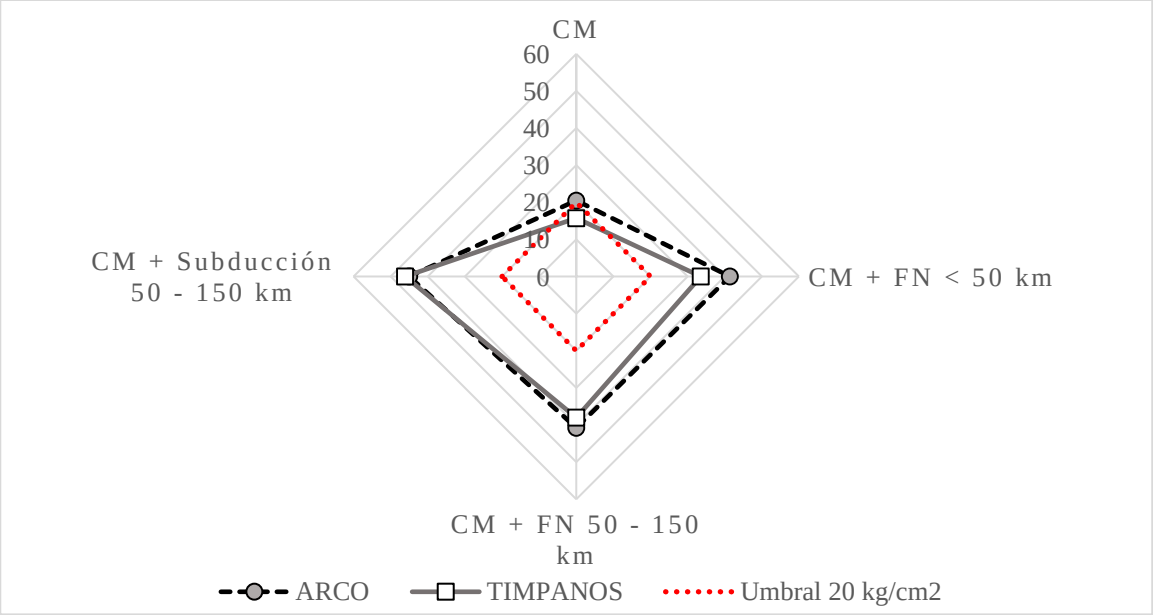


Figura 8.45. Esfuerzos máximos de compresión para las combinaciones de sismo, puente Grande (kg/cm^2)

Cuando se analizaron los efectos de forma independiente, se encontró que para la condición de CM las tensiones eran siempre ligeramente menores que las compresiones mientras que para las condiciones de sismo, el efecto era muy similar en tensión y compresión, esto se debe a que el análisis *paso a paso* produce desplazamientos en ambos sentidos para cada dirección de análisis. Al combinar los efectos se observa que, en todos los casos la tensión y compresión máximas se incrementan ligeramente, sin embargo, se espera que en muchos de los elementos sólidos disminuya la magnitud de los esfuerzos debido a que se contrarrestan la tensión y la compresión, éste efecto puede no verse relejados en éstas figuras ya que solo muestran los valores máximos

La información que se tiene hasta ahora respecto a los esfuerzos, representa únicamente los resultados numéricos obtenidos de los análisis, los cuales se pueden comparar con la resistencia a la compresión de la mampostería utilizada para definir el material; sin embargo, en términos de vulnerabilidad es más adecuado definir un parámetro que ayude a delimitar la presencia o no de daño en los puentes. Para ello se consultaron diversas fuentes relacionadas con el comportamiento de la mampostería, ya sea que se tratase de pruebas de laboratorio que

ubiquen un umbral de daño, o bien aplicaciones directamente en el modelado de estructuras de mampostería asociado al daño.

Campbell (2012) propone un modelo simplificado de curva esfuerzo deformación para analizar el comportamiento no lineal de muros de mampostería en el plano, en donde la curva cambia de pendiente en función de un porcentaje de la resistencia a la compresión de la mampostería. Campbell utiliza una curva para las piezas o ladrillos (Figura 8.46) y otra para el mortero (Figura 8.47) de forma independiente, en las cuales se plantea un comportamiento elástico del material hasta alcanzar un valor de un tercio de la resistencia a la compresión, que como veremos, es un valor encontrado en diversas referencias. Sharma y Khare (2016) utilizan un modelo muy similar para estudiar el comportamiento sísmico de la mampostería no reforzada, en este caso proponen dos curvas esfuerzo deformación, de acuerdo a diferentes reglamentos, siendo una de ellas la del ACI que propone también 0.33 de f*m como umbral para el intervalo elástico (Figura 8.48). Scheibmeir (2012) analizó diferentes leyes constitutivas para la mampostería en su trabajo sobre análisis sísmico no lineal de puentes en arco, por lo cual es quizá la referencia más cercana a este trabajo; aunque su trabajo va más enfocado a la parte no lineal, la mayoría de las propuestas que analiza tienen un comportamiento similar en el intervalo elástico, como la que se muestra en la Figura 8.49 que además coincide que lo expuesto anteriormente.

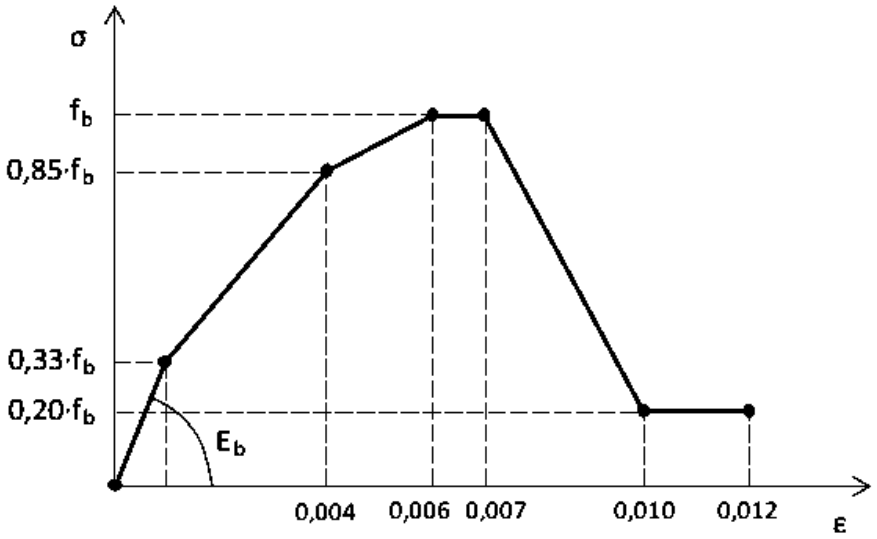


Figura 8.46. Curva esfuerzo - deformación de las piezas o ladrillos (Campbell, 2012)

Realmente hay poca información acerca de pruebas experimentales que tengan relación con los materiales que componen a los puentes en arco de mampostería, por lo tanto, se utilizará como umbral de daño el tercio de la resistencia a la compresión (20 kg/cm^2), habiendo comprobado que es útil en condiciones donde no se cuenta con mayor información. Por el lado de la tensión, en muchos casos se considera simplemente que la mampostería no resiste tensión, aunque en otros casos se ha considerado ya sea el 10% de la resistencia a la compresión, o un valor fijo que oscila entre los 2 y 5 kg/cm^2. En nuestro caso, el 10 % queda muy cercano a los 5 kg/cm^2, por lo que se decidió fijarlo en ese valor. En las Figura 8.40 aFigura 8.45 se representan estos límites para determinar si hay o no daño al haber excedido estos esfuerzos durante la acción del sismo. En términos generales se observa que los límites de 5 kg/cm^2 para tensión son superados por los esfuerzos máximos presentes en arcos y tímpanos, mientras que el límite de 20 kg/cm^2 para la compresión, en algunos casos se acerca bastante a los esfuerzos actuantes, salvo el puente Grande donde éstos últimos superan el límite claramente; aún falta identificar en qué zonas se presentan y como se distribuyen.

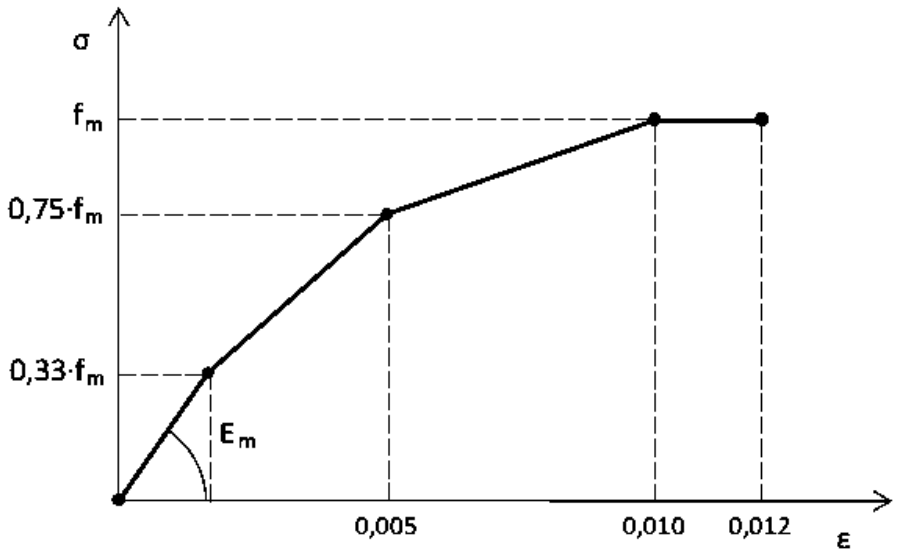


Figura 8.47. Curva esfuerzo - deformación del mortero (Campbell, 2012)

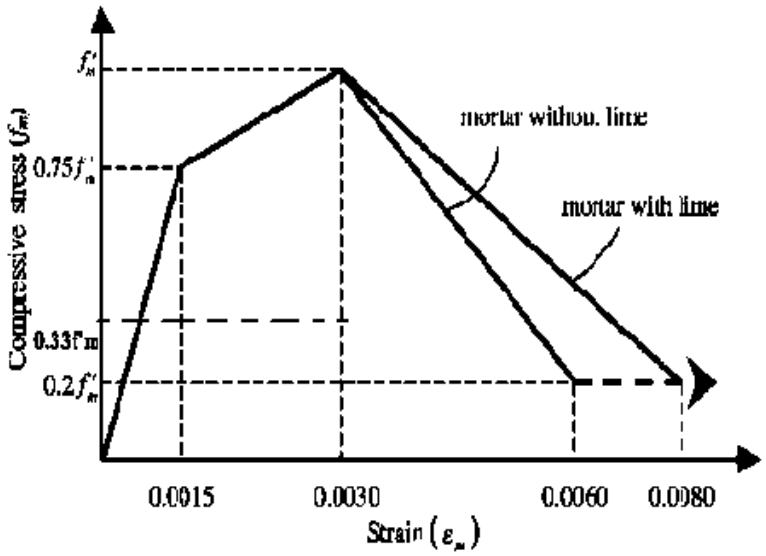


Figura 8.48. Curva esfuerzo – deformación usada por Sharma y Khare (2016)

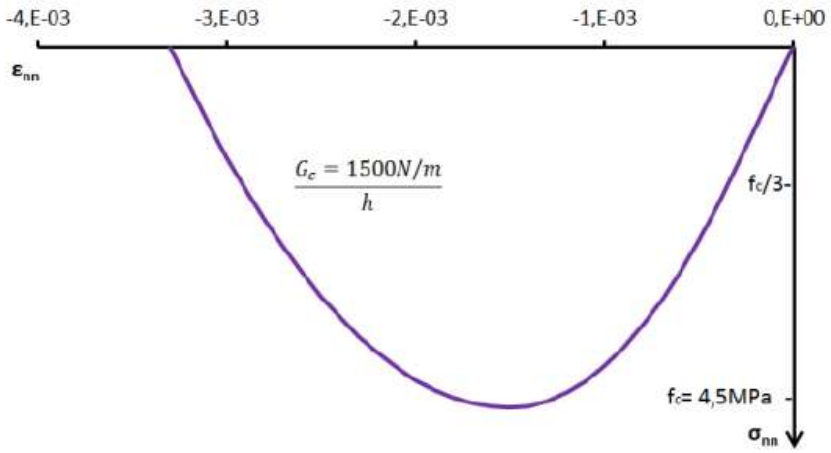


Figura 8.49. Curva esfuerzo deformación para compresión uniaxial (tomada de Scheibmeir, 2012)

8.6 Estado de esfuerzos en arcos

Así como en los desplazamientos se monitorearon algunos puntos de interés, es recomendable seguir un procedimiento similar para el caso de los esfuerzos, logrando una mayor sensibilidad en su magnitud y distribución; de lo contrario, trabajando únicamente con los valores máximos existe el riesgo de captar un esfuerzo que se desarrolle en una zona muy puntual relacionada con un aspecto totalmente ajeno al fenómeno que se desea representar. Considerando lo anterior, se decidió complementar la información que se tiene hasta ahora con figuras que ilustren el estado de esfuerzos en los arcos para distintas condiciones de carga; se incluyen solamente figuras para las condiciones más críticas, es decir en el arco de mayor claro para la combinación de carga más desfavorable, así como la condición de carga muerta, evitando así que resulte un número excesivo de gráficos.

Analizando primeramente la condición de CM, se observa que la magnitud de los esfuerzos en la mayor parte de los arcos no supera los 5 kg/cm^2 en compresión y los 2 kg/cm^2 en tensión, lo cual está ligeramente por debajo de lo reportado en las Figura 8.40 a Figura 8.45. Analizando con mayor detalle este aspecto en los modelos, se encontró que ésta concentración de esfuerzos se presenta únicamente en la región de sólidos que sirve como arranque del arco, al tener una disminución del área de contacto. Este comportamiento se presenta en los tres puentes (Figura 8.50 a Figura 8.52), donde se identifica claramente la tensión en el centro del

arco y la compresión en los bordes, muy cerca de las esquinas. Debido a la longitud de claro en el puente Grande, los esfuerzos en el arco son un poco mayores que en los otros dos puentes, sin embargo, no supera los límites ya mencionados.

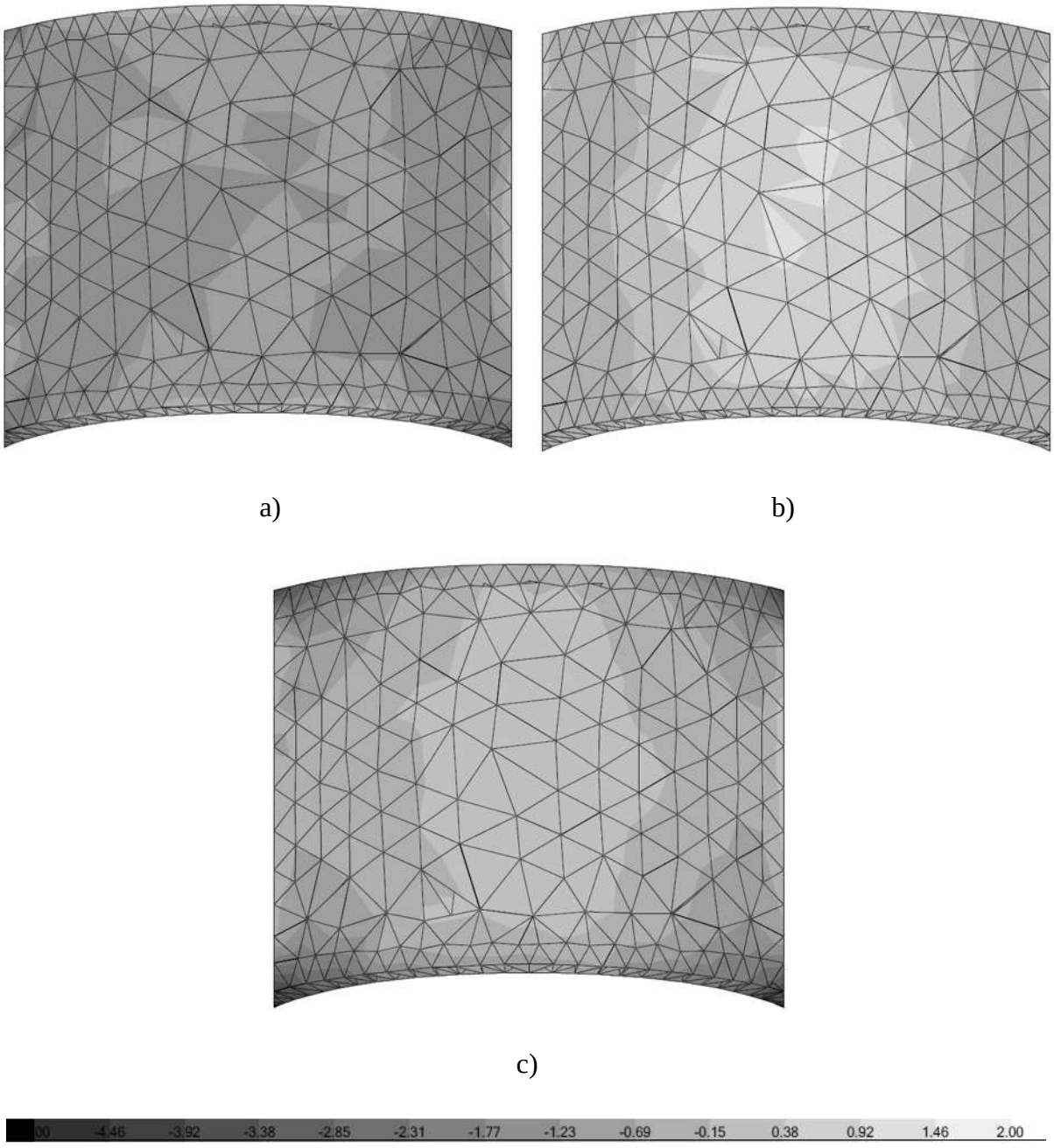
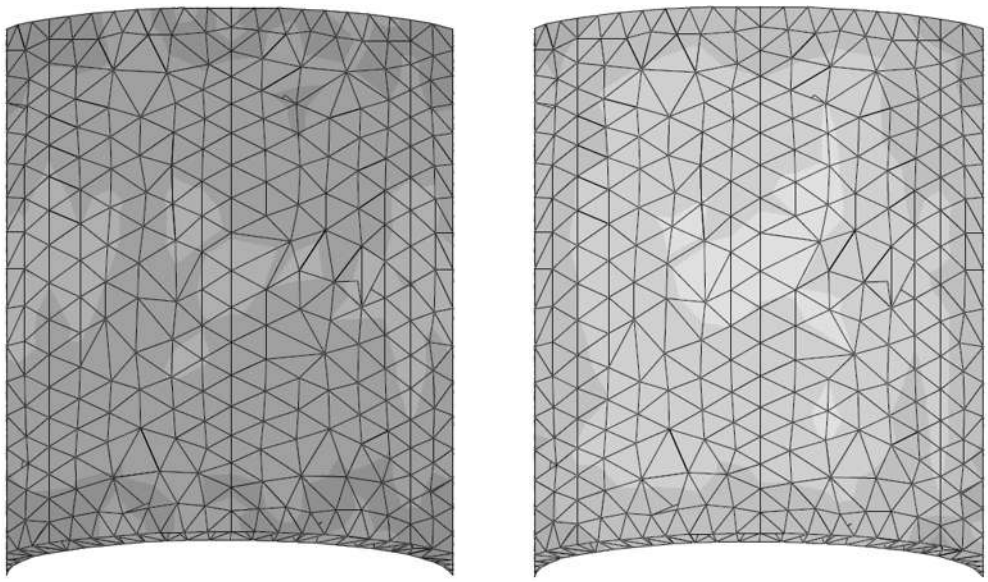
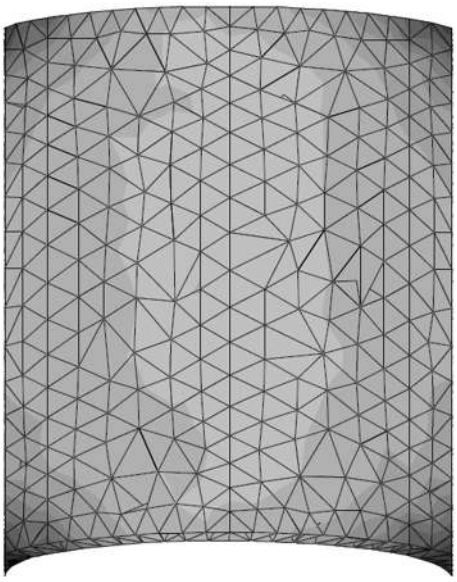


Figura 8.50. Distribución de esfuerzos por CM en arco central, puente de la Historia (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33



a) b)



c)

Figura 8.51. Distribución de esfuerzos por CM en arco central, puente Tresguerras (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33

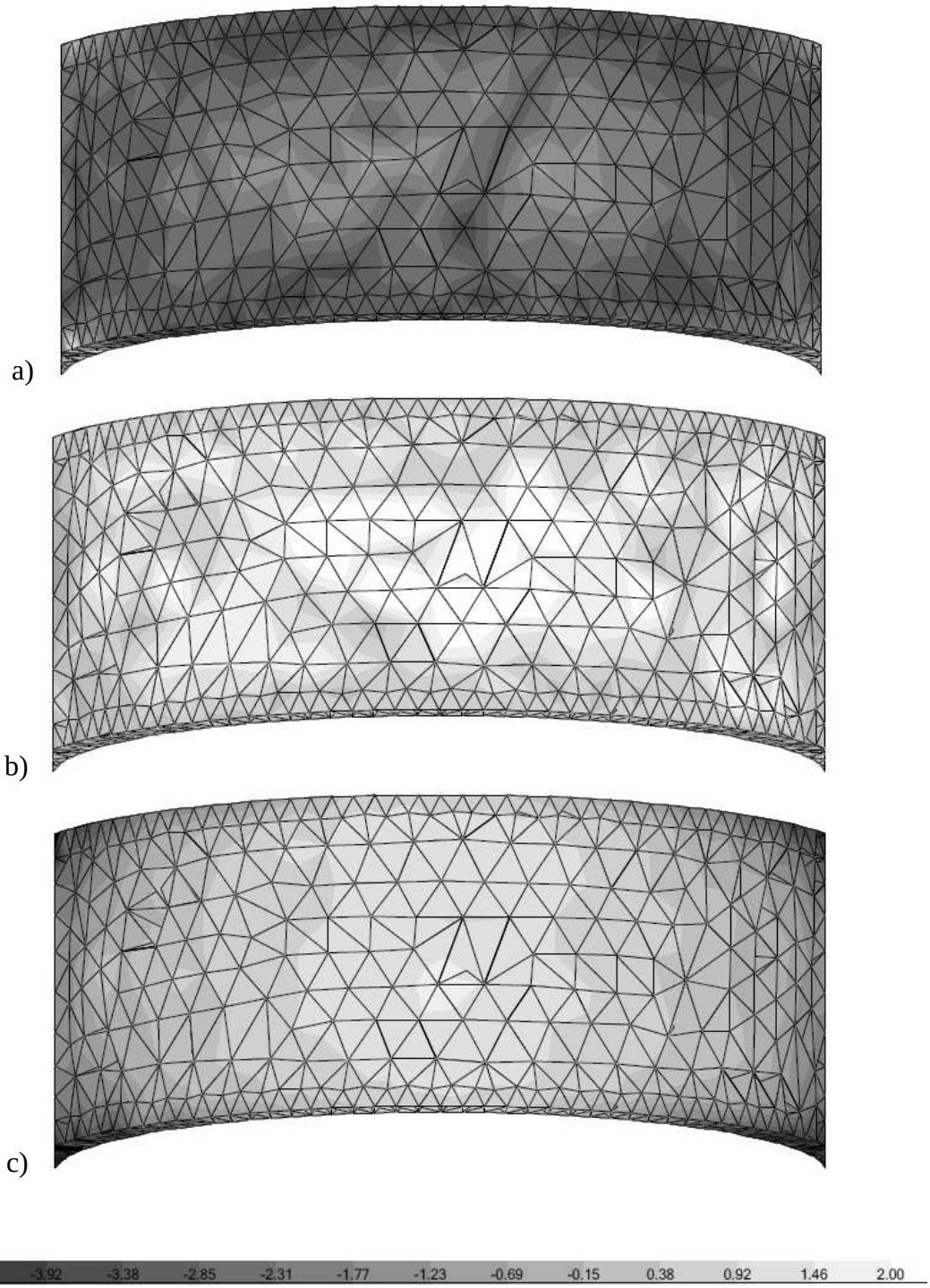


Figura 8.52. Distribución de esfuerzos por CM en arco de mayor claro, puente Grande (kg/cm^2). a) S11, b) S22, c) S33

Comparando los esfuerzos por carga muerta con el umbral de daño establecido en la sección 8.5, es claro que los esfuerzos que genera la carga muerta no producen daño sobre el puente, ya que fue diseñado para estas cargas, sin embargo, en combinación con otros efectos la situación es distinta. Para el caso de las combinaciones de sismo que es la condición de carga que nos interesa, se obtuvo el estado de esfuerzos para la dirección transversal que es la más desfavorable, esto se muestra en las Figura 8.53 a Figura 8.58. La escala se estableció de forma distinta para cada caso según la magnitud máxima de los esfuerzos, de forma que contrasten las zonas más claras correspondientes a tensión, contra las zonas más oscuras donde hay compresión.

En cuanto a la distribución y magnitud de los esfuerzos, nuevamente se observa que los mayores esfuerzos se concentran en los bordes, aunque ahora las compresiones disminuyen con respecto a la carga muerta, mientras que las tensiones incrementan notablemente superando el umbral de daño. Esto quiere decir que la demanda sísmica considerada en el análisis sin duda produciría daño en los puentes, aunque en este caso resulta inapropiado relacionar los resultados obtenidos con el daño que está presente actualmente en los puentes, ya que estos no se encuentran sujetos a la misma demanda que los modelos. Cabe esperar que puentes con estas características localizados en una zona cuya demanda se corresponda con la utilizada en este trabajo, presenten daños importantes en los arcos, principalmente en la zona bajo los tímpanos y en los riñones donde se identificó la mayor concentración de esfuerzo en los modelos; ésta concentración está directamente relacionada con la aparición de grietas que aparecen con frecuencia en este tipo de puentes.

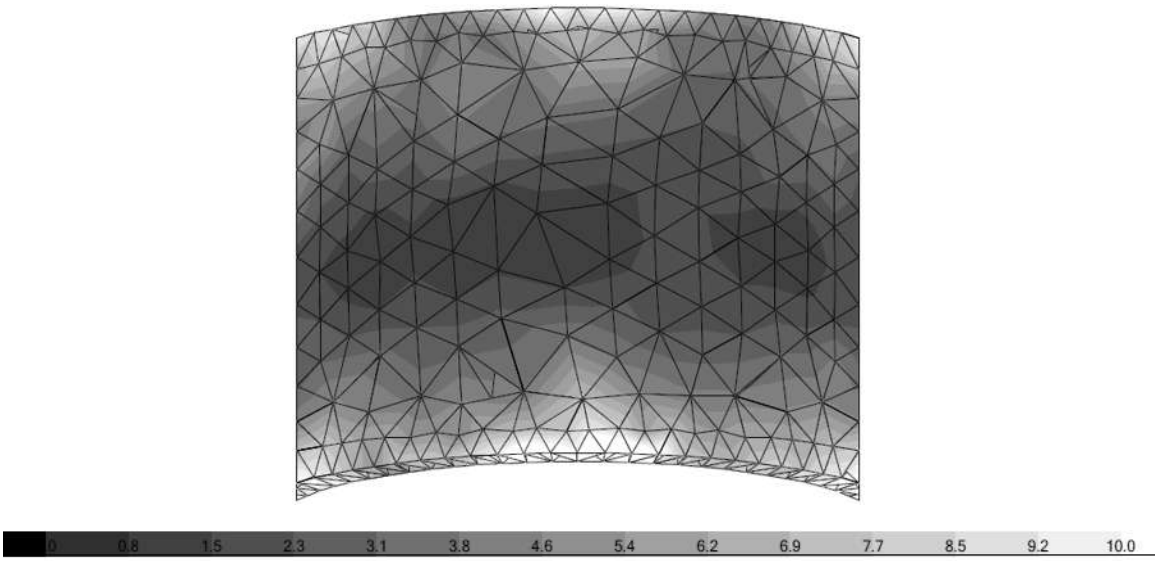


Figura 8.53. Esfuerzos S11 para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco central puente de la Historia (kg/cm^2)

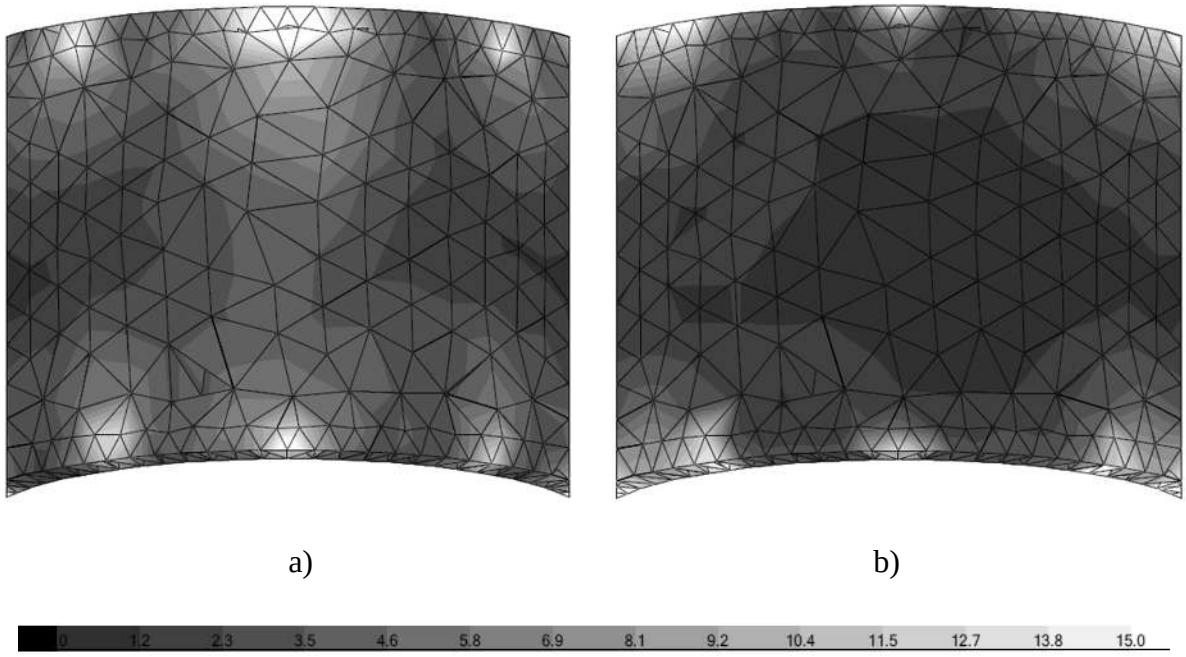


Figura 8.54. Esfuerzos para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco central puente de la Historia (kg/cm^2). a) S22, b) S33

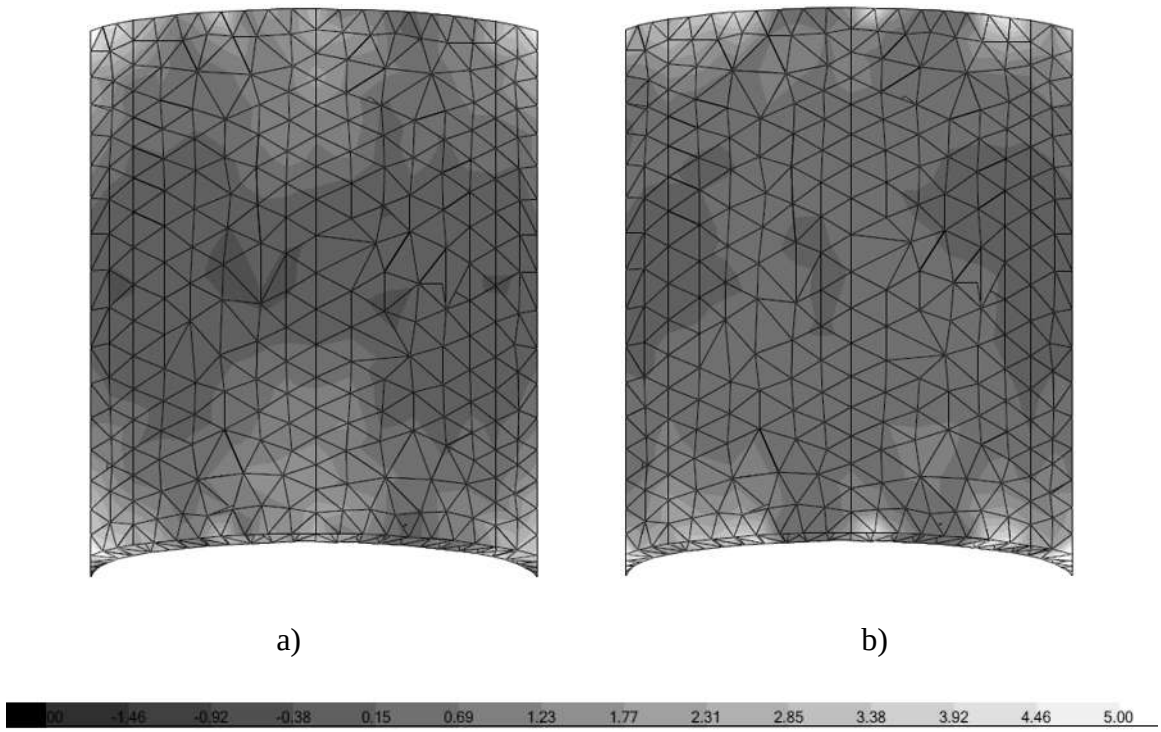


Figura 8.55. Esfuerzos para combinación de CM + SUB 50 - 150 km – Y, arco central puente Tresguerras (kg/cm^2). a) S11, b) S33

Figura 8.56. Esfuerzos S22 para combinación de CM + SUB 50 - 150 km – Y, arco central puente Tresguerras (kg/cm^2)

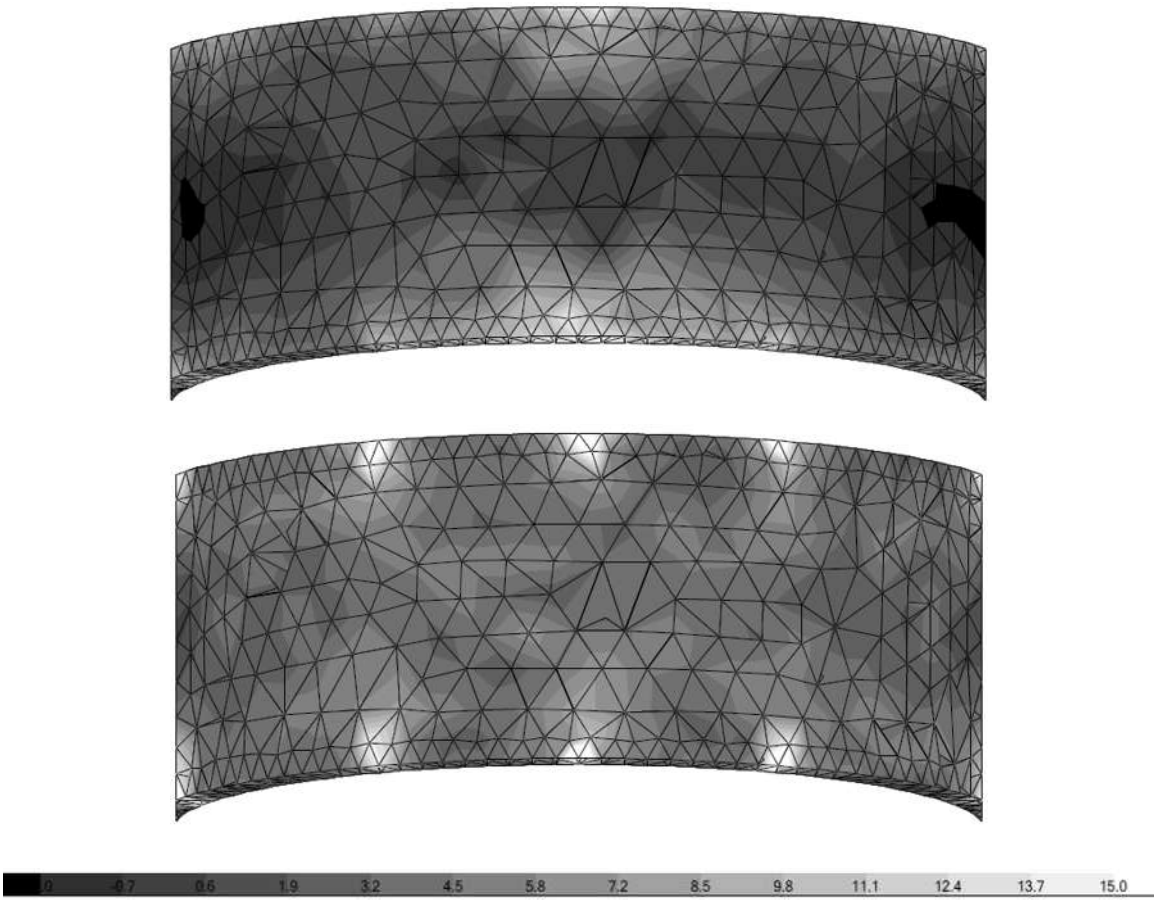


Figura 8.57. Esfuerzos para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco de mayor claro en puente Grande (kg/cm^2). a) S11, b) S22

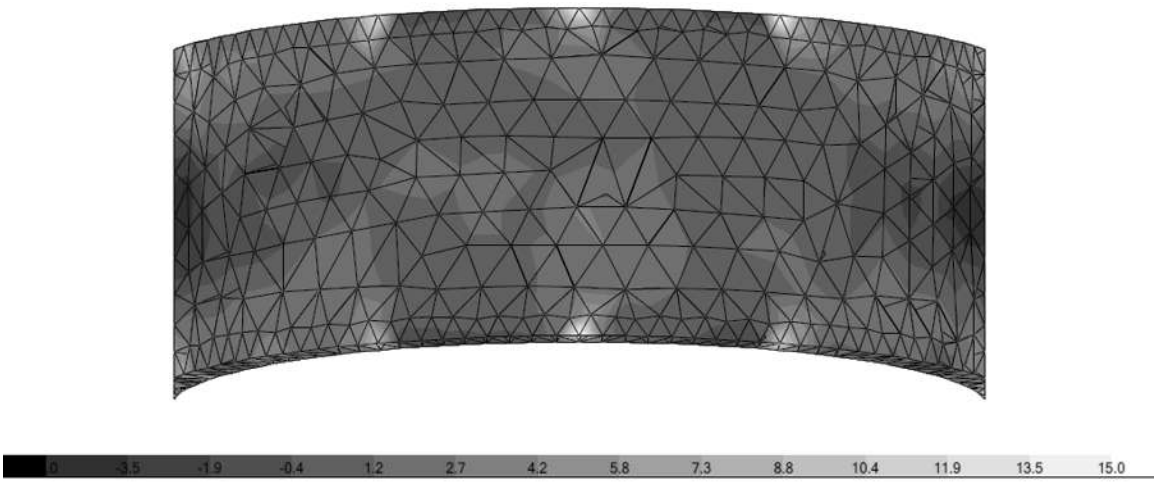


Figura 8.58. Esfuerzos S33 para combinación de CM + FN < 50 km – Y, arco de mayor claro en puente Grande (kg/cm^2)

8.7 Tendencias

Hasta ahora se trabajó con los resultados obtenidos de cada uno de los puentes de forma independiente, sin embargo, a pesar de las diferencias que tienen tanto desde el punto de vista geométrico como de los materiales, es importante determinar la relación entre la respuesta y algunos de los parámetros que definen al propio puente. En las siguientes figuras se proponen algunas de estas relaciones, considerando ciertos parámetros que se cree tienen una mayor influencia en la magnitud de los esfuerzos, particularmente de compresión. En la Figura 8.59 se relaciona el comportamiento dinámico de los puentes a través del periodo fundamental con el esfuerzo máximo de compresión reportado en los arcos, en donde se observa que no hay una tendencia clara que dependa del periodo, sin embargo, se confirma la importancia del periodo dominante de los espectros elásticos; se observa claramente como el Puente de la Historia al tener un periodo fundamental cercano a 0.12 s, coincide prácticamente con el periodo dominante del espectro elástico promedio obtenido para la fuente de fallamiento normal (Figura 7.8), por lo cual presenta esfuerzos mayores que el puente Tresguerras a pesar de ser muy similares en algunas características. Por otro lado, el puente Grande presenta un incremento importante respecto a los otros dos, al ser un puente de mayor longitud y claros, aunque no difiere significativamente del puente de la Historia. Algo muy similar ocurre en el caso de los tímpanos como se muestra en la Figura 8.60. Para la condición de CM, la cual no depende del periodo, se observa que los esfuerzos también son menores que en el Puente Tresguerras, esto significa que el periodo fundamental de los puentes no causa un efecto importante en la respuesta por sí mismo, sino que está más relacionado con la relación que tienen con los periodos dominantes de los espectros elásticos.

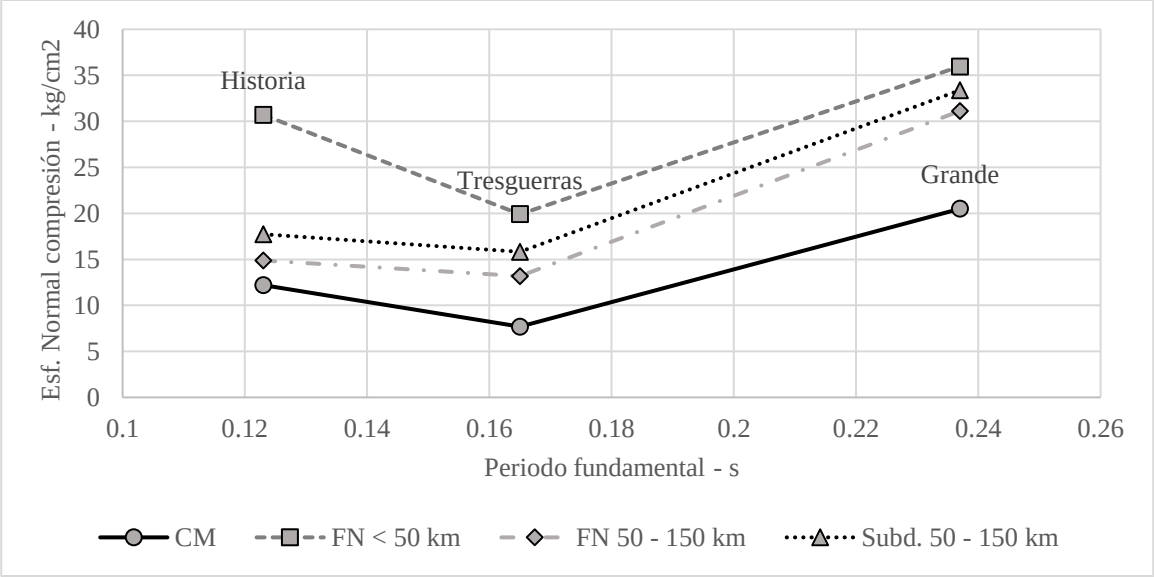


Figura 8.59. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función del periodo fundamental del puente

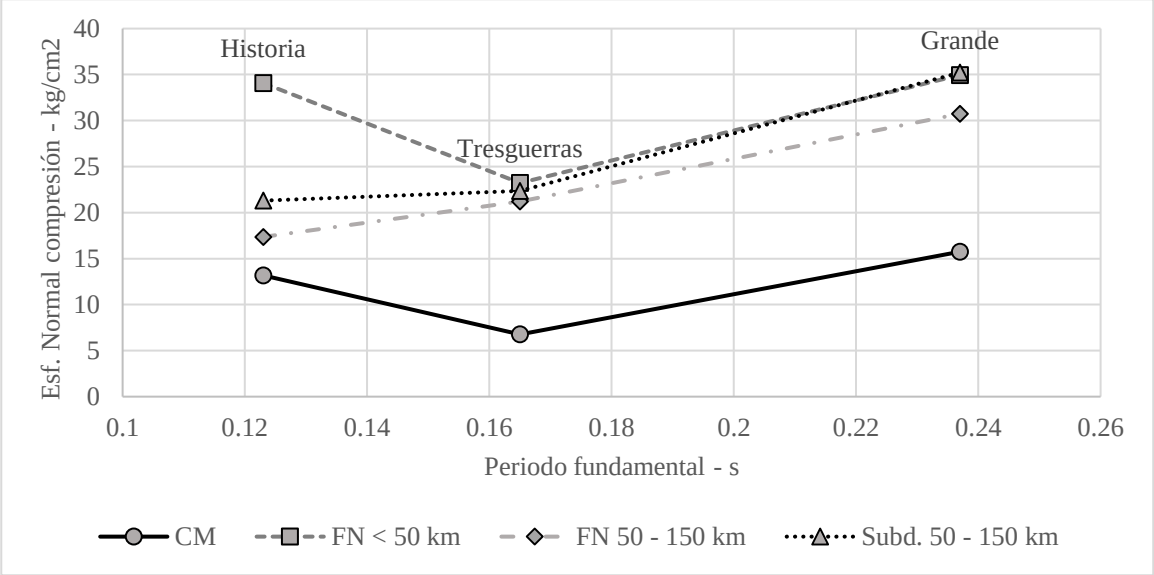


Figura 8.60. Esfuerzo máximo de compresión en tímpanos en función del periodo fundamental del puente

En la Figura 8.61 se grafica nuevamente el esfuerzo máximo de compresión pero esta vez contra la relación *r/s* del arco, donde *r* es el radio del arco y *s* el claro, de forma que el cociente r/s define la forma del arco y esto afecta directamente la distribución de los esfuerzos; una relación de r/s de 0.5 equivale a un arco totalmente semicircular y conforme disminuye este valor se va rebajando más el arco. El puente Tresguerras es el que tiene el arco más rebajado y a su vez presenta los esfuerzos menores de compresión, mientras que el puente de la Historia al ser menos rebajado sufre un incremento de esfuerzos. La tendencia es evidente, pues al tener arcos menos rebajados, el volumen de relleno sobre los mismos aumenta al igual que la carga gravitacional provocando esfuerzos mayores, afectando también las condiciones de carga accidental. De acuerdo a lo anterior podemos decir que la forma del arco sí tiene una influencia determinante en la distribución y magnitud de los esfuerzos tanto para carga gravitacional como accidental.

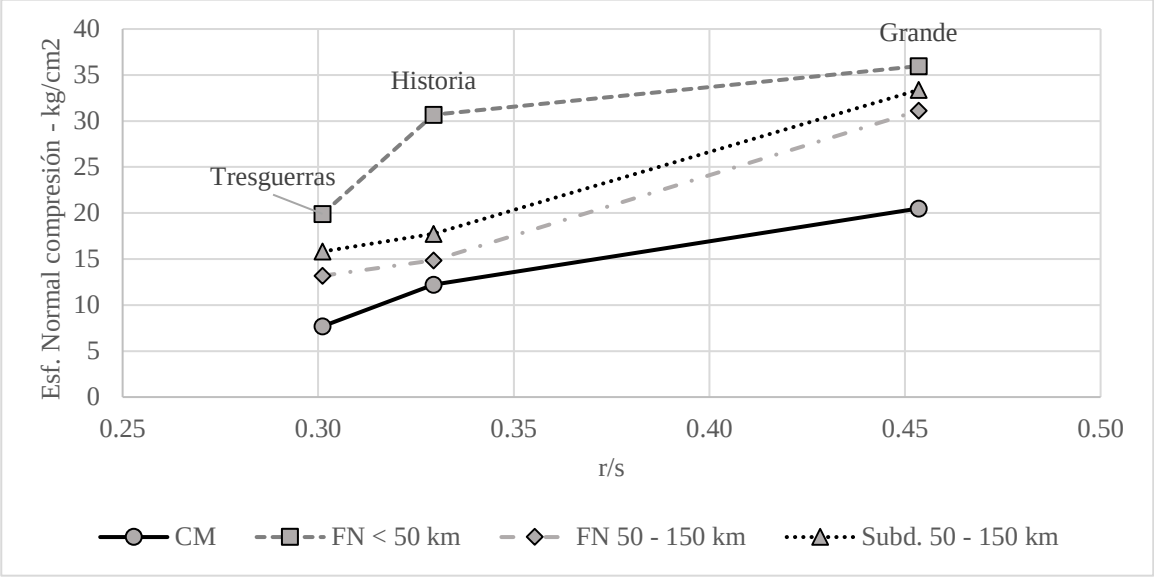


Figura 8.61. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la relación r/s

En la Figura 8.62 se compara el esfuerzo máximo de compresión con un parámetro adimensional que depende únicamente de la demanda, el cociente T_p / T_e es la relación entre el periodo fundamental del puente (T_p) y el periodo dominante del espectro elástico (T_e); de acuerdo a lo anterior, un valor de T_p / T_e cercano a la unidad representa una mayor demanda por

la forma en que coinciden los periodos, mientras que valores más alejados representan una menor demanda. Por un lado, se tiene que los puentes de la Historia y Tresguerras a pesar de tener esfuerzos máximos muy cercanos en magnitud, la demanda sísmica que los produce es muy distinta, salvo para la fuente de fallamiento normal con distancia epicentral menor que 50 km, donde el puente de la Historia presenta una amplificación importante debido a que su periodo fundamental coincide con el periodo dominante del espectro. Por otro lado, el puente Grande está asociado siempre con mayores esfuerzos a pesar de la variación en la relación de los periodos. Esto muestra que la influencia de la demanda en términos de los periodos no es un factor que determine en gran medida la magnitud de los esfuerzos máximos, sin embargo, es un aspecto que no debe perderse de vista como lo veremos más adelante cuando se obtengan las curvas de fragilidad.

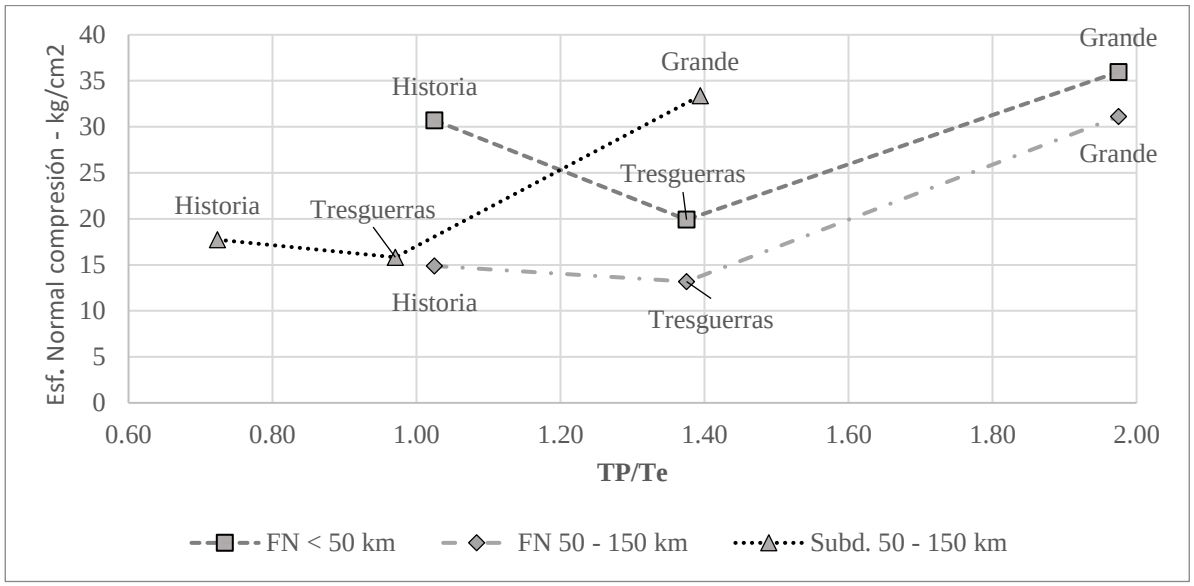


Figura 8.62. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la relación T_p /T_e

Otro aspecto que indudablemente tiene una relación directa con la magnitud de los esfuerzos es la masa y los rellenos son los elementos que mayor masa suelen aportar a la superestructura en los puentes en arco, esto se puede observar en la Figura 8.63, donde la tendencia es muy clara, ya que tener un incremento de masa implica necesariamente un incremento de esfuerzos.

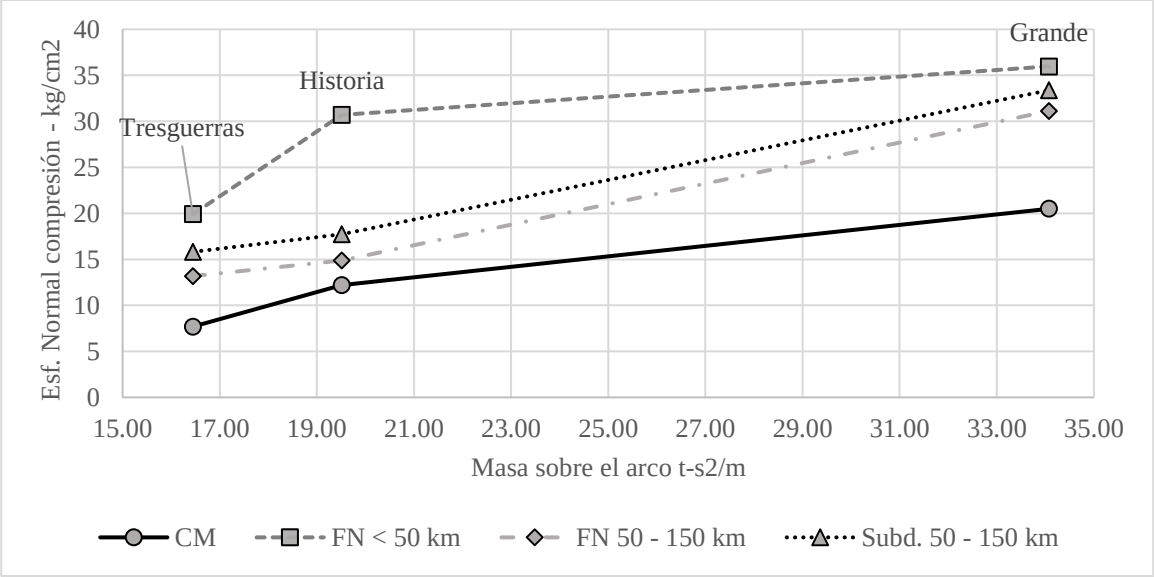


Figura 8.63. Esfuerzo máximo de compresión en arcos en función de la masa total de relleno sobre el arco

Hasta ahora el enfoque ha sido únicamente en los arcos, aunque como ya se comentó, la respuesta de los tímpanos está condicionada en cierta forma por los propios arcos; algunos de los gráficos anteriores fueron realizados también para los tímpanos, aunque los resultados fueron muy similares. De cualquier forma, se consideró importante graficar los esfuerzos obtenidos con un parámetro más relacionado a los tímpanos como es el espesor del relleno, ya que, al trabajar como muros de contención, su comportamiento está directamente relacionado con los empujes laterales producto del relleno que contienen. Quizá la forma en que se modelaron los rellenos no permite evaluar estos empujes directamente en el modelo numérico, sin embargo, como vemos en la Figura 8.64 sí se refleja la dependencia de este parámetro de forma muy evidente.

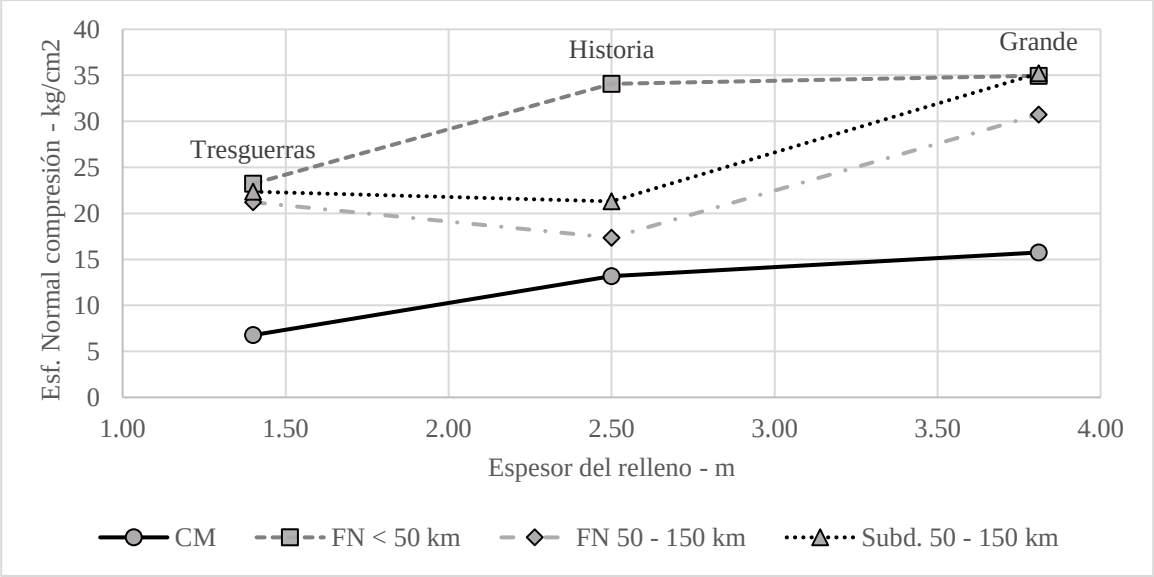


Figura 8.64. Esfuerzo máximo de compresión en los tímpanos en función del espesor de relleno promedio

9 CONCLUSIONES

Durante las campañas de medición se observó que los cinco puentes presentan señales de mantenimiento correctivo, producto del inevitable deterioro de los materiales y algún impacto producido por vehículos como es el caso del puente Batanes, sin embargo, fuera de estas acciones se muestra una falta de mantenimiento preventivo constante que garantice un buen funcionamiento. Algunos de los puentes presentan ligeros agrietamientos en el intradós de las bóvedas, así como humedad causada principalmente por un drenaje ineficiente, formando incluso vegetación entre las piedras que forman los tímpanos. Todos estos aspectos confirman el hecho de que los puentes históricos reciben muy poca atención en México por parte de los gobiernos municipales y estatales, lo cual acentúa el riesgo de falla cuando se ven sometidos a cualquier combinación de carga accidental. De tal forma que, primeramente este trabajo pretende dar a conocer las causas por las cuales se debe mejorar la atención hacia estas estructuras, no solo por el trasfondo histórico por el cual probablemente no han sido abandonadas totalmente, sino por la seguridad y el funcionamiento que como puente debe garantizar.

Desde el punto de vista de la medición experimental, se comprobó que la vibración ambiental es aplicable también para obtener las propiedades dinámicas en estructuras masivas como son los puentes de mampostería, facilitando así la calibración de los modelos. Con esta técnica se logró una concordancia superior al 90 %, entre las frecuencias experimentales y las obtenidas de los modelos, en todos los casos. Por otro lado, la facilidad para realizar la identificación de sistemas si depende en gran medida de la geometría de la estructura, siendo más complicado obtener los parámetros en estructuras que sean en exceso rígidas, como en este caso el puente del Marqués.

En términos de demanda, se identificó la importancia del contenido de frecuencias de la fuente sísmica en la respuesta, de tal forma que, para las estructuras de periodo menor a 0.15 s, la fuente de fallamiento normal es la que produce una mayor respuesta, mientras que para puentes con periodo más cercano a 0.22 s, la fuente que tiene un mayor efecto es la de subducción. Esta información puede ser útil para establecer de forma preliminar la vulnerabilidad de algún puente según su localización respecto a las fuentes.

Los desplazamientos en los puentes mostraron que la acción sísmica es la que produce mayor respuesta, sin llegar a ser excesivos, ya que en la mayoría de los casos se encuentran por debajo de 1 cm, de igual forma se observó que los elementos que experimentan mayores desplazamientos son los arcos y los tímpanos sobre todo en la dirección transversal y longitudinal. Se encontró además que para el caso de puentes de mayor longitud como es el caso del puente Grande, la magnitud de los desplazamientos difiere menos entre una fuente y otra. Se determinó que la forma más confiable de evaluar los desplazamientos es a través de monitorear zonas muy específicas del modelo, ya que así se pierde la incertidumbre que se tiene al obtener los valores máximos de cada macro elemento. Para las pilas se encontró que presentaban los mayores desplazamientos en la dirección longitudinal, sin embargo, las distorsiones siguiendo siendo muy bajas, menores a 0.0005.

El trabajo que se realizó con los esfuerzos resultó de mayor utilidad en términos del daño asociado a los puentes, si bien los desplazamientos son un indicador directo del daño en estructuras que no desarrollan ductilidad, es más complejo relacionarlos con los estados límite de servicio. A través de los esfuerzos fue posible no solamente encontrar las zonas más vulnerables sino además el tipo de falla que pueden producir si esos esfuerzos superan a los permisibles. En éste caso se tomaron algunos criterios utilizados en mampostería para establecer el primer estado límite que se presenta cuando los esfuerzos de compresión alcanzan los 20 kg/cm^2, esto es cuando se comienza a producir el agrietamiento llegando hasta 60 kg/cm^2 que es el límite que resiste la mampostería utilizada para modelar lo puentes. De acuerdo a lo anterior se observó que para los puentes Historia y Tresguerras los esfuerzos que produce el sismo pueden llegar a alcanzar esos 20 kg/cm^2 aunque no de una forma preocupante, por lo cual el daño asociado es capaz de repararse. Por otro lado, el puente Grande experimenta esfuerzos los suficientemente por encima del umbral de los 20 kg/cm^2 para pensar en un daño moderado a severo. Sería interesante continuar evaluando puentes que se encuentren en la zona donde se producen demandas como las que aquí se proponen, y seguir el procedimiento propuesto hasta comparar los daños del modelo con los que tiene el puente físicamente.

BIBLIOGRAFÍA

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

L.S. Krstevska, M. Kustura, Lj. A. Tashkov; (2008). Experimental in-situ testing of reconstructed old bridge in Mostar, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China October 2008

C. Gentile, N. Gallino; (2014). Ambient vibration-based investigation of the "Victory" arch bridge, Polytechnic of Milan, Italy

Baris Sevim, Alemdar Bayraktar et al.; (2012). Assessment of nonlinear seismic performance of a restored historical arch bridge using ambient vibrations, Karadeniz Technical University, Turkey

Altunisik, A., (2011). "Vibration-based operational analysis of the Mikron historic arch bridge after restoration" en Civil Engineering and Enviromental Systems. Vol 28, No.3, September 2011, 247-259

Yegian, M y S. Arzoumanidis., Seismic Vulnerability Assessment and Retrofitting of the Historic Brooklyn Bridge, Northeastern University

De Arteaga, I. y P. Morer., (2012). The effect of geometry on the structural capacity of masonry arch bridges. en Construction and Buildings Materials. Vol 34, 2012, 97-106

Chiarugi A, Fanelli A, Giuseppetti G (1993). Diagnosis and strengthening of the Brunelleschi Dome. In: IABSE Symposium 1993, IABSE, Zürich

Macchi G, Ruggeri M, Eusebio M, Moncecchi M (1993). Structural assessment of the leaning tower of Pisa. In: Structural preservation of the architectural heritage, IABSE, Zürich, Switzerland, pp 401–408

Croci G (1995) The Colosseum: safety evaluation and preliminary criteria of intervention. Structural Analysis of Historical Constructions, Barcelona

Mola F, Vitaliani R (1995) Analysis, diagnosis and preservation of ancient monuments: the St. Mark's Basilica in Venice. In: Structural analysis of historical constructions I. CIMNE, Barcelona, Spain, pp 166–188

Meli R, Sánchez-Ramírez AR (1995) Structural aspects of the rehabilitation of the Mexico City Cathedral. In: Structural analysis of historical constructions I, CIMNE, Barcelona, Spain, pp 123–140

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

Foto Puente medieval«Roman bridge, Ourense (Spain)» de Victor Hermida Prada - originally posted to Flickr as Roman bridge, Ourense (Spain). Disponible bajo la licencia CC BY 2.0 vía Wikimedia Commons.

SÁNCHEZ, Narciso S. Geometría de los arcos, Guía para la construcción y trazado de arcos. España, Región de Murcia, 2001. 127p.

GAUTHEY, M. Obras, Tratado de la construcción de puentes. Francia, 1843. 354p

Solla M, Lorenzo H, Novo A, Caamaño J. C (2011). Structural analysis of the Roman Bibei Bridge (Spain) based on GPR data and numerical modelling. en Automation in Construction. Vol 22, 2012, 334-339

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

Campanela G (1928) Masonry bridges for engineers. Biblioteca Tecnica Internazionale, Milán, Italia

Roca P, Cervera M, Gariup G, Pela L (2010). Structural analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches. en Arch Comput Methods. Vol 17, 2010, 299-325

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

Riveiro B, Solla M et al; (2012). A novel approach to evaluate masonry arch stability on the basis of limit analysis theory and non-destructive geometric characterization. en Automation in Construction. Vol 31, 2013, 140-148

Brencich A, De Franceso U, Assessment of multispan masonry arch bridges. I: simplified approach. En Journal of Bridge Enginnering. Vol 9, No. 6, (2004)

De Felice G, (2009). Assessment of the load-carryng capacity of multi-span masonry arch bridges using fibre beam elements. en Engineering Structures. Vol 31, 2009, 1634-1647

Thavalingam A, Bicanic N et al; Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges. en Computers and Structures. Vol 79, 2001, 1821-1830

Brencich A, Sabia D, (2007). Experimental identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro bridge. en Construction and Building Materials. Vol 22, 2008, 2087-2099

Drosopoulos G, Stavroulakis G, (2006). Influence of the geometry and the abutments movement on the collapse of stone arch bridges. en Construction and Building Materials. Vol 22, 2008, 200-210

Fanning P, Boothby T, Roberts B, (2000). Longitudinal and transverse effects in masonry arch asessment. en Computers and Structures. Vol 89, 2011, 1615-1627

Lubowiecka I, Arias P et al; (2011). Multidisciplinary approach to the assessment of historic structures based on the case of a masonry bridge in Galicia (Spain). en Construction and Building Materials. Vol 15, 2001, 51-60

Pela L, Aprile A, Benedetti A, (2009). Seismic assessment of masonry arch bridges. en Engineering Structures. Vol 31, 2009, 1777-1788

Carr A, Jáuregui D et al; (2013). Structural evaluation of historic masonry arch bridges based on first hinge formation. en Construction and Building Materials. Vol 47, 2013, 569-578

Gonen H, Dogan M et al; (2013). Structural failures in retrofit historical murat masonry arch bridge. en Engineering Failre Analysis. Vol 35, 2013, 334-342

Fanning P, Boothby T, (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. en Computers and Structures. Vol 79, 2001, 2645-2662

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

Modena C, Tecchio G, Da Porto F, (2016). Masonry arch bridges in the Italian railway engineering experience: state of condition, static reliability, seismic verification and retrofit strategies, Dept. of civil, Enviromental and Architectural Engineering (ICEA), University of Padova, Italy

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

Brincker, R., Zhang, L., & Andersen, P. (2000). Modal Identification from Ambient Responses using Frequency Domain Decomposition. In IMAC 18: Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC), San Antonio, Texas, USA, February 7-10, 2000 (pp. 625-630)

Andersen, P., Brincker, R., Peeters, B., Roeck, G. D., Hermans, L., & Krämer, C. (1999). Comparison of System Identification Methods using Ambient Bridge Test Data. In Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference (IMAC), Kissimmee, Florida, USA, February 8-11, 1999 (pp. 1035-1041). Society for Experimental Mechanics.

Pela L, Aprile A, Benedetti A (2012). Comparison of seismic assessment procedures for masonry arch bridges. en Construction and Building Materials 38, 2013, 381-394

Campbell, J. (2012). Numerical model for nonlinear analysis of masonry walls. (Tesis doctoral). Universidad RWTH de Aachen

Sharma A, Khare R, (2016). Pushover Analysis for seismic evaluation of masonry wall. en International journal of structural and civil engineering research. Vol 5, No. 3, Agosto 2016, 235 – 240

Scheibmeir, E. (2012). Nonlinear seismic analysis of a masonry arch bridge. (Tesis de maestría). Universidad Politécnica de Catalunya

Carreño E, Bravo B, Suárez A, & Tordesillas M (1999). Registro y tratamiento de acelerogramas. en Física de la Tierra. No. 11, 1999, 81 – 111

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

Zhang L, et al; (2002). Ambient vibration testing & modal identification of an office building. en Proceedings of the 20th International modal analysis conference, Los Angeles, E.U., Febrero 2 – 5, 2002

Wardhana K, Hadipriono C, (2003). Analysis of recent bridge failures in the United States. en Journal of performance of constructed facilities. No. 17, 2003, 144 – 150

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

Comisión Federal de electricidad (2008). Manual de diseño de obras civiles, Diseño por sismo, México.