



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en ciencias en Estructuras

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO Y
TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREENFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES
HASTA DE 80 METROS**

Ing. Julio Oswaldo Vásquez Pac

Asesorado por la MSc. Inga. Ana Celeste Coutiño Mendizabal

Guatemala, enero de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO Y
TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREENFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES
HASTA DE 80 METROS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. JULIO OSWALDO VÁSQUEZ PAC

ASESORADO POR LA MSC. INGA. ANA CELESTE COUTIÑO MENDIZABAL

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN CIENCIAS EN ESTRUCTURAS

GUATEMALA, ENERO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Mtro. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. José Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO Y
TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREENFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES
HASTA DE 80 METROS**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de Escuela de Estudios de Postgrado con fecha 03 de diciembre del 2014.

Ing. Julio Oswaldo Vásquez Pac

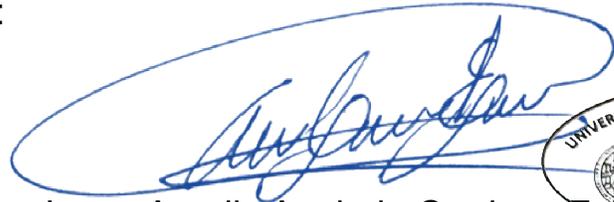
Facultad de Ingeniería

Decanato
24189101-
24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.004.2022

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO Y TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREENFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES HASTA DE 80 METROS**, presentado por: **Julio Oswaldo Vásquez Pac**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras, después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada ★

Decana

Guatemala, enero de 2022

AACE/gaoc



Guatemala, enero de 2022

LNG.EEP.OI.004.2022

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO Y TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREESFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES HASTA DE 80 METROS”

presentado por **Julio Oswaldo Vásquez Pac** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cofi
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería





Guatemala, 30 de julio de 2021

M.Sc. Edgar Darío Álvarez Cotí
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Presente

M.Sc. Ingeniero Álvarez Cotí:

Por este medio informo que he tenido a la vista la revisión realizada por el docente de PAG 02 sobre el **INFORME FINAL** del trabajo de graduación titulado: **“EFECTIVIDAD DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREESFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES HASTA 80 METROS”** del estudiante **JULIO OSWALDO VÁSQUEZ PAC** quien se identifica con número de carné **100018475** del programa de **Maestría en Ingeniería en Estructuras**.

Con base en la evaluación realizada por el docente hago constar que se verificó la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el **Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014**. Por lo cual el trabajo evaluado cuenta con mi aprobación, para ser evaluado en la defensa de su tesis.

Agradeciendo su atención y deseándole éxitos en sus actividades profesionales me suscribo.

Atentamente;

M.Sc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador
Maestría en Ingeniería en Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería USAC

Guatemala, 19 de julio de 2021

Ingeniero M.Sc.
Edgar Álvarez Cotí
Director
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería USAC
Ciudad Universitaria, Zona 12

Distinguido Ingeniero Álvarez:

Atentamente me dirijo a usted para hacer de su conocimiento que como asesor de trabajo de graduación del estudiante **JULIO OSWALDO VÁSQUEZ PAC**, Carné número **1000 18475**, cuyo título es "**EFFECTIVIDAD DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR DE CONCRETO PREEFORZADO, PARA PUENTES DE LUCES HASTA 80 METROS**", para optar al grado académico de Maestro en **Ingeniería en Estructuras**, he procedido a la revisión del mismo.

En tal sentido, en calidad de asesor doy mi anuencia y aprobación para que el estudiante **VÁSQUEZ PAC**, continúe con los trámites correspondientes.

Sin otro particular, me es grato suscribirme de usted.

Atentamente,

Ana Celeste Castiño Mendizábal
Ingeniera Civil Maestra En Ingeniería De Estructuras
Asesor

M.Sc. Ana Celeste Castiño Mendizábal
INGENIERA CIVIL
MAESTRIA EN ESTRUCTURAS
Col. No. 8757

ACTO QUE DEDICO A:

Dios	Por ser una importante influencia y fortaleza en mi carrera, entre otros aspectos.
Mis padres	Oswaldo Guillermo y Miriam Consuelo. Su amor eterno será siempre mi inspiración.
Mi esposa	Heidi Soledad, por ser una importante influencia y apoyo en mi carrera profesional, académica y personal
Mis hijos	Pablo y Sofía, por ser dos ángeles en mi vida.
Mis hermanos	Pamella, Marlon y Miriam, por el apoyo mutuo.
Mis familiares y amigos	Por ser una importante influencia en mi carrera, entre otras cosas.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser una forjadora de sueños y cultivadora de conocimientos
Facultad de Ingeniería	Por brindarme todos los recursos y herramientas que fueron necesarios para llevar a cabo el proceso de investigación. No hubiese podido llegar a estos resultados de no haber sido por su incondicional ayuda.
Oswaldo Guillermo Vásquez Pacajoj	Principal motor de mis sueños, gracias por siempre confiar en mí, creer en mí y en mis expectativas
Ana Celeste Coutiño Mendizabal	Quien con sus conocimientos y apoyo me guió a través de cada una de las etapas de este proyecto para alcanzar los resultados que buscaba.
Julio Alejandro de León Chavarria	Quien con sus conocimientos y apoyo a este proyecto fue posible alcanzar los resultados que buscaba.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	I
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	XI
TABLAS.....	XVII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XXV
GLOSARIO.....	XXXI
OBJETIVOS.....	LIX
RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO.....	LXI
INTRODUCCIÓN.....	LXV
1. MARCO REFERENCIAL.....	1
1.1. El uso de los arcos articulados en estructuras de puentes.....	1
1.2. Teoría estructural de arcos	10
1.2.1. Método de elementos finitos.....	12
1.2.2. Condiciones de funicular y directriz de fuerzas en arco circular.....	14
1.2.3. Geometría del arco circular	16
1.3. Análisis estructural de arcos	18
1.3.1. Arco circular triarticulado	21
1.3.2. Arco circular biarticulado	30
1.3.3. Arco circular empotrado	31
1.4. Factibilidad del proceso constructivo para puentes arco con tablero superior.....	33
1.4.1. Construcción de arco por voladizos sucesivos con torre provisional.....	33

1.5.	Definición de Componentes del puente arco con tablero superior	37
1.5.1.	Cimentaciones	41
1.5.2.	Pilas tipo cabeza de martillo	47
1.5.3.	Tablero superior de concreto	49
1.5.3.1.	Sección transversal del tablero superior.....	54
1.5.4.	Arco	58
1.5.5.	Aparatos de apoyo.....	63
1.5.6.	Articulaciones de concreto reforzado	65
1.5.6.1.	Tipo apoyo cilíndrico de concreto reforzado ...	68
1.5.6.2.	Tipo Mesnager	69
1.5.6.3.	Tipo Considere.....	73
1.5.6.4.	Tipo Freyssinet.....	77
1.6.	Cargas.....	85
1.7.	Factores de carga, combinaciones de carga y estado límites de cargas	93
1.8.	Criterios de diseño sísmico de puentes según NSE 5.2 de AGIES (2018) y AASHTO (2017)	96
1.8.2.	Diseño sísmico de puentes por capacidad.....	101
1.8.2.2.	Localización de rótulas.....	108
1.8.2.3.	Elementos protegidos por capacidad	110
1.8.3.	Balanceo de rigideces en Sistema de Puente SDC	111
1.8.4.	Requerimientos mínimos de Análisis para efectos Sísmicos	114
1.8.5.	Factor de reducción de respuesta R	123
1.8.6.	Combinación direccional ortogonal de la acción sísmica	125
1.8.7.	Espectros de diseño suelo clase E	125

1.8.8.	Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDC "C"	127
1.8.9.	Efectos P- Δ	128
1.8.10.	Índice de estabilidad Q	129
1.9.	Métodos de análisis de pandeo del arco	131
1.9.1.	Métodos de longitud efectiva y determinación de la carga de pandeo	133
1.9.2.	Determinación de la carga de pandeo método AASHTO (2019)	139
1.9.3.	Método para la capacidad de pandeo del arco por análisis de segundo orden.....	140
1.10.	Esfuerzos y deformaciones primarias en arcos circulares triarticulados	146
1.11.	Esfuerzos y deformaciones secundarias: Instantáneos y de largo plazo en arcos sometidos a compresión	148
1.11.1.	Contracción o refracción deformaciones instantáneas del concreto en los arcos.....	148
1.11.2.	Carga lenta y flujo plástico	149
2.	DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	153
2.1.	Diferencias con otras investigaciones	153
2.2.	Características de la investigación	155
2.3.	Recolección de datos y análisis de información	156
2.5.	Fases de investigación	159
2.6.	Muestreo aleatorio estratificado	161
2.7.	Modelo para el análisis estructural del tablero superior y subestructura de arco de concreto.....	165

3.	PRESENTACION DE RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SIMULACIÓN DEL SISTEMA DE PUENTES ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO, BIARTICULADO Y BIEMPOTRADO ASISTIDO POR COMPUTADORA PARA COMPARAR COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	169
3.1.	Resultados del comportamiento estructural de arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas.....	170
3.1.1.	Resultados gráficos de fuerzas internas en arcos circulares triarticulados	170
3.1.2.	Diagrama de fuerzas axiales en arco circular triarticulado $L=71$ $f=8.875$ m	170
3.1.3.	Diagrama de momentos flectores en arco circular triarticulado $L=71$ $f=8.875$ m	173
3.1.4.	Diagrama de corte en arco circular triarticulados $L=71$, $f=8.875$ m.....	175
3.1.5.	Diagrama de fuerzas por torsión en arco circular triarticulados $L=71$ $f=8.875$ m.....	178
3.1.6.	Fuerzas en el arranque de los arcos circulares triarticulados	180
3.1.7.	Fuerzas en los riñones de los arcos circulares triarticulados	182
3.1.8.	Fuerzas en la corona de los arcos circulares triarticulados	186
3.1.9.	Resultados gráficos de deformaciones en arcos circulares triarticulados	188

3.1.10.	Resultados de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arcos circulares triarticulados.....	191
3.1.11.	Resultados de esfuerzos límites de resistencia en arcos circulares triarticulados	193
3.2.	Resultados del comportamiento estructural de los arcos circulares triarticulados con criterios de diseño sísmico, y comparativo con arcos empotrados y biarticulados.....	196
3.2.1.	Períodos de vibración de puentes arco circular triarticulado en el escenario crítico de pandeo.....	196
3.2.2.	Participación modal de puentes arco circular triarticulado en el escenario más crítico de pandeo	200
3.2.3.	Derivas sísmicas en arcos circulares triarticulados.....	203
3.2.4.	Revisión de balanceo de rigideces obtenidas en los arcos circulares triarticulados	209
3.2.5.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral para arcos circulares triarticulados	218
3.2.6.	Efectos P- Δ en arcos circulares para puentes con tablero superior	223
3.2.7.	Resultados de análisis de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento.....	228
3.2.8.	Resultados de comparativos de factor de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento y con arriostramiento por análisis de segundo orden	231
3.3.	Resultados para comparación del comportamiento estructural de arcos circulares biarticulados y biempotrados	235
3.3.1.	Resultados de fuerzas axiales en el arranque de los arcos circulares empotrados, y biarticulados.....	238

3.3.2.	Comparación basada en razones de fuerzas axiales del arranque de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados.....	240
3.3.3.	Resultados de fuerzas cortantes en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados	242
3.3.4.	Comparación basada en razones de fuerzas cortantes en el arranque en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados	244
3.3.5.	Resultados de fuerzas torsionales en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados	246
3.3.6.	Comparación basada en razones de fuerzas torsionales en el arranque en arcos circulares empotrados y biarticulados	247
3.3.7.	Resultados de fuerzas axiales en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados.....	248
3.3.8.	Comparación basada en razones de fuerzas axiales de la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados.....	249
3.3.9.	Resultados de momentos flectores en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados	252
3.3.10.	Comparación basada en razones de momentos en la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados.....	253
3.3.11.	Resultados de fuerzas cortantes en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados.....	254
3.3.12.	Comparación basada en razones de fuerzas cortantes de la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados	255

3.3.13.	Comparación basada en razones de esfuerzos permanentes e instantáneos en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados.....	258
3.3.14.	Comparación de resultados de esfuerzos límites permisibles en arcos circulares empotrados, biarticulados	265
3.3.15.	Resultados de límites de resistencia en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados.....	268
4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	271
4.1.	Discusión de resultados del comportamiento estructural de arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas	271
4.1.1.	Discusión de resultados de los diagramas de fuerzas internas en los arcos circulares triarticulados	271
4.1.2.	Fuerzas en el arranque de los arcos circulares triarticulados.....	275
4.1.3.	Fuerzas en los riñones de los arcos circulares triarticulados.....	277
4.1.4.	Fuerzas en la corona de los arcos circulares triarticulados.....	279
4.1.5.	Discusión de resultados de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arcos circulares triarticulados en los arranques.....	279
4.2.	Discusión de resultados del comportamiento estructural de los arcos circulares triarticulados con criterios de diseño sísmico ...	283
4.2.1.	Periodos de vibración de puentes arco circular triarticulado en el escenario critico de pandeo	283

4.2.2.	Participación modal de puentes arco circular triarticulado en el escenario más crítico de pandeo	286
4.2.3.	Derivas sísmicas en arcos circulares triarticulados	288
4.2.4.	Revisión de balanceo de rigideces obtenidas en los arcos circulares triarticulados.....	290
4.2.5.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral para arcos circulares triarticulados	295
4.2.6.	Resultados de los Efectos P- Δ en arcos circulares triarticulados	296
4.2.7.	Resultados de análisis de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento	298
4.2.8.	Resultados de comparativos de factor de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento y con arriostramiento por análisis de segundo orden.....	299
4.3.	Discusión de resultados para comparación del comportamiento estructural de arcos circulares biarticulados y biempotrados	301
4.3.1.	Comparación de fuerzas en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados con base a razones.....	302
4.3.2.	Comparación de fuerzas en la corona de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados con base a razones.....	307
4.3.3.	Comparación de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arranques de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados	310
4.3.4.	Discusión de resultados de la comparación de esfuerzos límites permisibles y de resistencia en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados	311

4.3.5. Resumen comparativo de la eficiencia estructural de los casos de arcos.....	314
4.4. Discusión de resultados de objetivos alcanzados en la investigación.....	319
CONCLUSIONES.....	323
RECOMENDACIONES.....	325
REFERENCIAS.....	327
APENDICES.....	335

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Jurisdicción de la red vial de Guatemala de COVIAL.....	XLIV
2.	Estado actual de puentes de Guatemala jurisdicción de COVIAL 2013	XLVI
3.	Título de proceso constructivo del puente olímpico en Ciudad de Guatemala 1952-1955.....	XLIX
4.	Estado actual de puente arco triarticulado de acero estructural del puente olímpico con tablero superior en Guatemala	L
5.	Puentes dañados de tres luces de concreto reforzado con dos pilas centrales carretera CA2, red vial nacional Guatemala	LIII
6.	Daños en puentes de concreto reforzado en pilas de apoyo carretera CA2 red vial nacional Guatemala.....	LIV
7.	Socavación en apoyos intermedios pilas y muros, red vial nacional Guatemala.....	LV
8.	Pasarela de Gerona	3
9.	Puentes arco tímpano con tablero superior.....	4
10.	Puente de arco circular triarticulado de concreto reforzado obras de Robert Maillart.....	5
11.	Ejemplo de puente en arco parabólico triarticulado de concreto reforzado de sección hueca con tablero superior.....	6
12.	Puente Landquart con tablero superior con planta curva	9
13.	Puente Schwandbach:	10
14.	Geometría arco circular.....	17

15.	Reacciones y deformaciones en la sustentación de un arco caso general.....	20
16.	Arcos simétricos y asimétricos.....	21
17.	Arco con tres articulaciones.....	21
18.	Momentos de flexión en vigas y arcos.....	23
19.	Fuerzas horizontales y de los momentos flectores de un arco triarticulado con cargas concentradas ubicadas en los riñones.....	24
20.	Diagrama de momentos para cargas verticales y horizontales.....	26
21.	Puente Salginatobel, forma secundaria del arco	27
22.	Puente de arco reforzado con tablero superior conectado por péndolas verticales hacia el arco.....	29
23.	Puente Saint-Pierre-du-Vauvray	32
24.	Puente con voladizos sucesivos y torre provisional.....	34
25.	Arco atirantado en abanico y tablero superior en voladizo	36
26.	Atirantamiento para apoyar segmentos de arco durante la construcción.....	37
27.	Componentes de puente arco triarticulado en simulación asistida por computadora con elementos finitos	38
28.	Sección transversal de tablero superior y arco	40
29.	Escenario de puente arco triarticulado sin arriostramiento y con arriostramiento a L/4 en riñón	41
30.	Tipos de estudio Geotécnico basado en AGIES NSE 2.1 2018.....	42
31.	Esquema de Estudio tomografía para análisis de riesgos geológicos	44
32.	Esquema de Estudio geofísico MASW para determinar propiedades de suelos de cimentación	45
33.	Modelo de la norma ATC-6 Diseño sísmico 1981, para la interacción entre la resistencia de Corte y la ductilidad	49

34.	Sistema simplificado de apoyo del tablero superior en la corona del arco triarticulado.....	50
35.	Modelo geométrico de puentes con tablero superior formados por muestreo aleatorio estratificado, con distintas relaciones luz/flecha ($r=l/f$) y arco de peralte C.	51
36.	Corte por el centro del claro del tablero superior y arco, ambas secciones tipo cajón.....	54
37.	Centro del claro del tablero superior y arco,.....	56
38.	Geometría del arco.....	60
39.	Modelo de aparatos de apoyo en SAP2000.....	64
40.	Apoyos cilíndricos articulados de Concreto Reforzado	69
41.	Semi articulación tipo mesnager	71
42.	Semi articulación tipo mesnager	72
43.	Semi articulación tipo Considere.....	74
44.	Semi articulación tipo Considere refuerzo de confinamiento helicoidal	75
45.	Semi articulación tipo Freyssinet en corona de arco	78
46.	Articulación Freyssinet dimensionamiento de la garganta	80
47.	Disposición de armadura en corona de arco en la zona de conexión de articulación Freyssinet.....	81
48.	Bisagra de articulación en punto de apoyos del arco triarticulado del puente Salginatobel de Suiza.....	83
49.	Articulación en punto de corona del arco triarticulado del puente Salginatobel de Suiza.....	83
50.	Camión de diseño HL.93.....	89
51.	Ubicación de cargas de Camión de diseño HL.93	90
52.	Diagrama de flujo para categorías de diseño sísmico.....	100
53.	Detallado de zona de ductilidad en arranques	102
54.	Ductilidad en términos de desplazamiento en subestructura	104

55.	Ductilidad en términos de desplazamiento de una pila	105
56.	Localización de formación de rótulas en arcos triarticulados	109
57.	Rigideces para el Ejemplo 1 del Caso 3	112
58.	Rigideces para el Ejemplo 1 del Caso 3	113
59.	Carga transversal estática aplicada a puente arco	116
60.	Espectro de diseño Clase de Sitio E según AGIES NSE (2018)	127
61.	Derivas y estabilidad lateral de puentes arco	130
62.	Puente de arcos gemelos sin arriostramiento, Canadá	132
63.	Consideraciones de la esbeltez de la esbeltez de las columnas según ACI 318-2019	134
64.	Pandeo de arcos biarticulados.....	136
65.	Interacción de las resistencias en columnas esbeltas	141
66.	Estado de esfuerzos en el arco de concreto sometido a carga axial y momento flector en etapa de servicio	147
67.	Curva de esfuerzo deformación ($f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$) según ASTM variación por velocidad de aplicación de cargas.....	149
68.	Grados de libertad del tablero superior o superestructura, y subestructura para el arco triarticulado.....	166
69.	Modelo estructural de elementos finitos asistida por computadora con puentes arco con tablero superior.....	167
70.	Diagrama de fuerza axial por carga muerta.....	171
71.	Diagrama de fuerza axial por carga viva HL-93.....	171
72.	Diagrama de fuerza axial por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X	172
73.	Diagrama de fuerza axial por dinámico modal espectral en la dirección transversal Y.....	172
74.	Diagrama de momentos por carga muerta	173
75.	Diagrama de momentos por carga viva HL-93	174

76.	Diagrama de momentos por carga de sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X	174
77.	Diagrama de momentos por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y	175
78.	Diagrama de corte por carga muerta.....	176
79.	Diagrama de corte por carga viva HL-93.....	176
80.	Diagrama de corte por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X	177
81.	Diagrama de corte por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y	177
82.	Diagrama de fuerzas por torsión por carga muerta.....	178
83.	Diagrama de fuerzas por torsión por carga viva HL-93.....	179
84.	Diagrama de fuerzas por torsión por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X	179
85.	Diagrama de fuerzas por torsión por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y.....	180
86.	Presentación de fuerzas axiales para arcos triarticulados	181
87.	Presentación de fuerzas cortantes en arranque para arcos triarticulados.....	182
88.	Presentación de fuerzas axiales en riñón de arcos triarticulados.....	183
89.	Presentación de momentos en riñón de arcos triarticulados.....	183
90.	Presentación de fuerzas cortantes en riñón de arcos triarticulados ...	184
91.	Presentación de torsión en riñón de arcos triarticulados.....	185
92.	Presentación de fuerzas axiales en arcos triarticulados.....	187
93.	Presentación de fuerzas cortantes V_u para arcos Triarticulados en la Corona	188
94.	Deformada por carga muerta y viva en arco circular triarticulado $L=42$ m $f=5.25$	189

95.	Deformada por carga sísmica e la dirección transversal Y en arco circular triarticulado L=42 m f=5.25.....	190
96.	Deformada por carga sísmica en la dirección longitudinal X en arco circular triarticulado L=42 m f=5.25.....	191
97.	Esfuerzo deformación en arcos empotrados, biarticulados y triarticulados	192
98.	Gráficas de variación de períodos de vibración arcos no arriostrados	197
99.	Gráficas de participación modal obtenida para n=80 modos	201
100.	Deriva lateral en la dirección longitudinal Ux en corona del arco originada por sismo estático equivalente	204
101.	Deriva lateral en la dirección vertical Uy en corona del arco originada por sismo estático equivalente.....	205
102.	Deriva lateral en la dirección transversal Uz en corona del arco originada por sismo estático equivalente	206
103.	Escenario de arcos no arriostrados y no arriostrados.....	212
104.	Gráficas de comportamiento de la Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDC "C" en el sentido transversal Uy	222
105.	Gráficas de comportamiento de la Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDCS en el sentido longitudinal Ux.....	222
106.	Grafica de derivas Vrs índices de estabilidad de acuerdo con la normativa AASHTO	226
107.	Cuadros comparativos de demanda capacidad por pandeo de fuerza axial según las normas aplicables en arcos.....	230
108.	Resultados de fuerzas axiales para arcos empotrados	239
109.	Presentación de fuerzas axiales para arcos biarticulados	239
110.	Presentación de fuerzas cortantes Vx para arcos empotrados en el arranque.....	243
111.	Presentación de fuerzas cortantes Vx para arcos empotrados.....	243

112.	Presentación de fuerzas cortantes V_x para arcos empotrados	244
113.	Representación de magnitudes graficas de fuerzas de torsión Tr_x para arcos empotrados	247
114.	Presentación de fuerzas axiales en arcos empotrados en la corona .	248
115.	Presentación de fuerzas axiales en arcos biarticulados en la corona .	249
116.	Presentación de momentos flectores M_u para arcos empotrados en la Corona.....	252
117.	Presentación de momentos flectores M_u para arcos biarticulados en la Corona.....	253
118.	Presentación de fuerzas cortantes V_u para arcos empotrados en la Corona	254
119.	Presentación de fuerzas cortantes V_u para arcos Biarticulados en la Corona	255
120.	Los anteriores datos son esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque.....	261
121.	Propuesta de configuración de arriostramiento lateral de arcos circulares triarticulados para mejorar rigidez de acuerdo con AASHTO (2017)	295

TABLAS

I.	Reporte de relación de flecha/luz en puentes de Robert Maillart (1872-1940) con tablero superior.	7
II.	Reporte de relación de flecha/luz en puentes de Robert Maillart (1872-1940) con tablero superior y arco tipo losa.	8
III.	Longitudes de tramos de puentes arco con tablero superior.....	53
IV.	Tipo de Vigas estándar tipo AASHTO empleadas en el análisis.....	57
V.	Valores de variables geométricas para arcos circulares	63
VI.	Cargas Vivas de Diseño utilizadas en Guatemala	92

VII.	Cargas asignadas para análisis estructural según AASHTO (2017).....	93
VIII.	Analogía de categoría de diseño y zona sísmica de ASHTO 2017.....	99
IX.	Resumen de requisitos para las categorías de diseño sísmico de la Guía de la Especificación para Diseño Sísmico de Puentes de AASHTO 2014.	99
X.	Valores de deformación del concreto.....	107
XI.	Requerimientos mínimos de análisis para efectos sísmicos.....	115
XII.	Factor de reducción R para subestructura de puente	124
XIII.	Espectro de diseño requerido por AGIES NSE 2-18.....	126
XIV.	Valores K para longitud efectiva para arcos de AASHTO LRFD	135
XV.	Valores de coeficientes β en arcos biarticulados y triarticulados para distintos rebajamientos	139
XVI.	Plantilla de operación de variables de investigación.....	158
XVII.	Cantidad empírica de puentes de luces largas en la red vial nacional del MCIV	161
XVIII.	Muestreo aleatorio estratificado en intervalos de 10 metros de longitud de arco circular triarticulado	164
XIX.	Muestreo aleatorio estratificado de la variable relación $r=f/L$ en intervalos definidos según la longitud L de arco	165
XX.	Promedios de razón entre fuerzas internas en arcos circulares triararticulados para flecha $r=0.20$ entre $r=0.13$	186
XXI.	Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos triararticulados	195
XXII.	Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos triararticulados	195
XXIII.	Esfuerzos aplicados y permisibles en el riñón de arcos triarticulados	196
XXIV.	Relación de periodos de vibración $\omega_{Empotrado}/\omega_{Triarticulado}$ para $r=0.20$	199

XXV.	Relación de períodos de vibración $\omega_{\text{Biarticulado}}/\omega_{\text{triarticulado}}$ para $r=0.13$	200
XXVI.	Participación modal obtenida para $n=80$ modos en arcos con $r= 0.20$	202
XXVII.	Participación modal obtenida para $n=80$ modos en arcos con $r= 0.13$	203
XXVIII.	Razones de derivas sísmicas longitudinales U_x para arcos triarticulados, biarticulados y empotrados	207
XXIX.	Razón de derivas sísmicas transversales U_y para arcos triarticulados, biarticulados y empotrados	208
XXX.	Balanceo de rigideces en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal:	209
XXXI.	Balanceo de rigideces en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal U_y :.....	210
XXXII.	Balanceo de rigideces en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal U_y :.....	210
XXXIII.	Balanceo de rigideces en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal U_x :	211
XXXIV.	Balanceo de rigideces en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal U_x :	211
XXXV.	Balanceo de rigideces en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal U_x :	212

XXXVI.	Balanceo de rigideces en los puentes arco con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy:	213
XXXVII.	Balanceo de rigideces en los puentes arco con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal..	214
XXXVIII.	Cuadro comparativo de la razón de las rigideces K2 y arcos K3 sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal.....	215
XXXIX.	Cuadro comparativo de la razón de las rigideces de pilas K2 y arcos K3 con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal:	216
XL.	Cuadro de razón $U_{2Y SA} / U_{2Y CA}$ en categoría de diseño sísmico según C AASHTO sentido transversal:.....	217
XLI.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy:	218
XLII.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy:	218
XLIII.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy:	219
XLIV.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal Ux:.....	219
XLV.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC) sentido longitudinal Ux:.....	220

XLVI.	Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC) sentido longitudinal Ux:	220
XLVII.	Promedios de Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco sin arriostramiento con tablero superior en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC):.....	221
XLVIII.	Efectos P- Δ en arcos circulares empotrados.....	223
XLIX.	Efectos P- Δ en arcos circulares biarticulados	223
L.	Efectos P- Δ en arcos circulares triarticulados	224
LI.	Índice de estabilidad Q y carga estática equivalente Vi en la corona del arco	225
LII.	Promedios de Índices de Estabilidad Q de acuerdo con la flecha de los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados.....	227
LIII.	Razón de promedios de índices de estabilidad Q de acuerdo con la flecha de los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados.....	228
LIV.	Demanda – Capacidad (D/C) según las normas aplicadas a pandeo de arcos	229
LV.	Factores de pandeo en la dirección longitudinal X por análisis de segundo orden con elementos finitos.....	232
LVI.	Factores de pandeo en la dirección transversal Y por análisis de segundo orden con elementos finitos.....	233
LVII.	Demanda / Capacidad (D/C) de pandeo en la dirección longitudinal X por análisis de segundo orden con elementos finitos	234
LVIII.	Factor de pandeo en la dirección transversal X por análisis de segundo orden con elementos finitos.....	235
LIX.	Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en el arranque	240

LX.	Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos biarticulados/triarticulados	241
LXI.	Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos Empotrados/triarticulados en el arranque	241
LXII.	Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos Biarticulados/triarticulados en el arranque	242
LXIII.	Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en el arranque.....	245
LXIV.	Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos biarticulados /triarticulados en el arranque	245
LXV.	Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos empotrado/triarticulado en el arranque	246
LXVI.	Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos biarticulado /triarticulado en el arranque	246
LXVII.	Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en la corona	250
LXVIII.	Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos biarticulados/triarticulados en la corona.....	250
LXIX.	Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos Empotrados/triarticulados en la corona.....	251
LXX.	Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos biarticulados /triarticulados en la corona.....	251
LXXI.	Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en la corona	256
LXXII.	Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos biarticulados /triarticulados en el arranque	256
LXXIII.	Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos empotrado/triarticulado en la corona.....	257

LXXIV.	Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos biarticulado /trarticulado en la corona	257
LXXV.	Porcentaje que representan los esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque	259
LXXVI.	Porcentaje que representan los esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque	260
LXXVII.	Razones promedio de esfuerzos por acortamiento elástico ΔAE por cargas permanentes en arcos Empotrado/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque	262
LXXVIII.	Razones promedio de esfuerzos por contracción o retracción de fraguado del concreto ΔCC en arcos Empotrados/ Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque	263
LXXIX.	Razones promedio de esfuerzos por flujo plástico ΔFP Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque.....	264
LXXX.	Longitudes finales de directriz de arco después de las cargas permanentes e instantáneas	265
LXXXI.	Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos empotrados	266
LXXXII.	Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos biarticulados	266
LXXXIII.	Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos empotrados	267
LXXXIV.	Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos biarticulados	267
LXXXV.	Esfuerzos máximos de compresión en arcos triarticulados con luces entre 40 y 80 metros con tablero superior para lechas altas $r=0.20$...	268

LXXXVI.	Esfuerzos máximos de compresión en arcos triarticulados con luces entre 40 y 80 metros con tablero superior para flechas rebajadas $r=0.13$	269
LXXXVII.	Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para fuerzas internas	315
LXXXVIII.	Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para esfuerzos secundarios permanentes e instantáneos	316
LXXXIX.	Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para criterios de diseño sísmico.....	317

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
f	Altura del arco o flecha
He	Altura efectiva de la articulación
Ho	Altura libre de la columna (ft)
Θ	Ángulo con respecto a la horizontal en cualquier punto del arco
α	Ángulo de reacción interna normal en los apoyos del arco
Ag	Área bruta de la sección
c	Canto o peralte del arco en la clave
Pu	Carga axial última de la columna o pila
Pcr	Carga crítica que produce el colapso de la columna por pandeo lateral
DC	Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales
DW	Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares
qu	Carga uniformemente distribuida sobre el arco.
LL	Carga viva vehicular
P,Q	Cargas puntuales externas aplicadas sobre el arco
β	Coeficiente que depende de la relación f/l
Va	Componente de fuerza vertical de la reacción en los apoyos del arco

Δ_{cc}	Contracción o retracción por secado del concreto
ϵ_c	Deformación máxima del concreto a la ruptura
μ_u	Demanda de ductilidad
Δ_e	Desplazamiento calculado a partir del análisis estático sísmico
Δ	Desplazamiento del punto de inflexión en la columna o pilar con relación al punto de empotramiento de la fundación
Δ_u	Desplazamiento lateral en el nivel de piso calculado en un análisis elástico de primer orden.
B_o	Diámetro de la columna o ancho medio paralelo a la dirección del desplazamiento bajo consideración (f)
D_{bl}	Diámetro del refuerzo longitudinal en pies
\emptyset	El ángulo de las barras con el eje de los elementos que une
d_{art}	El diámetro de la articulación
c/L	Esbeltez de la bóveda, cuantificada a través de la relación entre el canto o peralte del arco en la clave y la luz libre
f_{cgp}	Esfuerzo de compresión neto
$f_{c ds}$	Esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad debido a las cargas muertas, aplicadas después del proceso constructivo finalizado del arco en el momento de desencofrar
$S_{max.}$	Esfuerzo en las barras de refuerzo en la articulación

σ_s y σ_i	Esfuerzos en las fibras superior e inferior respectivamente sobre el arco, una vez que actúan todas las cargas sobre el arco
e	Excentricidad M/Po
kEN	Factor de distancia de posición del eje neutro
\emptyset	Factor de minoración de resistencia
R	Factor de reducción de respuesta
ϑ	Factor que toma en cuenta la restricción en el extremo de la columna
f_y	Fluencia efectiva del refuerzo longitudinal, en ksi.
ΔFP	Flujo plástico
FR	Fricción
R_{art}	Fuerza axial aplicado a la garganta de la articulación
H_{art}	Fuerza cortante aplicada a la garganta de la articulación.
T	Fuerza cortante en el arco en el arco ortogonal a la sección del arco en el apoyo o reacción interna tangente a la sección.
N	Fuerza de compresión en el arco paralelo al eje del arco en el apoyo o reacción interna normal
H	Fuerza de empuje horizontal de la reacción en los apoyos del arco
F_{vi}	Fuerza vertical aplicada al arco en un punto i
Θ_{gl}	Grado de libertad de giro en un punto del elemento estructural
$\mu_{gl}, \Delta_{gl}, \delta_{gl}$	Grados de libertad de traslación en las tres direcciones de un punto del elemento estructural
L_c	Longitud de cuerda, es decir la luz del arco

bart	Longitud de la articulación
Lp	Longitud de la rótula
Ld	Longitud del puente
Lef	Longitud eficaz de pandeo válida para arcos articulados
S	Longitud en la directriz del arco
Leq	Longitud equivalente es la distancia entre la rótula y el punto de momento nulo y Lp es la longitud de la rótula
L sarco	Luz de total del semiarco en pies, para el caso del triarticulado $L_{sarco}=L/2$, donde L es la luz total del arco que se parte en la corona en dos semiarcos en el caso de este estudio son simétricos
L	Luz entre apoyos del arco
[K]	Matriz de rigidez global del arco o algún elemento estructural
a	Medida en planta de la articulación o ancho de la garganta vista en planta
m	Metro
mm	Milímetro
Ec	Módulo de elasticidad del concreto
Yi	Módulo de sección desde el eje neutro o funicular de cargas hasta la fibra superior
Ys	Módulo de sección desde el eje neutro o funicular de cargas hasta la fibra superior
Ectg	Módulo tangente del concreto medido
Mn	Momento nominal de la columna o pila
Mart	Momento transmitido en la articulación
u	Parámetro adimensional de la distancia horizontal

r	Parámetro adimensional de la relación de altura o flecha del arco y la luz libre del arco
T2	Periodo de vibración del miembro más flexible (seg)
T1	Periodo de vibración del miembro menos flexible (seg)
T	Periodo de vibración fundamental
Ts	Período en el cual es espectro pasa a ser independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo
fy	Punto fluencia del acero de refuerzo
Rc	Radio de la circunferencia, con el origen en la coordenada P(0,0), en la ecuación del círculo.
q	Relación de esbeltez
EA	Rigidez axial del arco o elemento estructural
EIb	Rigidez de flexión del tablero superior
Øart	Rotación máxima de las semi articulaciones Considere.
Θ Perm	Rotación permisible en radianes
s	Sagita segmento de recta comprendido entre el punto medio de un arco de círculo y el de su cuerda
t	Separación que debe ser al menos igual al espesor del recubrimiento de las barras o la apertura de la articulación (longitud del cuello)
EQ	Sismo
X, Y	Sistema de coordenadas con respecto al origen
Nd	Valor de cálculo de la fuerza normal máxima reducida en las articulaciones

{f}	Vector de cargas de la estructura, de un sistema estructural o sobre un elemento estructural
{a}	Vector de desplazamientos de los nodos o los grados de libertad del arco o de un elemento estructural
Vs	Velocidad de onda de corte del suelo provocada por ondas S

GLOSARIO

AASHTO	Asociación Americana Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes por sus siglas en inglés.
Aceras	Zona longitudinal del puente, elevada o no, reservada al tránsito de peatones.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Amortiguador	Cualquier dispositivo ideado para absorber y mitigar una fuerza.
Ancho del puente	Corresponde al ancho total de la superestructura e incluye, calzadas, separadores, aceras y barandas.
Arco arriostramiento	con Arcos gemelos que cuentan con uno o varios elementos transversales que los une formando un marco transversal adicional con el fin de reducir la longitud efectiva de pandeo.
Arco Funicular	Es la figura geométrica inversas de los cables colgantes que forman catenaria por su propio peso, corresponden a las formas comprimidas en los arcos cuyo eje coincide con la línea de presiones, el arco que soporta compresiones de la misma magnitud que

el cable, el arco funicular ha de absorber a través de su rigidez la variación en la línea de presiones.

Arco hiperestático Es un arco estáticamente indeterminado que cuenta con restricción de giro y desplazamiento en cualquier dirección en sus apoyos.

Arco isostático Es un arco estáticamente determinado debido a una o más articulaciones en los arranques o en la corona del arco.

Arco sin arriostamiento Arcos gemelos que no cuentan con ningún elemento transversal que los une formando un marco transversal adicional con el fin de reducir la longitud efectiva de pandeo.

Arranque de arco Es un elemento del arco ubicado en los apoyos inferiores del arco apoyados sobre la cimentación.

Arriate, separador Franja longitudinal del puente no destinada a la circulación de vehículos que separa calzadas contiguas.

Borde del puente Es la línea definida por un plano vertical que pasa por el extremo del tablero del puente y el plano del tablero. Las progresivas menor y mayor de los bordes del puente en el eje, en el sentido del avance del kilometraje, definen el inicio y final del puente, respectivamente.

Calzada	Es el área del puente destinada a tránsito vehicular, cuyo ancho se mide en forma perpendicular al eje longitudinal del puente.
Capacidad de la estructura	Es el valor del desplazamiento máximo que la estructura alcanza antes que se provoque la primera falla que ponga a la estructura en el límite del colapso. Esta capacidad de la estructura considera el efecto de las cargas verticales aplicadas de acuerdo con las combinaciones establecidas previamente.
Carga	Efecto de una aceleración, incluyendo la aceleración de la gravedad, causando una deformación impuesta o un cambio de volumen.
Carga Nominal	Nivel de carga de diseño seleccionado arbitrariamente.
Cargas permanentes	Cargas y fuerzas que permanecen constantes una vez terminada la construcción, o bien aquellas que se supone permanecen constantes.
Carril de Diseño	Carril de circulación ideal ubicado transversalmente sobre la carretera.
Cedencia	Esfuerzo necesario para que un objeto empiece a deformarse permanentemente.

Corona de arco	También denominada clave, es un elemento del arco ubicado al centro del arco en la parte más alta del arco, usualmente en arcos de mampostería le llaman dovela del centro, que cierra el arco. Es la última que se coloca en la cimbra, completando el proceso constructivo del arco.
Cortante basal	Es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, las cuales se reflejan en la base de este.
COVIAL	Unidad Ejecutora de Conservación Vial.
Demanda de carga	Es el valor de los desplazamientos máximos en una estructura de puente específica que la carga de diseño sísmico provoca al aplicarse a la misma.
Deriva	Desplazamiento lateral de una estructura.
Directriz de arco	Es la línea media en la estructura de un arco, para el arco circular de sección rectangular se localiza en el eje centroidal geométrico.
Eje de apoyo	Es la línea que resulta de la intersección del plano de apoyo de la superestructura y de un plano vertical que pasa por el centro de tal plano de apoyo.
Especificaciones	Corresponde a la buena práctica de la ingeniería, para abordar cualquiera de los aspectos mencionados, recurrir a las especificaciones técnicas que

constituyen un compendio de recomendaciones o exigencias mínimas técnicas que el profesional deberá seguir para llevar adelante cualquier tarea en el ejercicio de su profesión, tanto en el ámbito del diseño o proyecto como en el de la realización u obra.

Flecha de arco Es una dimensión geométrica que forma la altura del arco que se mide desde la línea en que arranca hasta la clave o corona.

Incremento por carga dinámica Aumento de las solicitudes estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

Índice de confiabilidad Valoración cuantitativa de la seguridad, expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia y la sollicitación sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la sollicitación.

Intradós de arco Es un elemento del arco ubicado en la parte interior de una dovela o pieza del arco, se ubica en la fibra superior del arco.

Ley de momentos Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Licuefacción Pérdida de resistencia al corte de un suelo saturado debida al exceso de presión hidrostática. En suelos no cohesivos saturados, esta pérdida de resistencia

puede ser el resultado de cargas aplicadas de manera instantánea o cíclica, particularmente en arenas finas y medianas poco compactas de granulometría uniforme.

Línea de Ruedas Agrupación de ruedas en forma transversal o longitudinal.

Líneas de empujes en arcos Teoría estructural del arco fundamentada en dovelas. En este caso se toma como planos de corte las juntas entre dovelas, o las juntas de la fábrica, la forma de la línea de empujes en arcos depende de la geometría del arco, de la estructura de cargas externas y de la estructura de las juntas. La línea de carga debe estar contenida en el grosor del arco para que resulte estable y no se colapse.

Local Correspondiente a un componente o a un subconjunto de componentes.

Longitud del tramo Es la longitud entre los bordes de construcción en el caso de tramos isostáticos, y la longitud entre ejes, en el caso de tramos hiperestáticos.

Longitud total Es la longitud medida entre los bordes del puente y se mide como la diferencia entre las progresivas de entrada y salida del puente, equivalente a la sumatoria de las longitudes de los tramos y la de sus juntas de dilatación.

Luz de cálculo	Es la luz de diseño de las vigas o losas y se mide, normalmente, entre ejes de apoyo.
Luz libre o vano	Es la distancia libre entre las caras de los elementos de la infraestructura (entre caras de estribos, de estribo y pila o entre caras de pila). Según la cantidad de tramos del puente, pueden existir variedad de luces y en tal caso, se hablará de luz mayor y luces menores.
MCIV	Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda, Gobierno de Guatemala.
Modo de Vibración	Forma de deformación dinámica asociada con una frecuencia de vibración.
Pista o vía de tránsito	Es la faja de la calzada destinada a la circulación de una sola fila de vehículos.
Puente	Estructura que se soporta a sí misma y a las cargas del tráfico vehicular y peatonal que pasan encima de ella. El puente da continuidad al camino salvando obstáculos, ya sean naturales o artificiales, tales como ríos, vías de tráfico y/o comunicación, barrancos, depresiones, canales, tubos, entre otros.

Riñón de arco	Es un elemento del arco ubicada al centro del semi arco triarticulado o a un cuarto de la luz del arco completo
Rueda	Neumático simple o dual ubicado en el extremo de un eje.
SICOP	Sistema mediante el cual se gestionan los controles técnicos, administrativos y financieros de programas de inversión en proyectos y multiproyectos de infraestructura uso de COVIAL
Subestructura	Componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal.
Suelo normalmente consolidado	Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.
Sujetadores	Sistema de cables o varillas de alta resistencia que transfiere fuerzas entre elementos de la superestructura y/o entre la superestructura y elementos de la subestructura bajo cargas sísmicas u otras cargas dinámicas luego de contrarrestar un relajamiento inicial, a la vez que permite movimientos de origen térmico.
Superestructura	Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

Sistema de Ejes	Eje simple o eje tandem.
Sobrecarga de suelo	Carga usada para modelar el peso del relleno u otras cargas aplicadas a la parte superior del material retenido.
Subestructura	Componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal.
Suelo normalmente consolidado	Suelo en el cual la presión efectiva provocada por la sobrecarga actual es igual a la máxima presión que ha experimentado.
Suelo sobreconsolidado	Suelo que ha sido sometido a una presión mayor que la que actualmente existe.
Superficie de influencia	Función continua o discretizada sobre el tablero de un puente cuyo valor en un punto, multiplicado por una carga actuando perpendicularmente al tablero en dicho punto, permite obtener la sollicitación deseada.
Tandem	Dos ejes poco separados generalmente conectados a un mismo carro inferior, que ayuda a distribuir la carga de manera equitativa entre ambos ejes.
Vehículo de circulación restringida	Vehículo cuya circulación está restringida por disposiciones administrativas debido a su peso o tamaño.

- Vía navegable** Curso de agua que la Marina de Guatemala ha determinado apto para el comercio nacional o internacional.
- Viaducto** Puente carretero elevado que cruza sobre calles urbanas o sobre líneas férreas.
- Vibración aeroelástica** Respuesta elástica periódica de una estructura frente al viento.

RESUMEN

Se realizó un estudio descriptivo del comportamiento estructural de la tipología de puente con arcos gemelos circulares triarticulados sin arriostramiento, que soportan un tablero superior con cuatro vigas preesforzadas para librar luces entre 40 a 80 metros de luz de arco, para establecer la eficiencia estructural de los arcos triarticulados en puentes; con tal propósito se realizó la técnica de estudios de simulación por análisis estructural de elementos finitos para 24 modelos de puentes no arriostrados isostáticos, describiendo la influencia de la liberación de giro en los grados de libertad ubicados en los arranques y en la corona del arco, es decir, comparativos con sistema isostáticas e hiperestáticas.

Los resultados indicaron que la eficiencia de los arcos circulares triarticulados son gobernados por el estado límite de servicio especificado por la norma AASHTO (2017), como el diseño por capacidad basado en balanceo de rigideces y masas, y la demanda capacidad basado en desplazamiento de la acción sísmica, y por estado límite de resistencia tales como el efecto P-Delta, y los esfuerzos permisibles de compresión y tensión para elementos sometidos a cargas axiales principalmente. Se determinó la carga sísmica de diseño recomendada para puentes arco en puentes vehiculares para la república de Guatemala, se especificó el número mínimo de modos de vibración para la modelación estructural y así alcanzar una participación modal en el análisis sísmico estático del 99.00 %. Se llegó a especificar las resistencias mínimas a la compresión del concreto reforzado.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El problema se plantea alrededor de la siguiente interrogante principal:
¿Cuál es la efectividad del comportamiento estructural del arco circular triarticulado de concreto reforzado, soportando un tablero superior recto hasta de 80 metros de luz formado por dos tramos de vigas preesforzadas simplemente apoyadas para puentes vehiculares en Guatemala?

De aquí se desprenden otras preguntas auxiliares para abordar el problema principal del comportamiento estructural:

- ¿Cuál es el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado como subestructura que soporta un tablero superior concreto preesforzado en dos luces hasta de 40 metros en cada tramo, ante cargas verticales y cargas laterales sísmicas?
- ¿Cuáles son las cargas sísmicas de diseño para el arco circular triarticulado de concreto reforzado en puentes vehiculares que generan esfuerzos y deformaciones elásticas del arco para longitudes de tablero superior máximas de 80 metros en Guatemala?
- ¿El comportamiento estructural de puentes arco circular triarticulado con tablero superior es más eficiente para puentes de paso vehicular, en comparación con los puentes de arcos circulares biarticulados y biempotrados con tablero superior?

La investigación interpreta las diferentes teorías de mecánica de materiales, cálculo de arcos, concreto reforzado, concreto preesforzado e ingeniería de puentes, aplicadas a puentes arco circular triarticulado con tablero superior de vigas preesforzadas, tomando en cuenta los códigos de diseño, para dar a conocer los requisitos mínimos de diseño que deben de cumplir estas estructuras.

Se desarrollará información necesaria para describir los temas empleando de las diferentes teorías mencionadas anteriormente, aplicadas al tipo de puente arco circular triarticulado con tablero superior de vigas preesforzadas, tomando en cuenta los códigos de diseño, y determinar los requisitos mínimos de diseño que deben de cumplir estas estructuras.

El tema de puentes arco puede ser tan extenso por las distintas clasificaciones de sustentación y forma, así como clasificaciones secundarias de función y material.

- Contexto general

En Guatemala, es común encontrar topografías de terreno ubicadas generalmente en zonas de difícil acceso, barrancos, grandes valles o cursos de agua importantes, que requieren la construcción de estructuras de grandes luces, en donde hay oportunidad para innovar con la tipología de puentes tipo arco. No existe un inventario de puentes arco del país.

Al revisar los códigos de construcción como lo son: los elaborados por el Comité AGIES NSE-10 (2010); el Comité NR5 Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales (2001); el Comité ACI 318 (2019); el Comité ACI 423 (1996); el Comité AASHTO (2017); que están vigentes en el país, no

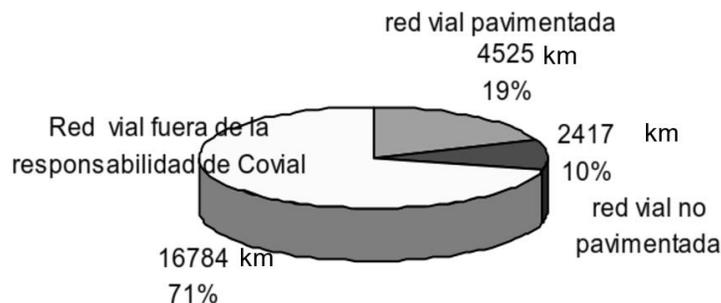
cuentan con consideraciones y metodología para el análisis y diseño estructural para puentes en arco con tablero superior.

Para evitar repetir los estudios realizados por estos autores se resalta que la investigación será una aplicación de puentes arco con tablero superior con dos luces de hasta 40 metros cada tramo, donde se aprovechará la aplicación del concreto preesforzado en el tablero superior, y la teoría de cálculo de arcos disponible para determinar los esfuerzo y el comportamiento del arco circular triarticulado.

La población de estudio serán los puentes que presentan daños estructurales en el apoyo central (pila o muro) de la red vial nacional que se encuentra a cargo de la Unidad de Conservación Vial COVIAL, del Ministerio de Comunicaciones de la República de Guatemala, en el suroccidente de la República de Guatemala, luces hasta de 80 metros, y cómo se pretende aprovechar el concepto del presfuerzo en el tablero superior, el estudio se aprovechará para luces entre 40 y 80 metros, que son las luces más comunes donde se aplica el presfuerzo en elementos de concreto.

Aunque no se tiene un inventario de puentes de la república se tienen estudios realizados por la Unidad de Conservación Vial, COVIAL. Debido a que la red vial nacional tiene distintas jurisdicciones institucionales no se tiene acceso a conocer específicamente el inventario de puentes, diversas instituciones han realizado esfuerzos por tener un estudio tales como CIBA, Cámara Guatemalteca de la Construcción entre otros, que han hecho esfuerzos por recopilar información sobre puentes en Guatemala.

Figura 1. **Jurisdicción de la red vial de Guatemala de COVIAL**



Fuente: Molina (2013). Estado actual de puentes.

Desde el año 2012, COVIAL realizó una clasificación de daños de puentes existentes en la red vial de su jurisdicción, de lo cual fueron evaluados 1,072 puentes con el método de inspección visual finalizado en el mes de junio 2014, este estudio realizado reflejó acciones a tomar por parte del Gobierno y elaborar un plan para establecer el tipo de mantenimiento, pautas para realizar la inspección, procedimientos técnicos estandarizados, detectar las deficiencias existentes, establecer el estado de condición actual de los puentes, y se sistematizó la información por medio del SICOP Sistema mediante el cual se gestionan los controles técnicos, administrativos y financieros de programas de inversión en proyectos y multiproyectos de infraestructura uso de COVIAL.

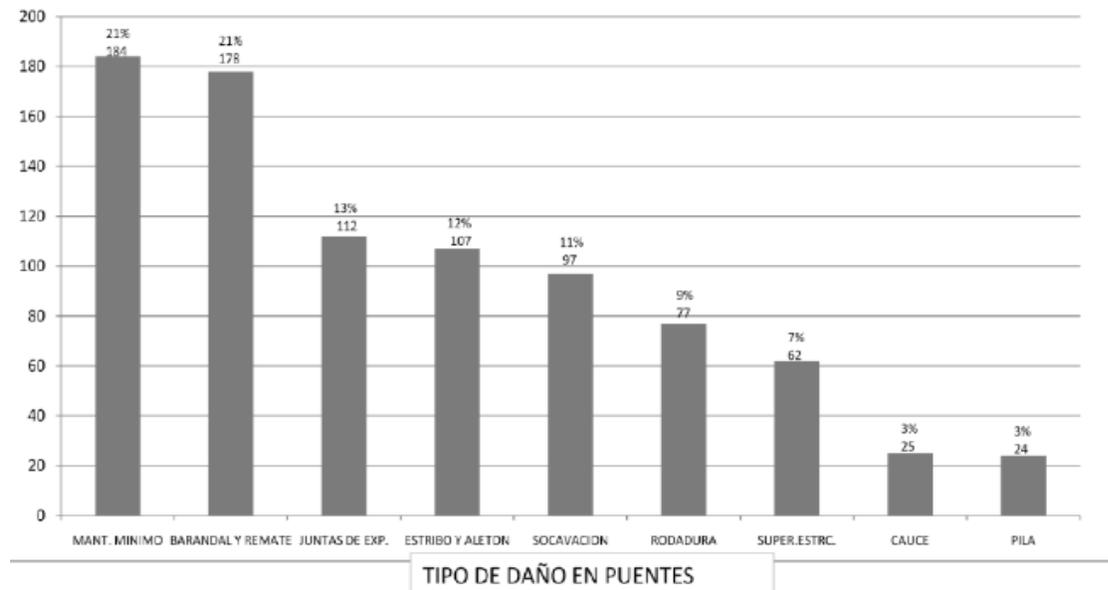
Los resultados del estudio de COVIAL arrojan que las amenazas en el país a los puentes son evidentes tales como hidrometeorológica, sísmica, lahares, deslizamientos, viento y antrópicos entre los principales que han afectado el estado de puentes. En el aspecto hidrometeorológica, la recurrencia de incidentes ha ido en aumento, y en las últimas dos décadas los incidentes de daños en puentes debidos a las tormentas tales como Mitch (1998), Stan (2005), Agatha (2010) y DT12 (2011) han puesto a Guatemala en la posición de los 10

países del mundo más vulnerables al cambio climático como lo han mencionado en Informes de labores del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda (2014).

En los eventos hidrometeorológica, Stan (2005) se reportaron 54 puentes dañados, y en Agatha (2010) se reportaron 75 puentes dañados. Esta investigación va enfocada a la propuesta de reducir la vulnerabilidad de las estructuras a daños hidrometeorológica,s en las pilas centrales utilizando otra subestructura como es el arco.

También se conoce por la única fuente de investigación del estado actual de puentes en Guatemala que el 77 % de puentes son de concreto reforzado, lo que muestra el gran uso de este material en el país, también se conoce que el 34 % de los puentes están construidos en las zonas más montañosas de país y con alta amenaza hidrometeorológica, tales como los departamentos de Huehuetenango, Guatemala, San Marcos, Sololá, Quiché, Totonicapán y Quetzaltenango; De estos el 18 % tienen daños considerables y severos, el 1 % colapso total según resalta el estudio de COVIAL. En cuanto al tipo de daño reportaron que por socavación en pilas y estribos se encontraron 97 puentes (11 %) y daño estructural en pila central una cantidad de 24 puentes (3 %).

Figura 2. **Gráfico de daños, estado actual de puentes de Guatemala jurisdicción de COVIAL 2013**



Fuente: Molina (2013), Estado actual de puentes.

- Descripción del problema

Los reportes de daños de puentes arco indican que no han sido severos debido a sismos, o presencia de colapso, pero que no representan necesariamente un buen comportamiento de los materiales, sino más bien un buen comportamiento del sistema estructural ante los sismos de gran magnitud ocurridos en el país; puesto que los puentes arco se cimientan generalmente en sitios rocosos, por el momento no han experimentado movimientos sísmicos severos. Sin embargo, existen puentes arco que han quedado sísmicamente deficientes ante los códigos actuales de diseño y que podrían ser motivo de estudio.

En Guatemala muchos puentes arco que existen son del tipo bóveda de mampostería como lo establecieron en la Unidad de Conservación Vial en el 2013 posterior a los desastres meteorológicos, en su mayoría con prohibición de demolición, aunque presenten fallas estructurales en la corona o intradós del arco, por declararse monumentos históricos por el Instituto de Antropología e Historia (IDAEH), quienes tienen a cargo de su protección, mantenimiento y conservación.

El comportamiento estructural de algunas estructuras de arco en mampostería o albañilería ha dado resultados satisfactorios dados las amenazas sísmicas y meteorológicas, no obstante su ductilidad no es la ideal para sismos más severos, otras presentan daños considerables en la corona del arco, otras no cumplen la distancia ideal del puente, por ello se redescubre que las estructuras de concreto reforzado son las más idóneas para resolver los problemas de la ductilidad, salvar luces mayores y un mantenimiento menor.

Las estructuras en puentes arco no solamente podrán ser utilizados para red vial nacional, sino para acceso a importantes estructuras, por ejemplo, se puede mencionar el puente en arcos de mampostería en la hidroeléctrica de Zunil, Quetzaltenango ha tenido buena respuesta sísmica y a las vibraciones impuestas por la represa.

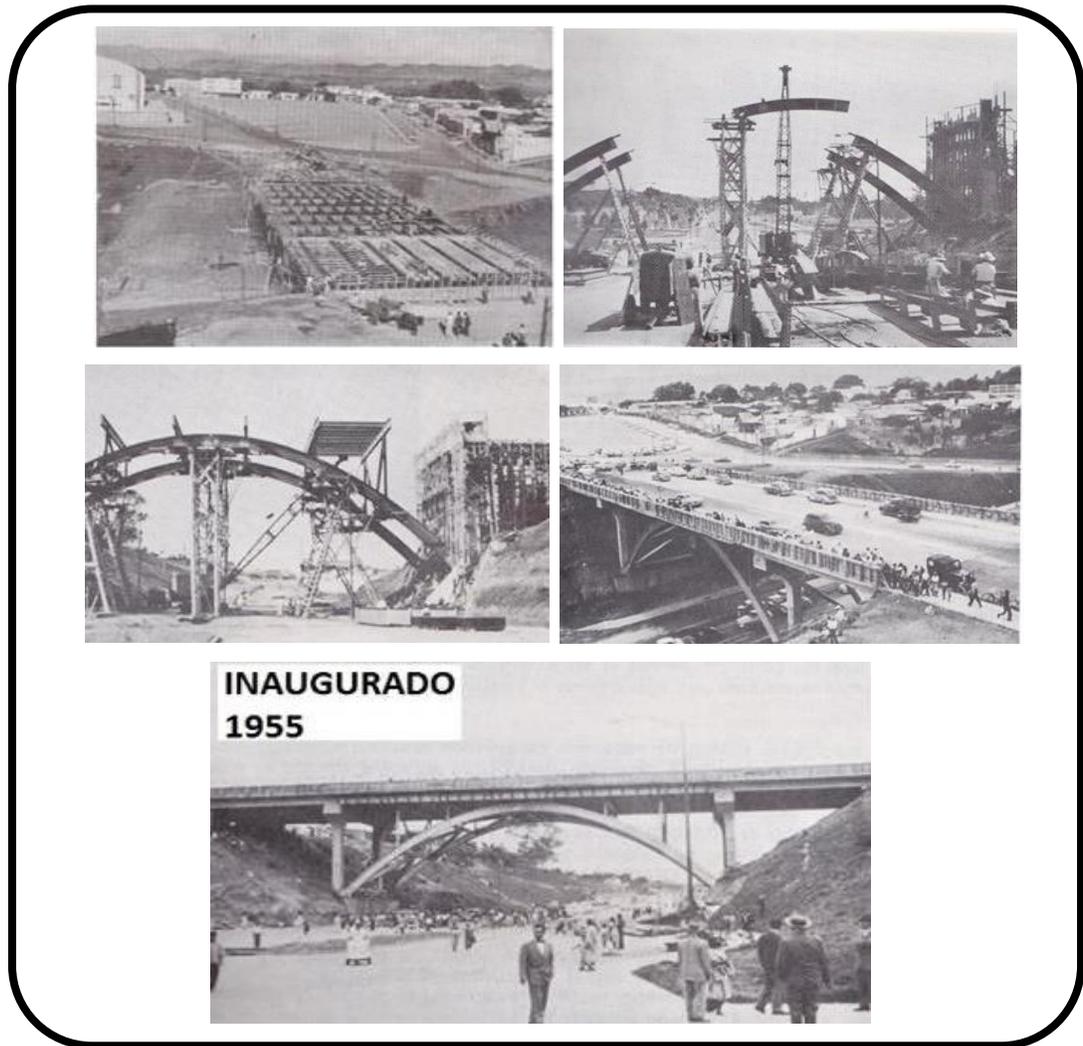
Otros puentes arco tipo bóveda no han sido la solución ideal, debido a las limitantes de las bóvedas de concreto reforzado y de mampostería para resistir luces entre los apoyos más grandes, por ejemplo, el puente del Cerro Lec en el departamento de Sololá kilómetro 113.50 carretera entre Andrés Semetabaj y Panajachel no cubrió la suficiente longitud para la descarga que la cuenca impone afectando los aproches del puente.

Investigadores miembros de la Asociación Mexicana de Ingeniería Sísmica como Álvarez, Jara, Hernández y Aparicio (2006) han elaborado estudios de la respuesta sísmica de puentes arco; sin embargo, en Guatemala el conocimiento relativo al tema es escaso o nulo es por lo que las normas vigentes no incluyen estas estructuras y que no se ha llevado a cabo en los proyectos de infraestructura del país como aplicación práctica. Según la revisión bibliográfica que se presenta los puentes de esta tipología se divide principalmente en puentes de acero y puentes de concreto; quedan fuera del alcance de este trabajo puentes construidos con acero y otros materiales.

Alvarez, Jara, Hernández, y Aparicio (2006) en la revista sísmica titulada *Evaluación de respuesta de grandes puentes en arco*, reportan que ante movimientos fuertes sísmicos los puentes arco no han presentado daños severos y tienen un comportamiento complejo durante sismos fuertes, a pesar de que son elementos sometidos a grandes fuerzas axiales de compresión por carga muerta.

La práctica constructiva de puentes arco en el mundo es extensa, sin embargo en Guatemala es más conocido y practicado el uso en perfiles de acero estructural, tal es el caso del Puente Olímpico el cual fue proyectado con ocasión de la construcción de la Ciudad Olímpica para la celebración de los primeros juegos olímpicos Centroamericanos y del Caribe, celebrados en el año 1952, bajo el gobierno del Dr. Juan José Arévalo Bermejo, este puente fue construido bajo las órdenes del ingeniero Juan de Dios Aguilar, cubre una luz de arco de 42 metros y el tablero superior una luz de 76.00 m, el arco tiene una flecha de 12 metros, el peralte de los elementos de acero del arco son de 60 pulgadas, este puente es patrimonio nacional según el Instituto de Antropología e Historia (IDAHE) y 62 años después de su inauguración su comportamiento estructural ha sido satisfactorio. Este puente une la zona 5 con el centro de la ciudad. El costo del puente fue de 80 mil quetzales con un tiempo de ejecución de 5 meses.

Figura 3. Título de proceso constructivo del puente olímpico en Ciudad de Guatemala 1952-1955



Fuente: Peralta (2015). *Ingeniero Residente*.

Figura 4. **Estado actual de puente arco triarticulado de acero estructural del puente olímpico con tablero superior en Guatemala**



Fuente: [Fotografía de Julio Vásquez]. (Zona 5, Ciudad de Guatemala. 2020). Colección particular. Guatemala.

- **Formulación del problema**

La importancia de la investigación radica en la aplicación práctica a estructuras para salvar depresiones topográficas al conocer y comprender que el tablero superior se puede apoyar sobre un arco circular triarticulado de concreto reforzado. En Guatemala hoy en día se ha empleado la tecnología de preesforzado para puentes de más de 40 metros, y los daños estructurales a causa meteorológica reportados son comúnmente las pilas centrales, susceptibles de socavamiento.

En el campo de los puentes, es de interés particular salvar luces variables que pueden oscilar entre un par de metros hasta cientos de kilómetros como se ha visto en la actualidad en algunos países desarrollados; para el caso particular de Guatemala, no es secreto, que no se superan luces mayores a 100 metros por

el tema económico, pero la topografía demanda luces mayores a 40 metros, siendo los más comunes en los proyectos municipales.

Esta investigación se enfoca a luces no mayores a 80 metros, que se encuentran en los rangos más comunes, o simplemente salvar claros pequeños de una manera más económica, por lo tanto para este estudio se sostiene que un método económico para salvar estas luces es por medio de una estructura en arco circular como apoyo a un tablero superior que funciona como pista, y que la forma más efectiva de hacerlo es con arco triarticulado, siendo imprescindible la aplicación del pos-tensado para las vigas longitudinales de los tableros superiores.

En la investigación se aplicarán las cargas provenientes del tablero superior, cargas laterales, cargas sísmicas de componente vertical y horizontal del análisis modal espectral, entre otras; así como la respuesta de la estructura.

Será necesario describir el estado del conocimiento que en el año 2014 se tiene sobre la respuesta sísmica de este tipo de estructuras. Los estudios referentes al análisis de la respuesta sísmica de estos puentes que se plantean en la investigación han sido escasos o nulos, y es imprescindible que el diseñador cuente con este tipo de información.

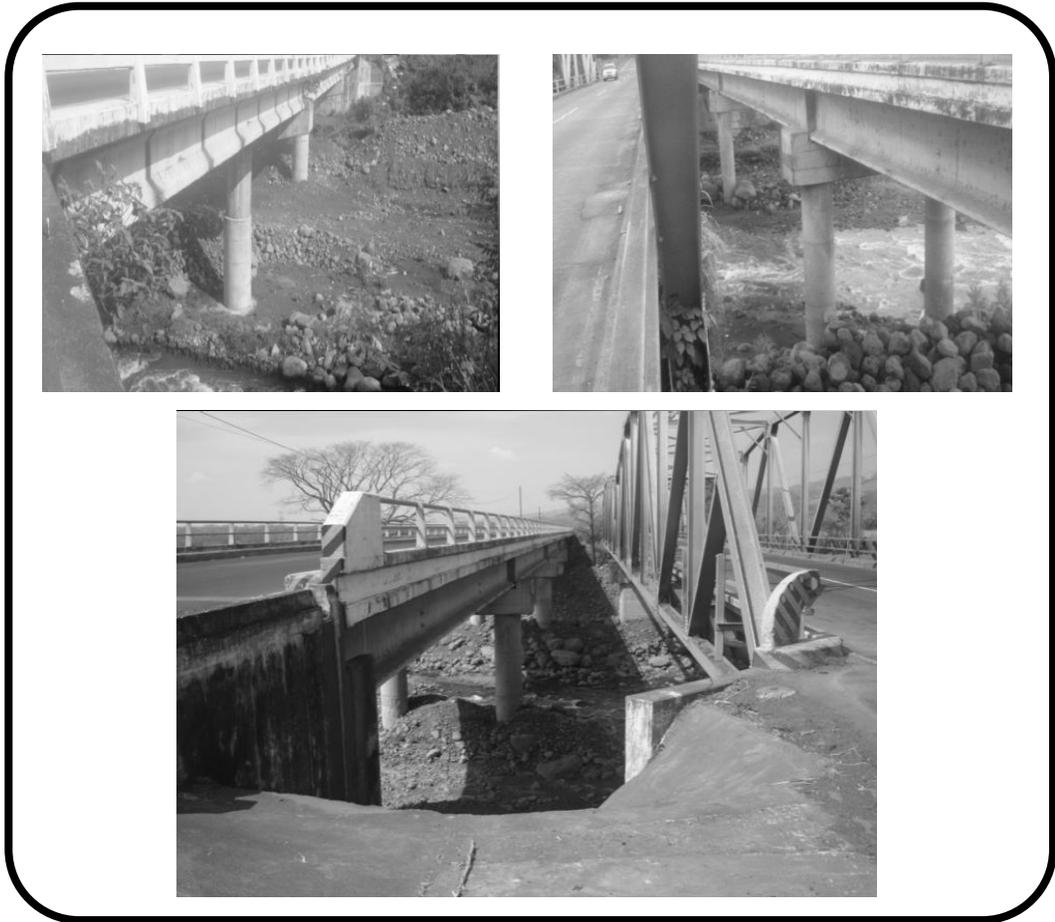
Los beneficios de esta investigación son evidentes, se conocerá y comprenderá el comportamiento estructural del arco circular triarticulado de puentes vehiculares con tablero superior para aplicarlo o utilizarlo en la infraestructura del país, siendo una forma efectiva de salvar depresiones topográficas.

Según la revisión del estado de puentes del año 2010 de la red vial nacional se cuenta con 23,726 kilómetros según estadística Molina (2013), el 71 % (16,784 km) de la red nacional no se encuentra bajo la responsabilidad de COVIAL (de esta cuenta que no tienen una adecuada revisión y reglamentación basada en las normas exigidas por esta dependencia del estado), el 19 % (4,525 km) de la red vial nacional cuenta con pavimento de algún tipo, y el 10 % (2,417 km) de la red vial nacional no tiene pavimento. Dentro de la red vial nacional se incluyen los distintos puentes como lo son: Concreto reforzado, estructura metálica, tipo Pony, estructura metálica con armadura de paso superior e inferior tipo Warren, arco de mampostería, mixtos que incluye losa de concreto y vigas de acero, Bailey, y de madera.

De los puentes dañados de los archivos de Molina (2013) dentro de la responsabilidad institucional, se observa que los daños son causados principalmente por las amenazas hidrológicas, y no tanto por daños estructurales causados por sismos, estos daños hidrológicos se acentuaron por las tormentas tropicales Stan en el año 2005 y Agatha en el año 2010, con 54 puentes dañados en el año 2005 y 75 puentes dañados en el año 2010 respectivamente, los tipos de daños visualizados son: Barandales y remates, juntas de expansión, Piso (losas, metal, madera), vigas, apoyos, pilas de apoyo central, elementos en armaduras (acero o madera), estribos, socavamientos, asolvamientos, corrosión y colapso total. (Ver siguientes figuras).

De aquí radica la importancia de presentar una alternativa más eficiente para apoyos centrales y evitar daños a la subestructura de puentes por causas meteorológicas.

Figura 5. Puentes dañados de tres luces de concreto reforzado con dos pilas centrales carretera CA2, red vial nacional Guatemala



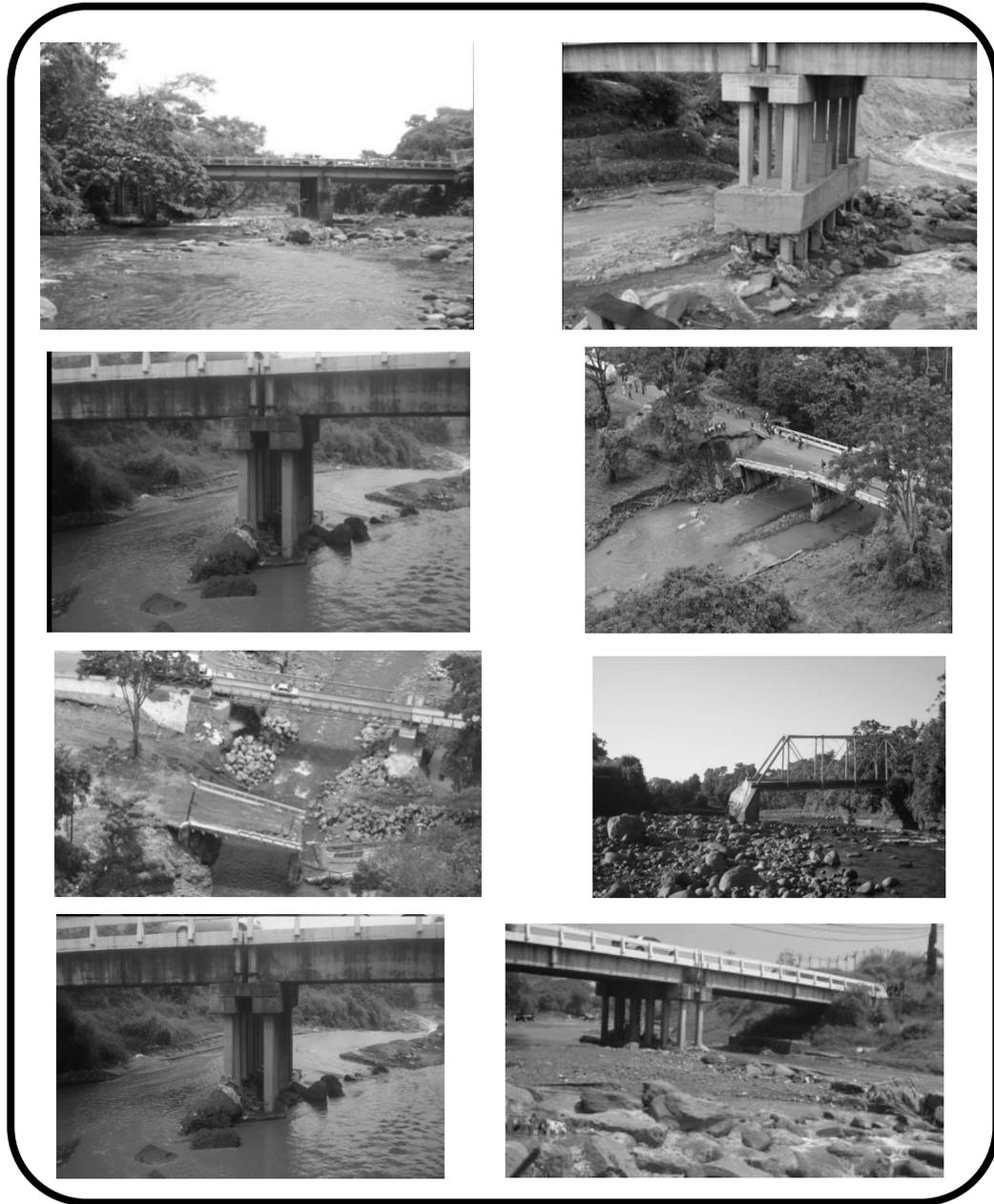
Fuente: Molina (2013). Estado actual de puentes.

Figura 6. Daños en puentes de concreto reforzado en pilas de apoyo carretera CA2 red vial nacional Guatemala



Fuente: Molina (2013). Estado actual de puentes.

Figura 7. **Socavación en apoyos intermedios pilas y muros, red vial nacional Guatemala**



Fuente: Molina (2013). Estado actual de puentes.

- Delimitación del problema

La investigación presenta información técnica como una alternativa de tecnología disponible para disminuir la vulnerabilidad por aspectos hidrológicos que provocan daños a los estribos, pilas centrales, efectos de socavamiento, asolvamientos. A través de la implementación de arcos circulares triarticulados en puentes es posible salvar luces sin apoyos centrales o en contacto directo con las corrientes de agua con mayor energía en líneas centrales de los ríos. Se presenta información sobre los aspectos estructurales de los arcos para un mejor desempeño estructural tomando en cuenta las solicitaciones de cargas verticales y horizontales.

En la investigación se resalta la aplicación de puentes arco con tablero superior dos luces de 40 metros cada tramo, aplicando el concreto preesforzado en el tablero superior, y la teoría de cálculo de arcos para determinar los esfuerzos y el comportamiento más eficiente de arco circular triarticulado, biarticulado y empotrado.

La teoría del arco en puentes se sustenta por investigaciones de otros autores y se diferencia en un tablero superior flotante con un solo apoyo simple sobre el arco en la corona. El análisis del arco se realiza describiendo las teorías de cálculo de arcos, teoría de mecánica de materiales, realizando estudio de simulación para estudiar el comportamiento sísmico mediante el uso de software de análisis estructural de elementos finitos, describiendo las variables intervinientes de la respuesta sísmica, y comparando la influencia de los grados de libertad liberados y restringidos en la zona de los arranques y la corona.

Guatemala es un país que se encuentra en de tres placas tectónicas: la placa de Norteamérica, la del Caribe y la de Cocos, por lo tanto, el diseño de puentes de grandes luces requiere consideraciones de diseño sismo resistente. Se entenderá como grandes luces para efectos de la tesis, longitudes de puentes mayores a 40 metros y hasta 80 metros, aplicados a topografías Guatemaltecas del Altiplano, tomando en cuenta que la topografía del terreno serán zonas de difícil acceso, barrancos, grandes valles o cursos de agua importantes. Generalmente los proyectistas viales realizan trazos de carreteras evitando estas topografías porque se acostumbra construir puentes con los menores tramos posibles, para evitar pilares centrales intermedios.

La información de esta investigación contribuirá al desarrollo sostenible de la red vial nacional de Guatemala a los nuevos puentes a construir donde se pueda aplicar esta tipología según la topografía y condiciones del terreno, considerando que estas estructuras no son tan vulnerables al problema meteorológico y se aprovecha al máximo la resistencia de los materiales empleados, con lo que se obtiene una forma de solucionar el colapso y daño de los puentes de grandes luces debido a las problemas que ocasiona el uso de apoyos centrales dentro de la corriente del río.

OBJETIVOS

General

Describir la efectividad del comportamiento estructural del arco circular triarticulado de concreto reforzado como subestructura que soporta un tablero superior recto hasta de 80 metros de luz formado por dos tramos de vigas preesforzadas simplemente apoyadas para puentes vehiculares, según los criterios de diseño sísmico de la norma AASHTO (2017), y Normas de Seguridad Estructural NSE 5.1 de AGIES (2018) en Guatemala.

Específicos

1. Describir el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado como subestructura que soporta un tablero superior de concreto preesforzado en dos luces hasta 40 metros cada tramo, ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas.
2. Describir los principales criterios de diseño sísmico de subestructura de arco circular triarticulado de concreto reforzado en puentes vehiculares.
3. Comparar el comportamiento estructural de la subestructura de puentes arco circular triarticulado con tablero superior, con puentes de arcos circulares biarticulados y empotrados con tablero superior en luces de 40 a 80 metros.

RESUMEN DEL MARCO METODOLÓGICO

El objeto de estudio son los arcos circulares triarticulados de concreto reforzado para puentes con tablero superior de concreto preesforzado, la diferencia con otras investigaciones radica en que se estudiarán casos de arcos esbeltos, sin arriostramiento, y sin péndolas verticales que conectan el tablero superior con los arcos generando un sistema isostático de en la subestructura del puente.

De acuerdo con la línea de investigación de la Escuela de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala este trabajo pertenece al subgrupo de análisis y diseño estructural de estructuras complejas, el cual se centra en la respuesta estructural de arcos circulares con tablero superior triarticulados para puentes de luces hasta de 80 metros. De acuerdo al fin es una investigación aplicada, de acuerdo con los datos analizados la investigación es del tipo cuantitativa, la metodología es no experimental, exploratoria, descriptiva y transversal. Las fases de la investigación son:

- Fase 1: Se demostrará la efectividad del comportamiento estructural del arco circular triarticulado de concreto reforzado, iniciando por la revisión documental tanto del estado de arte como de las teorías estructurales de arco que demuestran ampliamente el uso de la tecnología de arcos en puentes. Seguidamente por medio de la técnica de estudios de simulación asistida por computadora con la metodología de elementos finitos se obtendrán las estimaciones puntuales de las variables de interés,

realizando una cantidad de modelos estructurales tridimensionales de acuerdo a una muestra estratigráfica en intervalos de 10 metros, en luces de arco desde 40 a 80 metros.

- Fase 2: Para explicar el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior de concreto preesforzado en dos luces hasta 40 metros cada tramo, al modelo de simulación estructural se aplicarán cargas verticales y cargas laterales sísmicas, y realizando el procedimiento de análisis estructural por elementos finitos se determinaron variables dinámicas, fuerzas, esfuerzos, y deformaciones.
- Fase 3: Se especifican los criterios de diseño sísmico para el arco circular triarticulado de concreto reforzado en puentes vehiculares, por medio de revisión documental de las normas y códigos de diseño sísmico aplicado a estos puentes, los cuales la mayoría de los códigos, los clasifican como puentes no convencionales y que escapan de los análisis o requisitos tradicionales.
- Fase 4: Se realizan simulaciones obteniendo los valores numéricos de las variables relevantes para comparar el comportamiento estructural con arcos triarticulados biarticulados y empotrados. Se analizan e interpretan los datos de acuerdo a lo establecido en las normas de diseño de puentes para los estados límites de servicio y de resistencia.

- Hipótesis

La Hipótesis de la investigación es planteada en una sola variable cuyo objeto de estudio es la efectividad del arco, por lo cual se pretende validar el siguiente enunciado: Los puentes arco circular de concreto reforzado con tablero superior de concreto preesforzado son más efectivos en su comportamiento estructural para soportar las cargas verticales y cargas sísmicas incorporando tres articulaciones en el arco, debido principalmente a que trabaja en compresión y se minimizan los esfuerzos de flexión.

- Unidad de observación: Puentes arco de concreto reforzado con tablero superior de concreto presforzado.
- Variables: Incorporación de dos articulaciones en los arranques del arco circular y una articulación en la corona del arco circular en concreto reforzado, incorporación de concreto preesforzado al tablero superior hasta de luces de 80 metros, comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior. En esta investigación existen variables que no precisamente están expresadas en la hipótesis, pero que están implícitas en el objeto de estudio.
- La explicación supuesta: La eficacia del arco circular triarticulado (arco isostático), sin arriostramiento, radica en que trabaja principalmente a esfuerzos de compresión y cumplen criterios de límites de servicio y límites de resistencia.

INTRODUCCIÓN

La presente investigación pertenece a la línea de investigación de Análisis y diseño estructural de estructuras complejas, el cual se centra en la Respuesta estructural de arcos circulares con tablero superior triarticulados para puentes de luces hasta de 80 metros. Describe la efectividad del comportamiento estructural del arco circular triarticulado de concreto reforzado, soportando un tablero superior recto hasta de 80 metros de luz formado por dos tramos de vigas preesforzadas simplemente apoyadas para puentes vehiculares, según los criterios de diseño sísmico del Reglamento para concreto estructural del Comité ACI 318, la norma AASHTO, y Normas de Seguridad Estructural AGIES NSE-18 en Guatemala.

La descripción radica en el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado ante acciones de cargas verticales y cargas laterales sísmicas. También se compara el comportamiento estructural de puentes arco circular triarticulado con puentes de arcos circulares biarticulados y empotrados, evaluando la sensibilidad de estas estructuras a la liberación de momentos permitiendo giros en los grados de libertad de la corona y los arranques del arco.

El beneficio de este estudio es la propuesta tecnológica de los arcos circulares triarticulados y el uso de vigas preesforzadas en el tablero superior para alcanzar grandes luces por cada tramo, definiéndose como una estructura compleja, tiene aplicación práctica para salvar depresiones topográficas al conocer y comprender que el tablero superior de concreto preesforzado en puentes vehiculares se puede apoyar sobre un arco circular triarticulado de concreto reforzado, en lugar del uso de pilas centrales, susceptibles de

socavamiento y daños a causa de condiciones meteorológicas e hidráulicas de los ríos o depresiones topográficas.

El carácter innovador de la propuesta de esta tipología estructural es construir los arcos gemelos circulares triarticulados a su capacidad máxima de compresión y flexión minimizando o inclusive eliminando los elementos de péndolas verticales que conectan las vigas del tablero superior con los arcos, evaluando el rango de capacidad de esbeltez, así como minimizar los arriostramiento transversales que interconectan los arcos gemelos.

El capítulo 1, recopila las principales teorías estructurales entorno a los arcos circulares para comprender las variables principales para la comprensión de la respuesta estructural, el capítulo 2 se plantean los componentes del puente arco con tablero superior para que los análisis sean consecuentes con la teoría de análisis estructural planteada. En este capítulo tiene relevancia las aplicaciones tecnológicas que se conocen a la fecha en las articulaciones del concreto reforzado, esta tecnología no es muy conocida y tiende a generar desconfianza porque regularmente el concreto reforzado es común conocerlo por la capacidad que tiene de generar conexiones monolíticas entre elementos estructurales, vigas, columnas, pilas, apoyos y muros entre otros. Cómo se desarrolla en este capítulo, el lector comprenderá que las articulaciones son posibles en el concreto reforzado, siendo independiente a las rótulas plásticas que son producidas en elementos estructurales sometidos a momentos y cortantes M/V significativos.

En el capítulo 3, se especifican los criterios de diseño sísmico especificado por AGIES NSE-18 y AASHTO (2017), en el cual se ejemplifican las cargas permanentes, cargas instantáneas y las cargas accidentales, se especifican los criterios de diseño sismorresistente para puentes arco circulares triarticulados

tales como: el balanceo de rigideces del sistema de puentes de varios tramos es un requisito de las normas de puentes siendo un criterio de sismo resistencia que debe estar ligado y concebido a los arcos ya que no siempre los arcos pueden ser simétricos dada las depresiones topográficas, el factor de respuesta R empleado para estos puentes arcos que no están definidos en las normas porque estos puentes se consideran no convencionales.

Se comparan algunos métodos existentes en las normas y estado de arte para el análisis de pandeo del arco y se compara con los arcos biarticulados y empotrados, y un aspecto adicional en esta investigación es que se incursiona en dos escenarios de arcos gemelos con arriostramiento lateral y sin arriostramiento lateral comparándolos con la técnica de análisis de factor de pandeo por efecto P Delta en el modo de pandeo más crítico.

1. MARCO REFERENCIAL

1.1. El uso de los arcos articulados en estructuras de puentes

El tema de puentes arco es fascinante y considerablemente extenso, considerando que existen diferentes tipologías, materiales y aplicaciones. A finales del siglo XIX aparece el cemento Portland y el hormigón, que contribuyeron a las formas de construir puentes arco con piedra y mampostería, y en la ingeniería de puentes arco se entendió la contribución a las obras modernas cuando apareció el hormigón. En el inicio se conocen obras emblemáticas de puentes arco de mampostería los cuales tienen aplicación.

Castro (1993) menciona que diferencia de otras investigaciones de puentes de concreto de arcos empotrados, biarticulados y triarticulados, en este trabajo se trata de vigas simplemente apoyadas sobre arco, pero es interesante conocer comparativos de los trabajos de investigación sobre geometrías, por ejemplo, se sabe que se ha estudiado mayormente los arcos asociados a dinteles. En el estudio de arcos circulares, una comparación estructural de su comportamiento en cubiertas, entre los arcos parabólicos y los circulares hay discrepancia geométrica muy baja, que afecten la eficiencia estructural.

El arco parabólico articulado con relaciones pequeñas de luz a flecha (l/f), reduce los momentos internos para los casos de carga vertical, y se sabe también que los arcos con apoyos articulados reducen los esfuerzos por momento flector en comparación con los de apoyos atirantados, debido a que en el arco atirantado el empuje horizontal se transmite directamente al mismo, el tirante se deforma

haciendo que, el arco pierda su geometría original afectado de esta manera las fuerzas internas.

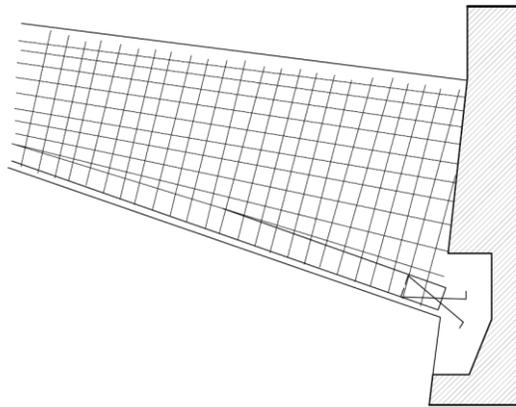
Desde este punto de vista es más eficiente el arco articulado, pero lo cierto es que solo se estaría transmitiendo el esfuerzo a los apoyos que pueden ser estribos o cimentaciones especialmente diseñadas, cualquiera que fuera el caso habría que considerar como problema aparte. Como se puede demostrar en una comparación geométrica el arco parabólico tiene más semejanza con uno circular al disminuir la flecha, por consiguiente, la similitud de comportamiento estructural se hace patente en la misma medida. Sin embargo, para el caso de cargas verticales, al disminuir la flecha aumentan los esfuerzos debidos a momentos flectores (empeorara su eficiencia).

Al aplicar fuerzas horizontales al arco algunos autores han concluido que entre más pequeña sea la flecha los esfuerzos serán menores, es decir que entre más plano el arco, se producen menores esfuerzos debido a que existe más presencia en ese plano la línea de presión, así mismo han afirmado que se podrá comprobar que el arco circular es estructuralmente más eficiente para cargas radiales que para cargas horizontales (Castro, 1993). Del estado del arte podemos describir brevemente algunos de los arcos articulados más característicos.

En algunos informes de evaluación de puentes arco, han reportado daños como ejemplo se encuentra la Pasarela Peatonal de Gerona, con un arco de 48.50 m de luz y 3.50 m en forma parabólica, con un espesor de flecha en la clave de 0.26 m y en el arranque 0.31 m, carga viva de diseño de 400 kg/m^2 , el puente fue construido con dos articulaciones tipo Mesnager en estribos.

En la puesta en servicio la obra fue señalada insegura por sus desplazamientos graduales en los apoyos, que alcanzaron los 6 cm, no obstante, la obra está en servicio a la fecha y en perfecto estado gracias a sus articulaciones en los apoyos. La enseñanza de esta obra fue que al aligerar los tímpanos transversalmente, serían más notables las deformaciones.

Figura 8. **Pasarela de Gerona**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Otra tipología de puentes arco son los arcos con tímpano que consiste en una fundición monolítica entre el arco y tablero, que han sido muy empleados por el ingeniero suizo Robert Maillart. Estos puentes son similares a puentes de piedra, que han sido asociado al tablero superior por medio del tímpano, estas obras abrieron una ventana enorme al entendimiento del puente arco.

Cuando en el puente de Zuoz de 1901 –arco tímpano de hormigón de 30 m de luz, triarticulado, y con relación flecha-luz 1:10, se le fisuraron los tímpanos, los eliminó como en su segundo puente, el de Tavanasa (1905), en el que empieza a perfilarse lo que va a ser una de las aportaciones

concretas de Maillart al mundo de los puentes: el arco triarticulado con riñones aligerados. (Manterola, 2015, p. 76)

Figura 9. **Puentes arco tímpano con tablero superior**

a) Puente Zuoz sobre el río Inn (1901)



b) Puente Tavanosa sobre el río Rhin (1905)



Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

Figura 10. **Puente de arco circular triarticulado de concreto reforzado**
Obras de Robert Maillart

a) Puente Rossgraben (1932)



b) Puente Felsegg sobre el río Thur (1933)



c) Puente Garstatt sobre el río Simme (1940)



Fuente: Basano, Coniglio y Ramonda (2009). *Obras de Robert Maillart*.

Figura 11. **Ejemplo de puente en arco parabólico triarticulado de concreto reforzado de sección hueca con tablero superior**



Luz Arco: 56 m, Ancho de tablero: 10m. Obra de Robert Maillart, puente Arve (1937). Ginebra Suiza

Fuente: Basano, Coniglio y Ramonda (2009). *Obras de Robert Maillart*.

La segunda tipología de las obras puentes de Robert Maillart son los puentes arco asociados a dintel y puentes arco triarticulado con riñones aligerados, llegando a constituirse en clásicos diseños de puentes arcos triarticulados, en el cual el arco se reduce a su mínimo peralte en los arranques y el dintel o tablero superior es la viga de rigidez que permite el soporte de cargas y transmitir las al arco inferior, de este tipo Manterola (2015) reporta los siguientes.

Tabla I. **Reporte de relación de flecha/luz en puentes de Robert Maillart (1872-1940) con tablero superior**

Puente	Año	Luz (m)	Relación flecha/luz
Tavanasa	1905	35,00	1/8,5
Salginatobel	1929-30	90,04	1/6,9
Rossgaben	1932	82,00	1/8,5
Thur	1933	72,00	1/8,45
Arve	1936	55,97	1/11,7
Simme	1939-40	32,00	1/13,6
Strassenüberführung	1940	40,00	1/8,8

Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

En otra tipología del Ingeniero Maillart son los arcos puentes con sección transversal tipo losa, también asociados al tablero superior Manterola (2015) reporta la tabla siguiente.

Tabla II. **Reporte de relación de flecha/luz en puentes de Robert Maillart (1872-1940) con tablero superior y arco tipo losa**

Puente	Año	Luz	Relación flecha/luz	Ancho Dintel	Canto dintel	Espesor arcos
Schrärbach	1924	28,8	1/7,2	3,0	1,1	0,2 a 0,22
Val-Tschiel	1925	43,2	1/8,3	3,6	1,15	0,27 a 0,29
Landquart (ferrocarril)	1930	30	1/3,8	4,95	1,4	0,26 a 0,34
Spital	1930	30	1/9,2	7	0,9	0,24 a 0,28
Engstligen (pasarela)	1930	26	1/7,65	2	1,2	0,15 a 0,16
Hombach	1931	21	1/7	5	0,7	0,17 a 0,19
Traubach	1932	40	1/7,15	4	--	0,2 a 0,26
Schwandbach	1933	37,4	1/6,23	4,9	0,9	0,2

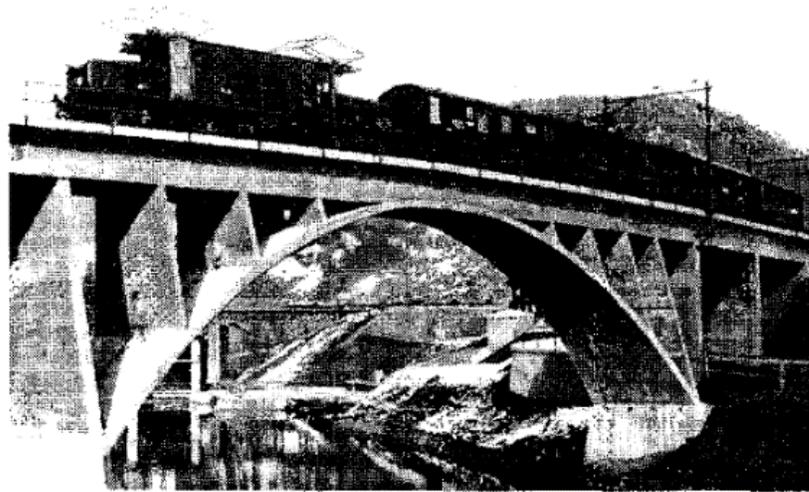
Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

En el caso del puente Landquart, se reporta una proporción entre la carga viva y muerta del cincuenta y tres por ciento. Maillart determinó la forma del arco de tal manera que correspondería a la línea de empuje debido a cargas permanentes más el cincuenta por ciento de las cargas de tráfico.

Los momentos en la viga de la superestructura por cargas gravitacionales lo determinó como si estuviera recto y sometido únicamente a fuerzas aplicadas axialmente, con hipótesis que las fuerzas radiales debidas al tráfico ferroviario producían una torsión del arco, así como una flexión altimétricas de la viga de refuerzo, sin embargo, no tomó en cuenta las tensiones de los arcos resultantes de la interacción del arco y la viga de

refuerzo. Finalmente, los momentos de torsión resultantes de la excentricidad de los ejes del arco y del tablero superior fueron despreciados. (Laffranchiy Marti, 1997, p. 2)

Figura 12. **Puente Landquart con tablero superior con planta curva**



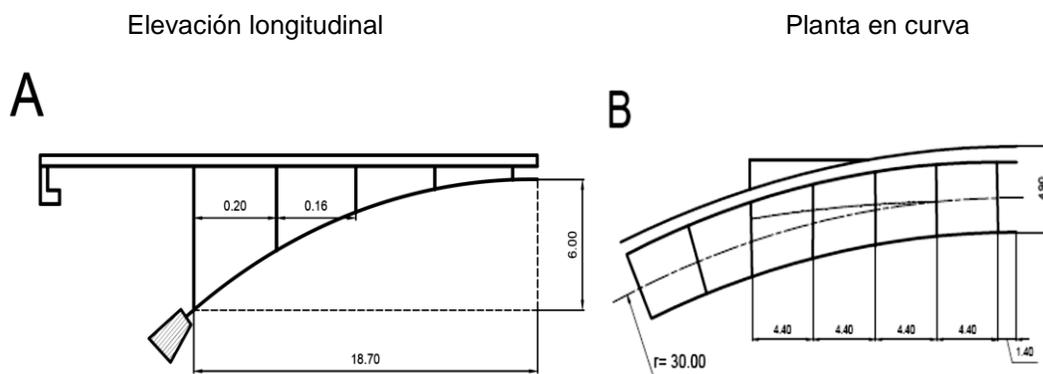
Fuente: Laffranchiy Marti (1997). Puentes de arco de Robert Maillart.

En el caso del Puente de Schwandbach, se reporta una proporción de carga viva a muerta de veinticuatro por ciento, fue conformada según la línea de empuje para la carga permanente. Cabe destacar que la curvatura del eje del arco en el plano en el sentido longitudinal.

Como menciona Laffranchi y Mart (1997) la información más detallada sobre los puentes con arco curvado que reportó Maillart mencionó el efecto favorable de la curvatura horizontal del arco del Puente de Schwandbach sobre los costos de los andamios, pero desde un punto de vista puramente estático esta curvatura no es deseable. También reportan que al realizar ensayos sobre el Puente de Schwandbach, ejecutados en junio y octubre de 1935, aclaran que los efectos

torsionales son resistidos casi por completo por la flexión transversal del tablero superior del puente y el arco, y que la influencia de la curvatura del puente sobre las tensiones y deformaciones asciende a alrededor del 15 % y es incluso menor que la de las cargas excéntricas de tráfico.

Figura 13. **Puente Schwandbach**



Fuente: elaboración propia, con información obtenida de Laffranchiy Marti (1997). *Puentes de arco de Robert Maillart.*

El diseño de los puentes arco de concreto permite una considerable libertad en la selección de parámetros geométricos y de rigidez. En comparación con los puentes no preesforzados de Maillart, el postensado de la viga de tablero superior planteado para esta tesis permite un aumento significativo en el espaciamiento de las columnas o pilas cabeza de martillo como apoyo a la superestructura.

1.2. Teoría estructural de arcos

Lo que indica Castro (1993), el arco se considera como una estructura que trabaja a compresión aplicados para cubrir grandes luces. Los arcos dependen de las condiciones de las restricciones en los apoyos y las condiciones de cargas

sobre ellas para obtener combinaciones de compresión y flexión ante cargas verticales (simétricas) u horizontales (altimétricas). Estos efectos de fuerzas internas combinadas requieren que los materiales constructivos para el arco deben soportar flexión además de compresión.

Idealmente el eje centroidal del arco debe coincidir con el funicular de las cargas permanentes o cargas muertas, para que los momentos flectores sean provocados por la sobrecarga únicamente. En la hipótesis de investigación implícitamente se estudia si la geometría circular del arco es la más adecuada para soportar cargas verticales y horizontales de tal forma que el arco trabaje a compresión. Las fuerzas internas en la sección en un arco son principalmente, fuerza axial y momento flector las que generan excentricidades y fuerza cortante.

Se permite en la teoría de arcos las leyes de Hooke de proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, e hipótesis de Navier, y la conservación de las secciones planas. En general se desprecian los efectos producidos por los esfuerzos cortantes, en cambio son más importantes para estas estructuras las deformaciones por esfuerzos longitudinales.

Se suponen fuerzas situadas en el plano del arco. Se supone que su plano de curvatura es también un plano de simetría para cada una de las secciones transversales y que las fuerzas externas aplicadas al arco actúan solamente en aquel plano de simetría. (Sánchez, 2009, p. 10)

De acuerdo con López (2003) “la deformación tendrá lugar en ese plano y el problema de análisis será bidimensional” (p. 17). Con estas bases de cálculo, la hipótesis elemental para la tesis es que su curvatura es pequeña en comparación con las dimensiones transversales de su sección si la relación entre el radio de curvatura y el canto es superior a 10.

La suposición de pequeña curvatura hace que no sea necesario aplicar una teoría especial de piezas curvas, sino que es directamente aplicable la teoría convencional de flexión de vigas, considerando únicamente que el dominio de la estructura es curvo. Los primeros trabajos sobre arcos empleando estas hipótesis se deben a Navier (1826) y a Bresse (1854). (López, 2003, p. 19)

Fernández (1955) en su libro de *Cálculo de arcos*, menciona que existen distintos métodos de cálculo de arcos, tales como método de Bresse, el método de Castigliano y el método de los trabajos virtuales. Estos métodos han sido congruentes y se llegan aproximadamente a los mismos resultados para obtener deformaciones y reacciones. Entre otros teoremas aplicados en cálculo de arcos que de igual forma siguen el comportamiento de los arcos tales como el teorema de Maxwell complementado por Land, el método de analogía de la columna. Se trabajará el comportamiento de arcos por medio de elementos finitos empleando el programa de análisis asistido por computadora SAP2000 de CSI.

1.2.1. Método de elementos finitos

De acuerdo con López (2003) en su tesis doctoral *Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos validación en estructuras agroindustriales de acero*, existen varios métodos de cálculo de arcos, tales como el método de los desplazamientos (análisis de las deformaciones el desarrollo del fenómeno físico), métodos energéticos (trabajo elástico, la energía de deformación o la energía potencial total).

Existen otros métodos de cálculo que no van a ser desarrollados por estar en desuso en nuestros días, aunque fueron utilizados con profusión en la primera mitad del siglo pasado. Entre ellos cabe citar el método de la

analogía de la columna de Hardy Cross y el método de la elipse central de inercia. (López, 2003, p. 19)

“El cálculo de arcos por el método de los elementos finitos es una herramienta potente que en la actualidad va reemplazando a los sistemas anteriores en el cálculo de todo tipo de estructuras” (López, 2003, p. 19). El método de elementos finitos surge como alternativa para el análisis estructural de los arcos mediante una herramienta computacional que permite resolver ecuaciones diferenciales en una simulación estructural resolviendo el sistema mediante matrices de rigidez y resolver desplazamientos de la estructura sometida a acciones exteriores de forma muy aproximada.

Empleando la teoría de la flexión de vigas de Timoshenko, además de la teoría clásica de Euler-Bernoulli, los programas de cómputo de análisis por elemento finito, modelan los arcos, discretizando como un elemento de viga curvada.

A partir de la expresión del principio de los trabajos virtuales o el principio de la energía potencial total se obtienen las matrices de rigidez y el vector de cargas para cada elemento finito (matrices y vectores locales, referidas al sistema de coordenadas asociado al elemento). Posteriormente se procede al ensamblaje de las matrices de rigidez y el vector de cargas equivalentes de todos los elementos de la malla, obteniéndose las matrices globales, referidas al sistema de coordenadas general del arco. Así, se obtiene el sistema de ecuaciones del arco. (López, 2003, p. 27)

$$[K] * \{a\} = \{f\} \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

K , es la matriz de rigidez global del arco

a , es el vector de desplazamientos de los nodos

f , es el vector de cargas de la estructura

Una vez establecida la ecuación matricial de gobierno de la estructura, se resuelve el sistema de ecuaciones. Una vez calculados los movimientos nodales $\{a\}$ se pueden calcular las deformaciones y, posteriormente, las tensiones en cada elemento, así como las reacciones en los nodos con movimientos prescritos. (López, 2003, p. 27)

1.2.2. Condiciones de funicular y directriz de fuerzas en arco circular

De acuerdo con Fernández (1955) “La adecuación geométrica del arco define la perfección de la estructura y esto se logra en muy pocos pasos, y el impedimento de encontrar la directriz óptima casi siempre es la sobrecarga variable” (p. 23).

El arco ideal se selecciona de acuerdo a dos aspectos principales, la forma en que recibe el arco, las cargas externas y la geometría del arco. De acuerdo con López (2003) “Para cada conjunto de cargas existe una forma particular (la llamada forma funicular), para la cual todo el arco trabaja a compresión simple” (p. 10). En el caso de efecto sísmico siendo una carga variable se genera una combinación de compresión y flexión. La combinación de cargas que involucran el evento sísmico hace que el funicular de cargas puede producir excentricidades en los esfuerzos internos, y tengamos como resultado que la sección o la geometría del arco no sea la óptima.

Inicialmente se supone que las directrices para estos casos de estudio serán circulares, con lo cual no existen razones para plantear otras formas geométricas como un arco parabólico, que de acuerdo a Sánchez (2009). sigue el funicular óptimo por carga gravitacional”

El arco circular de los casos de estudio, se plantean bajo las siguientes suposiciones:

- Suponer espesor constante en todos los arcos circulares.
- Suponer arcos gemelos simétricos.
- Cargas verticales y horizontales.
- Las cargas verticales sobre la corona del arco (cargas simétricas).
- Las cargas horizontales sobre la corona del arco (carga asimétricas).
- Se consideran las deformaciones elásticas y de fluencia lenta del concreto
- Las cargas permanentes e instantáneas serán consideradas como esfuerzos complementarios.
- La línea de presiones se encuentra contenida entre el espesor C del arco.
- Los arcos se estudian las flechas rebajadas y altas de acuerdo a la literatura con valores $r=1/5$ y $r=1/8$.

Aparte del rebajamiento, que suele venir impuesto por condiciones no de tipo resistente, la forma de la directriz viene influida por las cargas muertas y por el tipo de sobrecarga viva que haya de soportar el arco. Los esfuerzos térmicos o de retracción no influyen sensiblemente en la determinación de la directriz). (López, 2003, p. 12)

La línea de presión determina dónde debe ubicar el centroide de cada sección transversal para eliminar toda flexión del peso muerto.

Cada variación en la geometría del arco se puede cambiar tanto la línea de presión como el eje central. Conseguir que estos dos coincidan en una forma tan complicada como el puente de Salginatobel no es fácil. El ingeniero suizo Maillart introdujo un criterio para la forma del arco, con variación del peralte de las secciones de arco, incrementando la sección del arco en el riñón como el ejemplo del puente de Salginatobel.

Teniendo en cuenta que las cargas muertas son fijas, proporciona una solución permanente en la sección geométrica del arco. Las cargas vivas, sin embargo, no son tan permanentes; pueden variar tanto en magnitud como en distribución, y la solución permanente de Maillart a estas cargas transitorias ha sido el incremento de la sección transversal de la sección del arco en el riñón.

Como indica Merro (2013), la directriz del arco tiene relevancia desde la fase de diseño, hasta la fase de ejecución, porque debe de tenerse el control de deformaciones entre los niveles de diseño de proyecto y los niveles que se comprueban en sitio, debiendo reportarse cualquier alteración en la geometría del arco, ya que podía provocarse una situación grave a nivel de esfuerzos y deformaciones finales, pues si la directriz geométrica se aleja del círculo proyectado, los momentos flectores y por consiguiente las tensiones internas en las distintas secciones del arco podrían aumentar notablemente y el concreto podría por tanto no ser capaz de soportar estos esfuerzos.

1.2.3. Geometría del arco circular

Se sabe que el arco circular es estructuralmente más eficiente para cargas radiales, las cuales podrían simular viento. Para casos de carga uniforme se conoce también que los arcos parabólicos son más eficientes tales como el caso del puente de Puente Salginatobel. Pero en la hipótesis de la investigación se

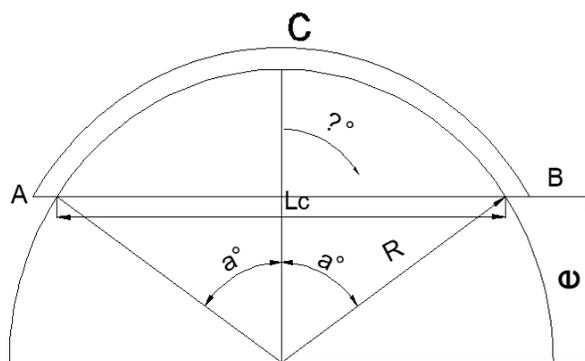
estudia implícitamente si el arco circular es eficiente para cargas verticales en la zona de la corona.

El propósito principal de buscar nuevos conocimientos en arcos circulares es debido a facilitar el proceso constructivo con secciones iguales y de trazo universal. Por lo tanto, estos puentes pueden fabricarse sin cambiar la formaleta de cada segmento, así mismo las piezas son del mismo tamaño y peso, logrando una mayor ventaja en el tiempo de construcción.

Para determinar las fuerzas internas en un punto interno que no sea el pasador en la corona, debe especificarse la geometría del arco. La ecuación del círculo, siendo r el radio de la circunferencia, con el origen en la coordenada $P(0,0)$.

$$R^2 = x^2 + y^2 \quad (\text{Ec. 2})$$

Figura 14. Geometría arco circular



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Regularmente los arcos en puentes son armados por segmentos de círculo, llamados semicírculos, siendo L_c la longitud de cuerda, es decir la luz del arco, θ el ángulo que abarca el arco circular correspondiente a la cuerda en cuestión. Conociendo la longitud de la cuerda L_d que es la longitud del puente, se puede obtener el radio de la circunferencia de la siguiente ecuación, despejando θ :

$$L_c = 2 * \text{Sen} \frac{\theta}{2} \quad (\text{Ec. 3})$$

De la ecuación anterior, existe otra variante cuando se desconoce la longitud de una cuerda de círculo es posible calcularla con otros datos conocidos como la altura del puente se encuentra la cuerda L_c con la siguiente expresión:

$$L_c = 2\sqrt{S(2R - S)} \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde: s es la sagita segmento de recta comprendido entre el punto medio de un arco de círculo y el de su cuerda, R el radio del círculo, se obtiene la cuerda L_c .

1.3. Análisis estructural de arcos

Como indica White, Gergely y Sexsmith (1976), los arcos circulares resisten cargas externas con eficiencia de forma axial o radial, no obstante, las fuerzas cortantes y los momentos de flexión ocurren bajo ciertas condiciones de carga, en una estructura de arco desarrollará momentos internos más pequeños que los encontrados en vigas o en marcos.

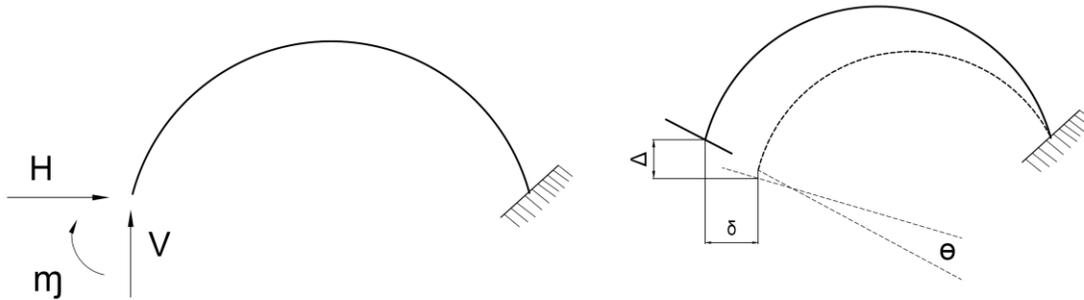
Para el cálculo estructural de arco se requiere resolver las reacciones en los apoyos. La aplicación de las ecuaciones del cálculo de reacciones a cada caso en particular en arcos hiperestáticos e isostáticos consistirá en dar a las tres

deformaciones totales que aparecen en los primeros miembros los valores que impongan las condiciones de sustentación.

Para el estudio de casos de comportamiento estructural las condiciones de sustentación se restringen giros θ , desplazamientos verticales Δ o desplazamientos longitudinales y transversales δ , se darán de acuerdo a los siguientes incisos:

- Arcos empotrados en sus dos extremos, $\theta = \Delta = \delta = 0$.
- Arcos doblemente articulados, $\theta \neq 0$, $\mu = \Delta = \delta = 0$.
- Arcos con tres articulaciones, $\theta \neq 0$, $\mu = \Delta = \delta = 0$.
- También es importante mencionar que existen otros efectos que se pueden estudiar en el análisis estructural de arcos tales como el asiento vertical ($\Delta \neq 0$, $\theta = \delta = 0$), efectos de separación de los apoyos ($\delta \neq 0$, $\theta = \Delta = 0$), el efecto de variación térmica conocida como variación por retracción de fraguado en el concreto reforzado ($\delta = \alpha L \cdot t$, $\theta = \Delta = 0$), el efecto de acortamiento de la directriz por carga permanente, entre los principales y más importantes efectos en el cálculo de arcos.

Figura 15. **Reacciones y deformaciones en la sustentación de un arco caso general**



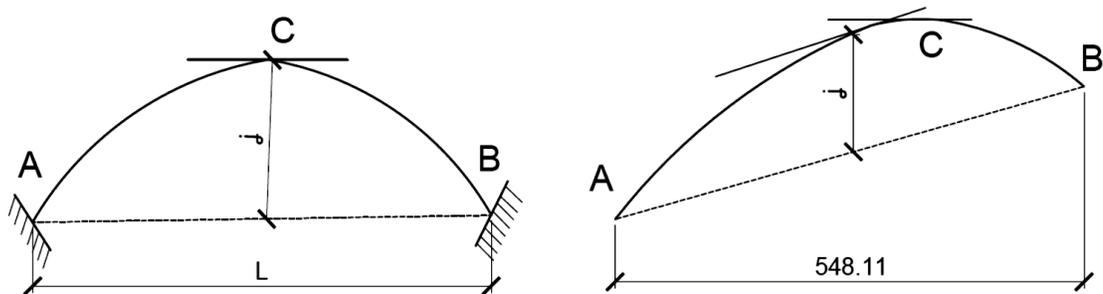
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En los arcos existen dos formas de aplicación de cargas externas, se llaman simétrico y asimétrico. La sollicitación simétrica es debida a cargas verticales puntuales y cargas uniformemente distribuidas simétricamente, estas cargas verticales ayudan a reducir el momento flector, la búsqueda ideal de un sistema de cargas simétricas es eliminar el momento flector en el arco; y una carga antisimétrica es debido a cargas horizontales y a cargas uniformemente distribuidas de sentidos contrarios a lo largo de la luz del arco. Para entender de una mejor forma el comportamiento estructural de un arco es necesario entender algunos conceptos básicos de teoría estructural que a continuación se presenta.

Es fundamental que los apoyos de los arcos no se desplacen al aplicar las cargas externas; para hacer trabajar la acción resistente del arco y evitar fallas. Es típico del arco generar empujes horizontales sobre los apoyos; y requieren siempre una buena cimentación. De los arcos en la figura 16 se muestran casos simétricos y asimétricos. El punto más alto c , de la directriz del arco se denomina clave o corona y el trazo de la línea AB , que une los puntos de apoyo, se llama línea de arranque; la distancia horizontal entre apoyos, L se llama luz del arco; y

la máxima distancia vertical desde la línea de arranque a la directriz f se denomina flecha.

Figura 16. **Arcos simétricos y asimétricos**

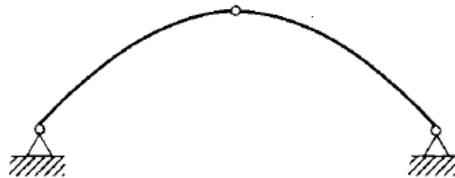


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

1.3.1. Arco circular triarticulado

Como indica Laible (1987) en los últimos años se ha estudiado y refinando el análisis estructural de arcos con tres articulaciones, debido a que el arco triarticulado es estáticamente determinado debido al pasador o articulación en la corona, y los soportes también están articulados,

Figura 17. **Arco con tres articulaciones**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En análisis estructural se ha demostrado que los arcos tienen momentos de flexión internos menores que otras tipologías estructurales como los son marcos resistentes a momentos o las vigas hiperestáticas. Para ello los arcos desarrollan momentos de flexión internos menores que los marcos o las vigas. Del análisis estructural del caso de la viga, el momento en *a* debido a la carga *P* es:

$$M = (x * P)/2 \quad (\text{Ec. 5})$$

Dónde:

P = Carga axial

M = Momento flector en la sección señalada

x= Distancia horizontal desde un apoyo inferior del arco

Los soportes producen reacciones con un empuje horizontal *H*, que tiende a contrarrestar el momento inducido por la fuerza vertical. El momento en *a* puede escribirse como:

$$M = (x * P)/2 - H * y \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

H= Empuje horizontal

Se pone en evidencia que el momento en *a* en el arco, ha sido reducido por el momento generado por la expresión - *H**y*. El resultado es que los momentos internos son más bajos en todo el arco. Para calcular las fuerzas internas de compresión *N*, y el cortante *T*, en la sección transversal, tendremos las siguientes extrusiones:

$$N = (Va - \sum_0^x Fv) * Sen\alpha + H * Cos\alpha \quad (\text{Ec. 7})$$

$$T = (Va - \sum_0^x Fv) * Cos\alpha + H * Sen\alpha \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

Va, es la componente vertical de la reacción.

H, es la componente horizontal de la reacción.

Fvi, es fuerza vertical.

hi, es fuerza horizontal.

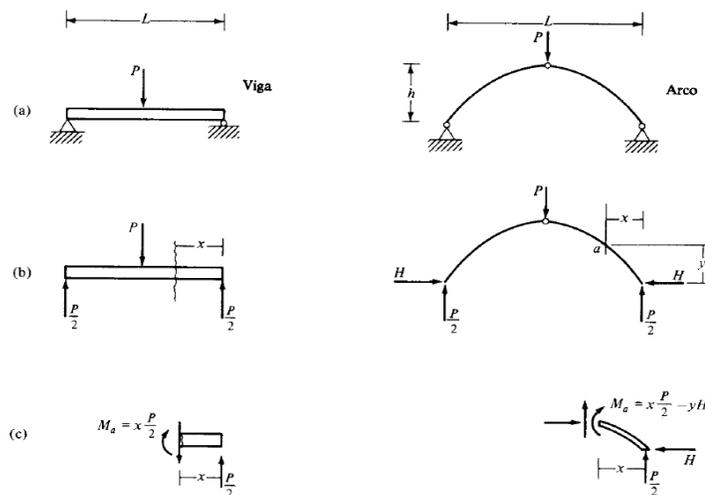
T, reacción interna tangente a la sección.

N, es reacción interna normal o perpendicular a la sección.

x, y, son las coordenadas de sección de interés.

α , es el ángulo de reacción interna normal.

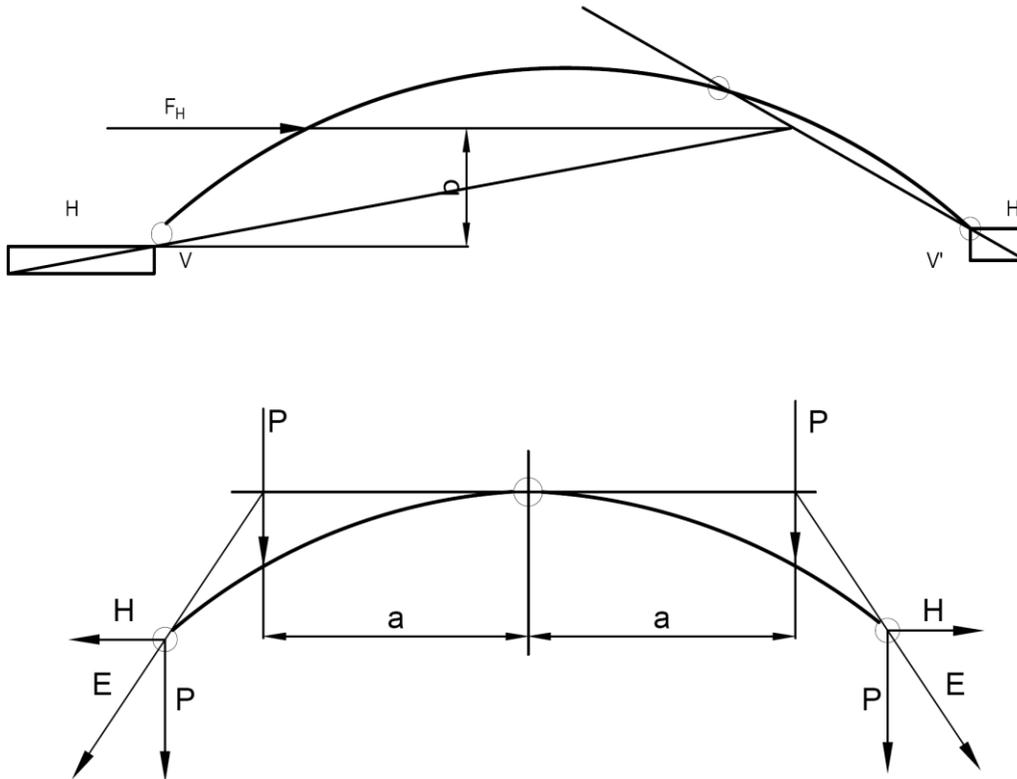
Figura 18. **Momentos de flexión en vigas y arcos.**



Fuente: Laible (1987). *Análisis estructural*.

En el caso de fuerzas transitorias horizontales o sísmicas, las fuerzas de impacto y fuerzas de frenado, se puede analizar en equilibrio estático de las fuerzas horizontales para el caso de un arco simétrico, se puede calcular con las ecuaciones anteriores.

Figura 19. **Fuerzas horizontales y de los momentos flectores de un arco triarticulado con cargas concentradas ubicadas en los riñones**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$H = \frac{P\left(\frac{L}{2}-a\right)}{f} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

H , es la reacción horizontal.

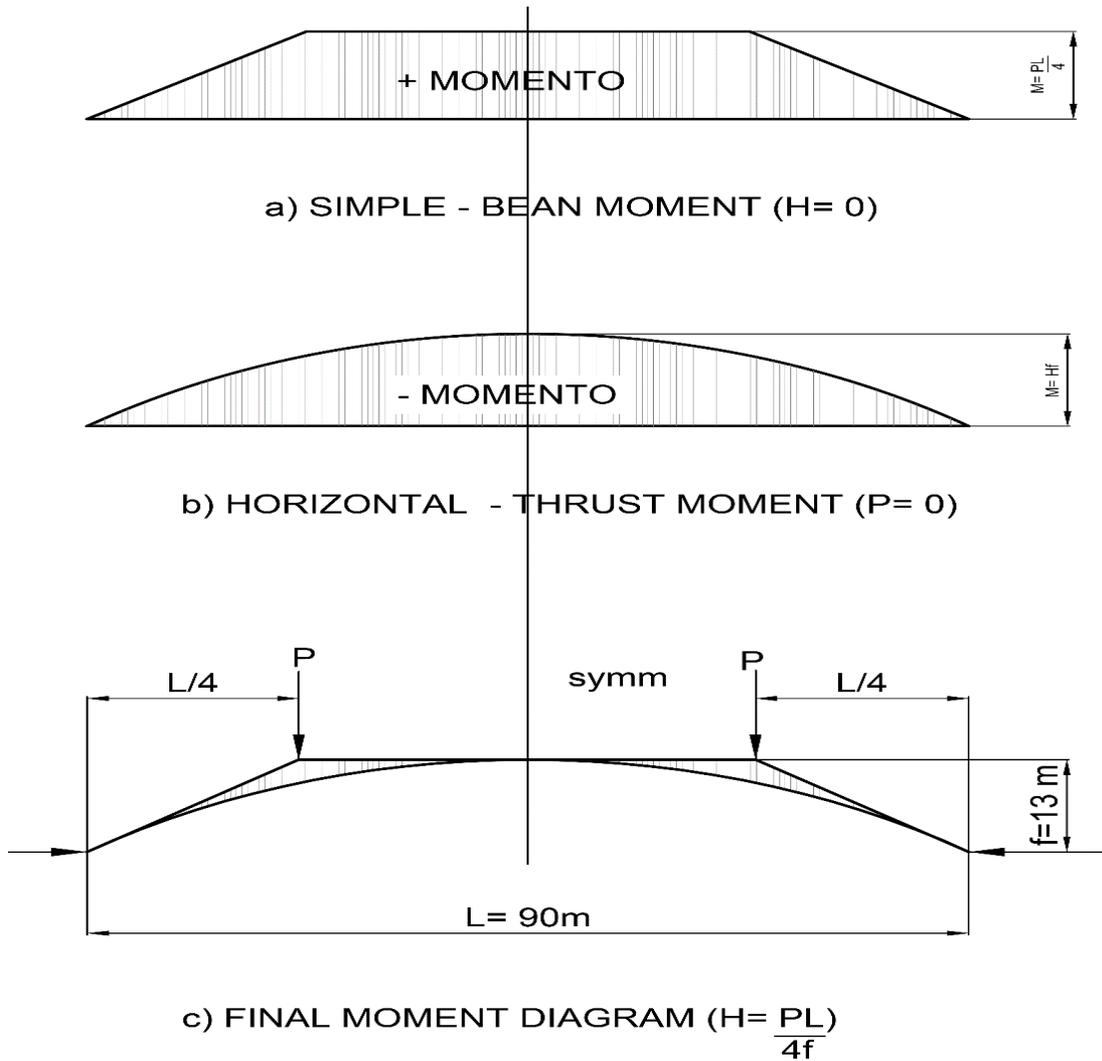
P , la carga puntual vertical, a la posición de la carga respecto de la corona.

F , es la flecha del arco.

De los argumentos anteriores, las secciones críticas en un arco de tres articulaciones están cerca de la cuarta parte ($L/4$), con un máximo momento en un cuarto de la luz o riñones.

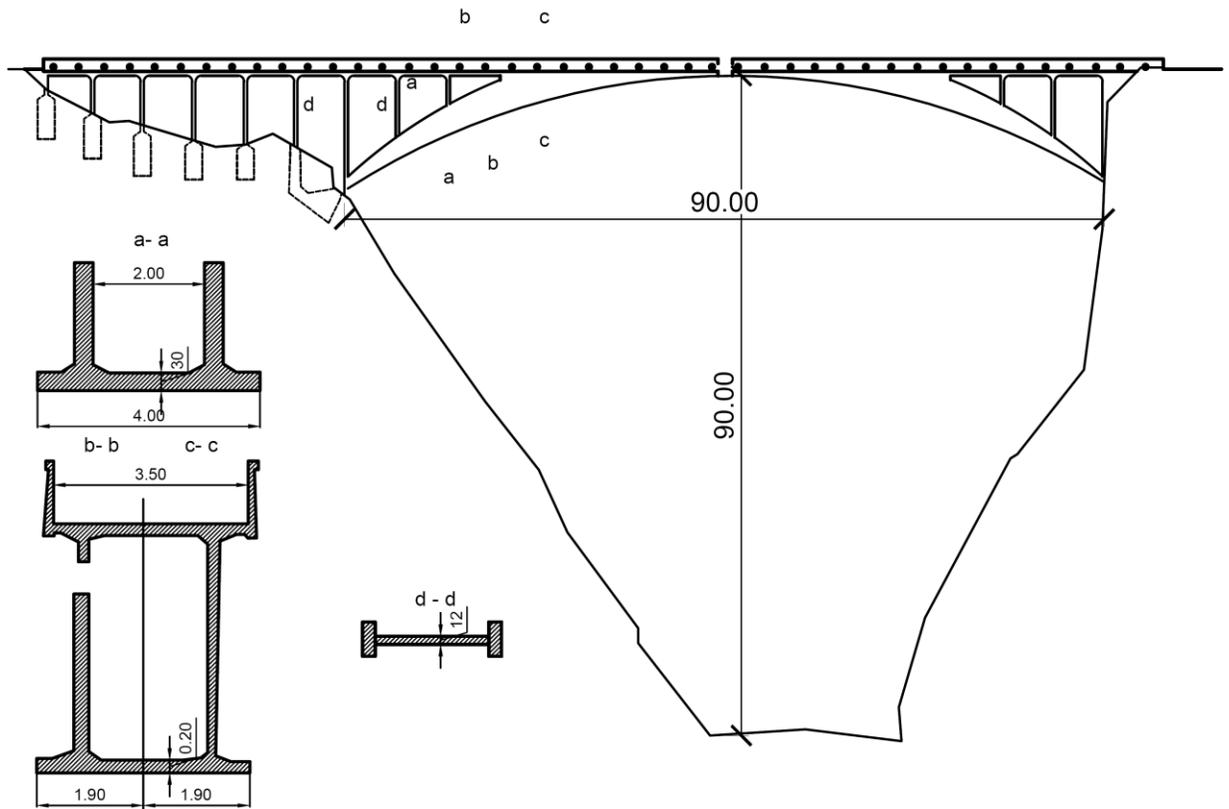
Este diagrama del momento demuestra porque el puente de Salginatobel aumentan el peralte del arco en los riñones, deduciendo que su autor ajustó la forma para integrar tres criterios de diseño para este puente: ningún esfuerzo de tensión, esfuerzo de compresión por debajo de un máximo permisible, y casi constante el esfuerzo de compresión en cada sección transversal del arco, no significa principalmente la fuerza última (el punto de carga de la falla) utilizando todo el material a compresión por igual en las secciones transversales del arco, o el diseño óptimo del arco a compresión.

Figura 20. Diagrama de momentos para cargas verticales y horizontales



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 21. Puente Salginatobel, forma secundaria del arco



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La dificultad que surge en los arcos circulares con cargas vivas móviles y la fuerza compresión lineal coincide con el eje centroidal. La desviación de la línea de compresión a lo largo del arco fuera de su peralte o canto simplemente es un diseño no ideal.

La suposición de una sección no agrietada para el análisis significa que el concreto hidráulico no está diseñado para tomar tensión, de hecho, en ninguna parte de cálculos de arco de la literatura relacionada en Billington (1974) menciona

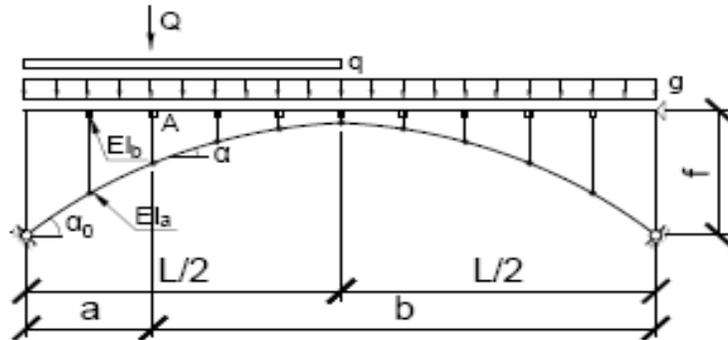
cómo proporcionar el refuerzo del arco excepto en las articulaciones, donde asumen que toda la compresión debe llevarla el acero de refuerzo.

Por lo tanto, el diseño de esta forma de arcos parece basarse en los mismos principios estáticos que las estructuras de mampostería de piedra o ladrillos, donde la tensión debe ser evitada y la compresión mantenerse razonablemente uniforme.

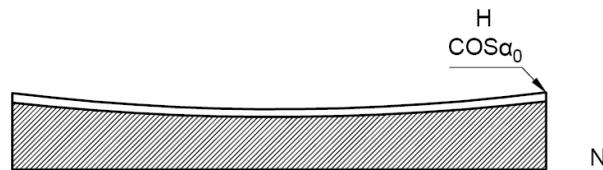
Los arcos de tres articulaciones del puente Salginatobel, fusionan el tablero superior con el arco para producir la forma visualmente más rígida, al mismo tiempo utilizan secciones cajón hueco o una sección en U, su proporción de resistencia a la flexión de la resistencia a la carga axial, significa que para dar la misma resistencia a la flexión el puente de Salginatobel utiliza solo el treinta y cinco por ciento del material necesario de un arco sólido, Maillart también utilizó la idea de las secciones con bordes de banda delgada (un estándar para vigas de acero y comúnmente utilizado en concreto desde 1890) para justificar una forma hueca mucho más profunda que luego llevó naturalmente a una fusión con la cubierta del tablero superior, por lo tanto, economizando más material permitiendo que el borde del arco superior sirva también como losa de la carretera.

Figura 22. **Puente de arco reforzado con tablero superior conectado por péndolas verticales hacia el arco**

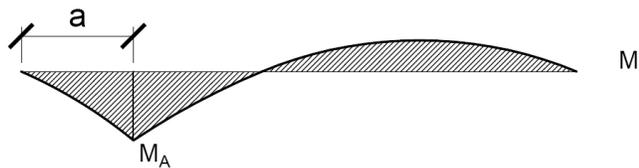
(a) notación y sistema estático;



(b) Diagrama de compresión axial en el arco;

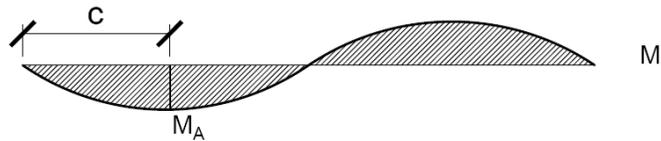


(c) Diagrama de Momentos de flexión en el tablero superior debido a una carga única Q ;

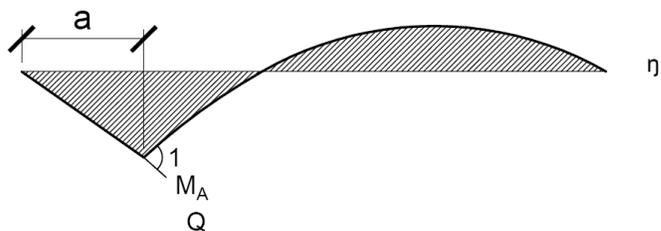


(d) Diagrama de Momentos de flexión en tablero superior debido a la carga uniformemente distribuida q en la mitad izquierda del tramo;

Continuación figura 22.



(e) Línea de influencia para momentos de flexión en el tablero superior debido a una carga única Q



Fuente: elaboración propia, con información obtenida de Laffranchi y Marti (1997). *Puentes de arco de hormigón curvo de Robert Maillart*.

Mientras que Timoshenko (1910) había tratado el problema de la torsión y de la deformación de las vigas en el tablero superior en puentes, Maillart (1940) no tenía una teoría firmemente establecida para apoyar sus diseños. De hecho, sus consideraciones sobre la ventaja de los puentes de arco eran bastante incompletas y aproximadas, en parte incluso erróneas. Sin embargo, era consciente de la considerable rigidez de los arcos, por tanto, podía cumplir comprobando el comportamiento a través de pruebas de carga sin entrar en detalle de análisis estructural refinado.

1.3.2. Arco circular biarticulado

El arco doblemente empotrado es un sistema hiperestático de tercer grado, con tres reacciones superabundantes. Como las reacciones vienen definidas por seis valores diferentes, se precisan tres ecuaciones para complementar las tres que proporciona la Estática. Estas expresiones han

de recoger las condiciones de deformabilidad debidas al sistema de sustentación, es decir, las ecuaciones de deformación ligadas a los extremos empotrados. (López, 2003, p. 52)

1.3.3. Arco circular empotrado

El arco empotrado es un sistema hiperestático de tercer grado. Como las reacciones vienen definidas por seis valores diferentes, se precisan tres ecuaciones para complementar las tres que proporciona la estática. Para arcos hiperestáticos el arco empotrado ha sido estudiado por varios autores, principalmente resuelto por la fase de arco isostático y luego como arco hiperestático, siguiendo las leyes de piezas prismáticas de gran radio de curvatura, la continuidad de la estructura, análisis infinitesimal y estudiando las deformaciones la ley de superposición, para resolver el problema de seis incógnitas y un grado de hiperestaticidad de tres.

En el caso del momento flector la manera de resolverlo es similar al de una viga recta. También se puede seguir el cálculo de reacciones considerando un corte por la clave y considerar dos mitades en voladizo, sin embargo, los resultados son los mismos y en el análisis estructural lo esencial son las reacciones para el dimensionamiento del arco.

Para la presente investigación se hará uso de la técnica de elementos finitos asistida por computadora para la recolección de datos que interesa, para luego calcular estimaciones puntuales de variables comparadas con estándares de normas. El programa de diseño asistido por computadora SAP2000 que usa como base el método de elementos finitos como herramienta de ayuda de cálculo para solucionar el problema hiperestático para el análisis paramétrico de las variables a estudiar.

Existen puentes empotrados, tales como el construido en 1923 por Freyssinet sobre el Senade Saint- Pierre-du Vauvray (Figura 23). Se trata de un arco empotrado de 132 m de luz, del que cuelga el tablero. Freyssinet hizo aquí lo contrario de lo habitual: construyó primero el arco por medio de una formaleta metálica espectacular y luego hizo el tablero. Fue el mayor puente del mundo en hormigón en esa época, fue construido con dos arcos gemelos asociados por medio de dos vigas de embreizado lateral de concreto.

Figura 23. **Puente Saint-Pierre-du-Vauvray**



Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

Para los arcos empotrados comúnmente se diseñan en dos etapas, una articulada en la base y otra empotrada, para que durante su construcción se construyan provisionalmente considerando articulaciones en arranques, y se reduzca el problema de determinar reacciones isostáticas de cargas externas no consideradas en el diseño del proceso constructivo.

Luego, en otra etapa constructiva al momento de finalizar la construcción del arco articulado se realizan armaduras finales y fundiciones de concreto para garantizar el empotramiento en obra para la puesta en funcionamiento como un arco empotrado.

1.4. Factibilidad del proceso constructivo para puentes arco con tablero superior

Los puentes arco pueden ser construidos mediante técnicas difundidas mundialmente tales como, in situ, en voladizo, lanzamiento incremental, voladizo suspendido, el tema del proceso constructivo es especialmente importante, ya que se obtienen cargas que inducen esfuerzos durante su proceso constructivo, en esta tesis se trata únicamente el arco y el tablero superior conforme a solicitaciones gravitacionales y sísmicas, en cuanto al procedimiento constructivo debe planificarse y diseñarse cuidadosamente las cargas durante la construcción como lo establece la norma AGIES.

Pero se tiene una ventaja en el proceso constructivo se pueden obtener cargas uniformemente distribuidas con lo cual se logra que el funicular de fuerzas siga la línea de compresión más uniforme a como lo hace la carga concentrada proveniente de las reacciones de la superestructura, por lo cual no se tendrá esfuerzos mayores a las cargas de servicio.

1.4.1. Construcción de arco por voladizos sucesivos con torre provisional.

De acuerdo con Martin-Caro (2001) es posible realizar una ejecución del arco, mediante dos semiarcos en avance de voladizos atirantados. Esto se logra construyendo el arco en voladizo desde su arranque en cimentación y tratar en

lo posible de reducir la longitud volada de los semiarcos, permitiendo una ejecución más económica.

En la figura 24 se ha utilizado el sistema de voladizos sucesivos con torres provisionales de atirantado, empleado para el izaje de las piezas prefabricadas del puente de la presa Hoover sobre el río Colorado con una luz de arco de 318 m diseñado por T.Y. International, con una longitud de tablero de 580 m, un ancho de 4 carriles, una altura de arco de 263 m su construcción duró 5 años.

también se reporta un viaducto ferroviario de Almonte que divide en tres partes diferenciadas: dos tramos de acceso y una parte central. En la parte central, presenta un arco de concreto reforzado de 384 metros de luz, el tablero superior tiene una longitud total de 996 metros, con un tablero superior de sección cajón hiperestática de 14 metros de ancho y 3.10 metros de peralte.

Figura 24. **Puente con voladizos sucesivos y torre provisional**



a) Puente Hoover Dam sobre el río Colorado, USA (2010) $L=318\text{m}$

Continuación figura 24.



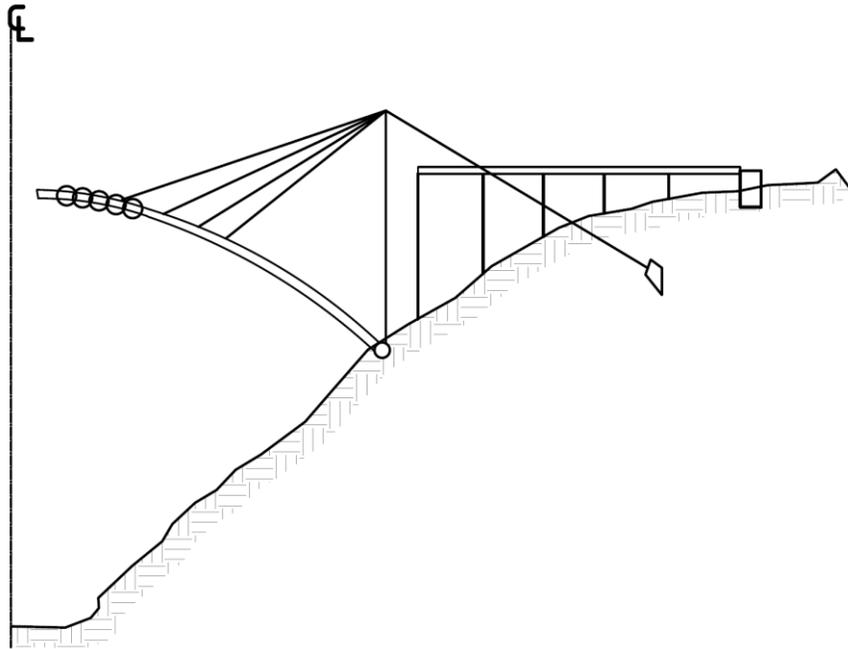
b) Viaducto Ferroviario de Almonte, Madrid-Frontera Portuguesa (27/10/2015)

Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

Una variante de este método, empleado por Freyssinet, quién empleó este método en forma parcial, únicamente en los arranques de los arcos. El resto del arco se funde sobre una formaleta metálica en los voladizos atirantados construidos previamente.

De la misma forma, la formaleta se atirantaba desde las pilas extremas en voladizos sucesivos, siempre el objetivo es cerrar el arco para proceder a la ejecución del tablero superior como se muestra en la siguiente figura. Atirantando en forma de abanicos, a partir del primer apoyo situado sobre el arranque del arco, como parte de la torre de atirantamiento.

Figura 25. **Arco atirantado en abanico y tablero superior en voladizo**



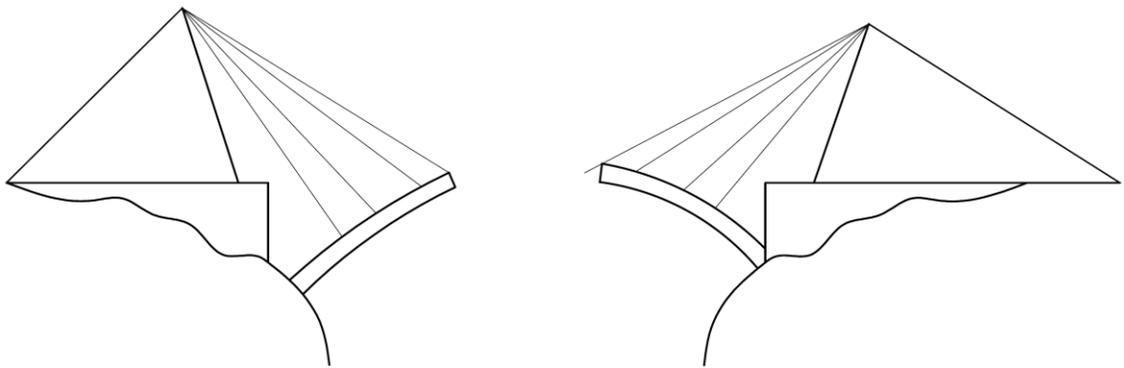
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

El enfoque de Maillart en sus puentes arco con tablero superior fue realizado por consideraciones económicas. Resultó en arcos muy ligeros y por lo tanto costos mínimos de andamios, tuvo en cuenta la acción de la sección compuesta del arco de concreto y el andamio para soportar las cargas del proceso constructivo resultante del tablero superior. Además, para las cubiertas de puentes anchas, usualmente subdividía el arco en una serie de dos o más arcos paralelos y estrechos para que el andamio pudiera ser desplazado lateralmente y así ser usado varias veces.

Es posible combinar la construcción de voladiza suspendida con lanzamiento para puentes arcos con tablero superior. Algunos puentes hacen uso de vigas lanzadas sobre las columnas, apoyadas en el arco, en algunos casos; y

otros sobre el suelo sin apoyarse en el arco. Es posible sostener una sección de arco usando los cables, mientras que se suspende como un voladizo sobre el valle. El atirantamiento es temporal hasta finalizar el lanzamiento o colocación de las piezas prefabricadas del arco.

Figura 26. **Atirantamiento para apoyar segmentos de arco durante la construcción**



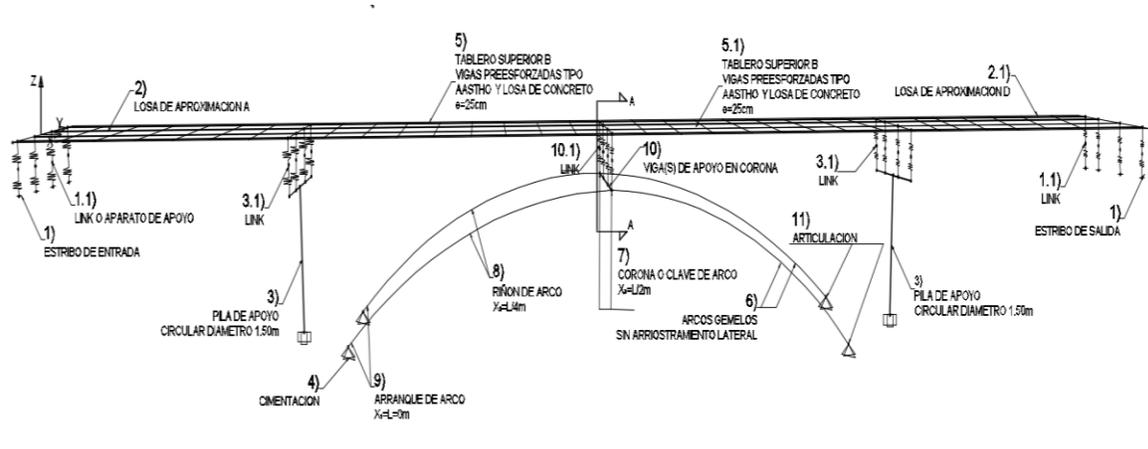
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

1.5. Definición de Componentes del puente arco con tablero superior

A continuación, se mencionan los principales componentes del puente arco con tablero superior, haciendo referencia a los componentes de la figura 27, aquí se tratará: el estudio paramétrico del comportamiento estructural del arco triarticulado, como parte fundamental de la subestructura, empleando en la superestructura el preesforzado longitudinal en las vigas de concreto del tablero superior.

También se realiza una comparación paramétrica con arcos hiperestáticos o empotrados y otro caso de arco isostático biarticulado, mostrando las variables más afectadas al incorporar las articulaciones en los apoyos de los arranques y en la corona arco.

Figura 27. Componentes de puente arco triarticulado en simulación asistida por computadora con elementos finitos



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

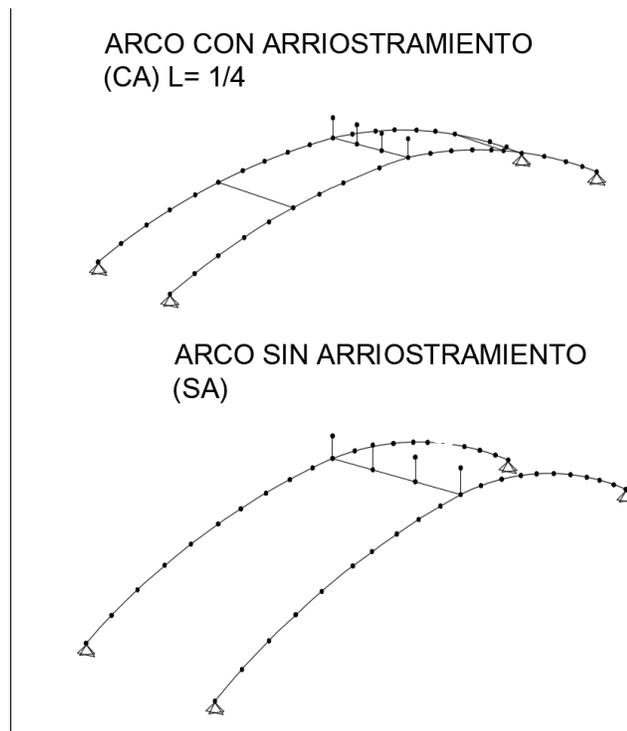
De la figura 27 se puntualiza que se estudiarán los casos de los componentes 6, 7, 8 y 9, tomando en cuenta que para los arranques y la corona se estudiará la influencia de generar articulaciones en esos puntos, es decir, que se permite giro en estos grados de libertad, entonces se verán tres casos establecidos así:

- Caso 1 con Arco empotrado: Restricción de giro en arranques y corona.
- Caso 2 Arco biarticulado: Se permite giro en arranques.

- Caso 3 arco triarticulado: Se permite giro en arranques y corona

apoyo, en este escenario no se entrará a analizar todas las variables como se hará en las simulaciones de arcos sin arriostramiento (SA).

Figura 29. **Escenario de puente arco triarticulado sin arriostramiento y con arriostramiento a L/4 en riñón**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

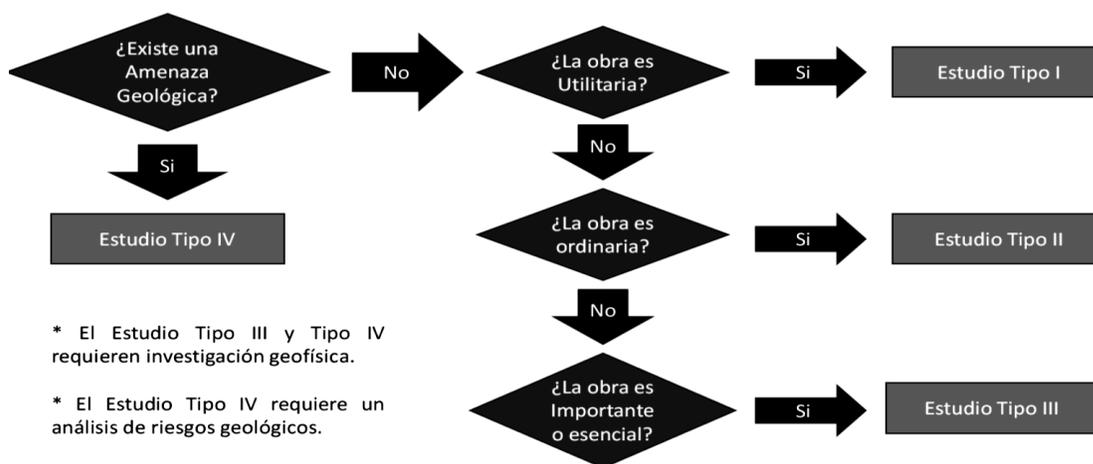
1.5.1. Cimentaciones

Se requiere cimentación para el estribo de entrada y salida del puente (componente 1, figura 27), así como un cimiento muy diferente sometido a cargas puntuales para los puntos de arranques de arcos isostáticos (componente 4, figura 27). El análisis y diseño de estas cimentaciones constituyen un diseño especial que no se trata en esta tesis, pero cabe mencionar, por ejemplo, que el

empuje puede resistirse con una zapata oprimida contra roca, por la fricción de la zapata contra el suelo y por la resistencia del suelo a las presiones ejercidas por el empuje con una resistencia permisible con factor de seguridad recomendado de $F_s=3$. Hay una posibilidad muy grande de que las puntas de los arcos en el punto de apoyo (en los arranques del arco) a la cimentación fallen a corte simple o corte punzante, si estas no son diseñadas adecuadamente junto con sus las cimentaciones. Estos requisitos de cimentación son para los componentes 4 y 11.

Según la normativa guatemalteca, para este tipo de estructuras se requiere un estudio geotécnico Tipo III y Tipo IV, estas normativas han ido evolucionando en sus diferentes publicaciones, siendo la más reciente AGIES NSE 2.1 2018 para poder clasificar el tipo de suelo. Según la norma NSE 2018 la tabla 4.51.1-3 por tratarse de puentes de más de 3 carriles requiere sondeos a una profundidad mayores de 40 m con 2 sondeos mínimos por cada apoyo.

Figura 30. **Tipos de estudio geotécnico basado en AGIES NSE 2.1 2018**

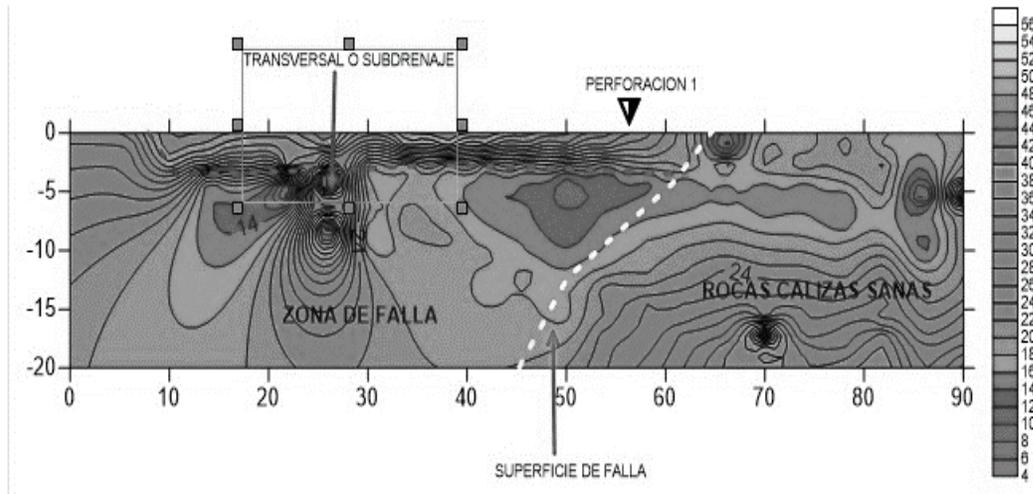


Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Word.

El caso ideal para cimentación de estos puentes arco, son estratos rocosos, lo que involucra que deben realizarse estudios geotécnicos y análisis de riesgos geológicos específicos. Se recomienda realizar los estudios mínimos al terreno donde se cimentarán los arcos, como los siguientes:

- Estudio geotécnico para determinar propiedades de la roca sometida a carga puntual según la norma ASTM D 5731 debido a que es el ensayo que más se ajusta al comportamiento de la roca. Si la roca no es apreciada a simple vista se recomienda realizar sondeos por medio el método SPT siguiendo la prueba ASTM D1586-11, para determinar las capas inferiores de la cimentación y predecir su comportamiento. En caso de encontrarse rechazo por presencia de roca en la prueba de SPT, se debe de estudiar la roca por medio de estudios de capacidad de carga permisible para cimentación en roca utilizando una falla no lineal y realizar estudios del Índice RQD para categorizar la calidad de la masa de la roca, en general se recomiendan $RQD > 50\%$ para reducir riesgos de fallas en roca como las mostradas en la figura siguiente. Este tipo de puentes puede ameritar pruebas de carga en el sitio y evaluar el asentamiento y hacer recomendaciones o modificaciones al diseño original. AGIES NSE-2018 en la tabla 4.5.1-3 establece que al encontrarse roca sana con $RQD > 80\%$ se requieren 4 metros de perforación en dicha roca.
- Tomografía eléctrica: Una de las ventajas de este estudio geofísico, es que se puede determinar y detectar los diferentes estratos, así como anomalías en el terreno, localizar niveles freáticos de agua y cavernas.

Figura 31. Esquema de estudio tomografía para análisis de riesgos geológicos



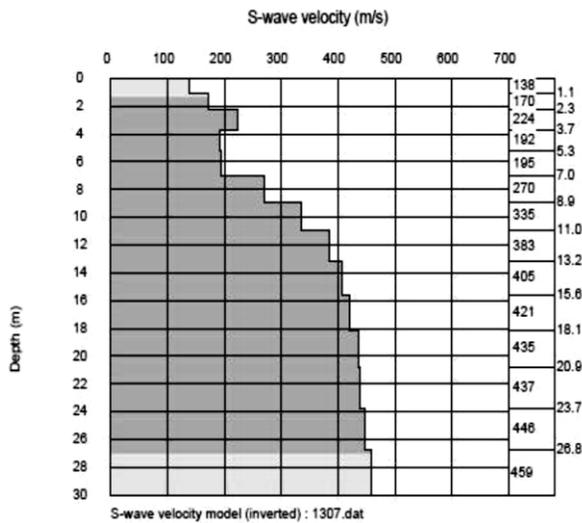
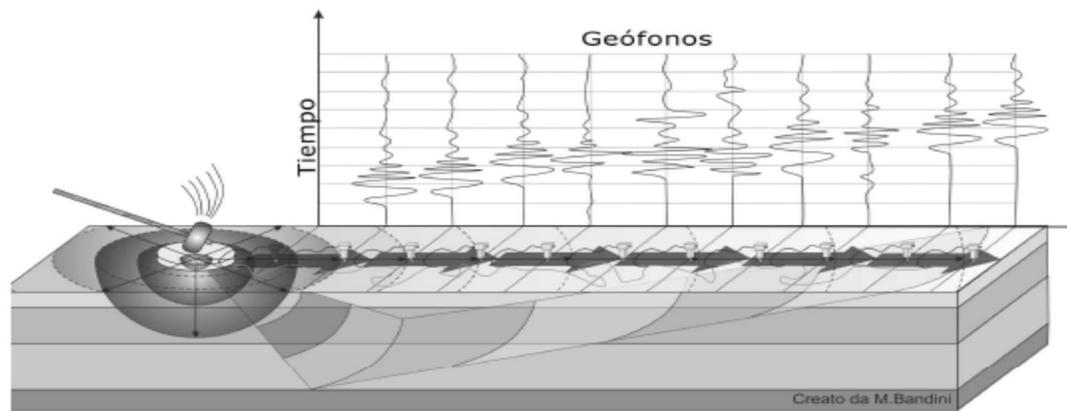
Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de Laboratorio de Geología Sinergia (2020).

Tomografía para análisis de riesgos geológicos.

- Estudio geofísico MASW: El MASW, o *Multi-Channel Analysis of Surface Waves*, es una metodología que utiliza las ondas superficiales para estimar los parámetros sísmicos del suelo. La velocidad de onda de corte será mayor mientras más denso y resistente sea un estrato y disminuirá al encontrar rellenos o suelos sueltos o de propiedades pobres, también un contraste muy bajo en la velocidad de onda de corte puede indicar la presencia de cavernas. Este ensayo puede ser 1D o 2D y nos ayuda a poder clasificar el sitio sísmicamente según normas AGIES y ASCE, ya que se encuentra la velocidad de onda corta V_s . Este estudio determina las ondas S, lo que es conveniente para el cálculo de V_s . Este tipo de estudios nos determina perfiles sísmicos del suelo y con esto detectar los diferentes estratos, así como cavernas y rellenos, estimar la dureza de los materiales a través de las velocidades de ondas, cálculo de módulos

elásticos, cálculo de parámetros sísmicos, particularmente la velocidad de onda de corte como lo establece la norma NSE 2 de AGIES que solicita la onda de corte equivalente VS_{30} a 30 m de profundidad.

Figura 32. **Esquema de estudio geofísico MASW para determinar propiedades de suelos de cimentación**



$$V_{s, eq} = \frac{H}{\sum_{strato=1}^N \frac{h(strato)}{V_s(strato)}}$$

Fuente: elaboración propia, empleando Easy MASW.

- Para estratos granulares se requieren realizar estudios adicionales de Licuefacción para evaluar el potencial de asentamiento de los estratos obtenidos del sondeo por medio de SPT o bien por medio de CPT. El asentamiento en arenas se puede estimar mediante resultados de consolidación unidimensional en muestras inalteradas. Otra recomendación importante es identificar para suelos cohesivos y finos como las arcillas clasificadas como A-6 y A-7, o bien que contengan contenidos de humedad altos mayores a 40 % es motivo para estudiar los asentamientos por consolidación en los apoyos de los arranques en el arco, para esto se debe estudiar el asentamiento del suelo en cada apoyo en particular para evitar el asentamiento diferenciado. Para el caso de cimentación superficial en arcillas se recomienda un $FS=3$ que según terzaghi y Perk (1967) resulta siempre menor que las presiones de consolidación.

Es importante también tomar en consideración además de los aspectos de asentamiento, consolidación, licuefacción, que los aspectos a la Presión Admisible se define principalmente en que: En los suelos puramente granulares tiene especial incidencia el tipo, forma y profundidad de la cimentación, así como su densidad relativa, en los suelos puramente cohesivos el parámetro más importante es la cohesión, siendo también necesario el conocimiento del origen e historia de las deformaciones, la Presión Admisible puede estar gobernada por criterios de resistencia al corte o por criterios de deformación tolerable por las estructuras.

La selección de un tipo de cimentación depende de muchos factores y escapan del objetivo de esta investigación, pero cabe mencionar que los factores principales son tipo de suelo (determinado del estudio de geotecnia), hundimiento máximo permisible obtenido específicamente de ensayos de consolidación del

suelo, capacidad de carga última, nivel freático, posibilidad de fracturas o fallas geológicas. Con la evaluación de estos datos se propone un tipo de cimentación: superficial, compensada o profunda para arco en particular porque son muchos los cambios que puede haber de una a otra.

Entre otros factores secundarios pero importantes para definir el tipo de cimentación son: las cargas transmitidas al suelo como reacciones verticales y empujes horizontales, de la zona sísmica en donde se va a construir para obtener el espectro de diseño, condiciones de restricción de espacio por colindancias o profundidad de desplante, la rigidez de la estructura de la cimentación, la deformidad del suelo por mencionar algunos.

1.5.2. Pilas tipo cabeza de martillo

Las columnas de apoyo para la pista del puente (componente 3, figura 27) se pueden espaciar en los claros convenientemente distribuidos, con base a la luz máxima del estudio de arcos de 80m de luz, la separación de apoyos desde las pilas tipo cabeza de martillo hasta la corona de arco será de 25.31 m, 29.81 m, 35.31 m, 39.82 m respectivamente. El análisis y diseño de estas cimentaciones constituyen un diseño especial que no se tratará aquí. Estos pilares son los apoyos intermedios de un puente, en estas no actúa el empuje de los rellenos de acceso (Ver figura 27). Las principales fuerzas que estos elementos reciben son horizontales, transversales, debido al viento y/o las acciones sísmicas, principalmente cuando son de elevadas alturas.

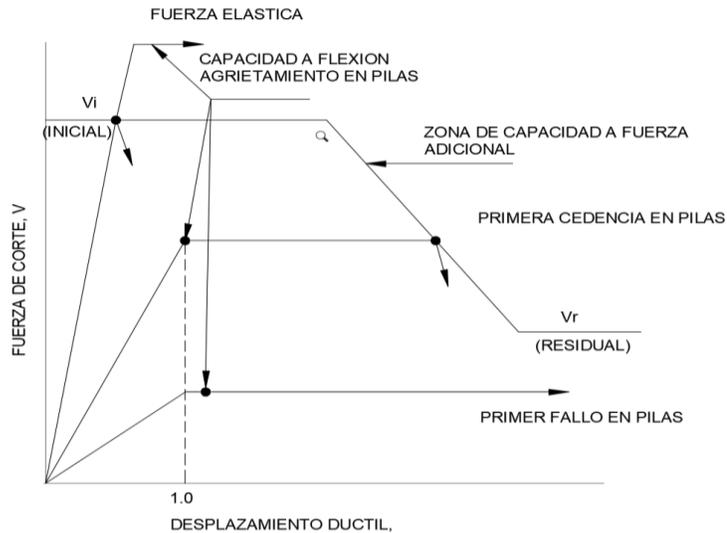
Se prefiere un sistema de apoyo de columna o pila de apoyo con cabeza de martillo y estudiar con mayor significado la influencia de la rigidez del arco en estos puentes, en lugar de las otras alternativas como muros, o marcos, que le incrementan la rigidez lateral de la estructura, porque el efecto que se quiere en

la subestructura es analizar la estabilidad del arco como principal sistema de rigidez.

según ACIS (2013) la teoría indica que se prefiere una respuesta dúctil a la flexión inelástica de rótulas plásticas para reducir la fuerza sísmica, reduciendo la falla de corte, para garantizar que la resistencia al corte sea mayor al esfuerzo de corte que ocurre en la formación de las rótulas plásticas, lo que se conoce como diseño por capacidad, normalmente las rótulas están situadas en los extremos de las vigas, y rótulas plásticas de las columnas completan el mecanismo de deformación plástica en la base de apoyo cercana a la cimentación, pero en puentes no es recomendable ni permitido localizar las rótulas plásticas en la superestructura.

Se requiere especial atención cuando las rótulas plásticas se forman en columnas porque la resistencia al cortante es una función de la ductilidad a la flexión, porque la articulación plástica aumenta las rotaciones, se causen mayores extensiones de aberturas de las fisuras de flexión-corte y se expone la armadura de refuerzo a la corrosión. Existen dos fallas por corte, una falla de corte frágil de la columna que precede a la resistencia a la flexión de la columna se halla alcanzado, y la falla deseable denominada falla dúctil de corte, donde se desarrolla la articulación plástica antes de la falla de corte, como se muestra en la figura 33.

Figura 33. **Modelo de la norma ATC-6 Diseño sísmico 1981, para la interacción entre la resistencia de Corte y la ductilidad**



Fuente: Comisión de Seguridad Sísmica de California (1981). *Norma ATC-6 Diseño sísmico*.

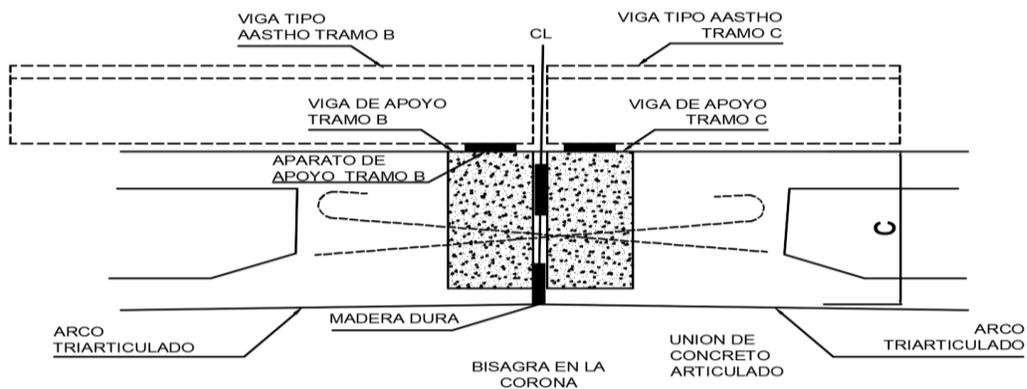
Sobre columnas circulares han tenido una mejor definición de la relación fuerza cortante / ductilidad, y los resultados adicionales a partir de pruebas por Priestley, realizadas a pilas circulares y rectangulares, así como una extensa base de datos japonesa que complementan el criterio de preferir columnas o pilas circulares con cabeza de martillo sobre las pilas de sección rectangular. La mayoría de las pruebas experimentales que los investigadores japoneses han desarrollado sobre columnas rectangulares muestran que no desarrollan ductilidad significativa antes de la falla del material.

1.5.3. Tablero superior de concreto

El tablero superior (componentes 2, 5, 2.1, 5.1, 10, figura 27) el cual está compuesta por la losa de 0.25 m de espesor en la parte central de la sección transversal y 0.18 m en la zona de banquetas con 1.5 % de bombeo, y vigas

presforzadas tipo AASHTO simplemente apoyadas (dimensiones según el claro del componente 5 y 5.1), los claros están cargados sobre aparatos de apoyo (componentes 1.1, 3.1, 10.1. figura 27), y estos a la vez cargados sobre una viga de apoyo en la corona con un redimensionamiento de 1.50 mx1.0, cabe señalar que son dos vigas de apoyo una por cada tramo de arco que se parte en la zona de la corona debido a la articulación para permitir el giro.

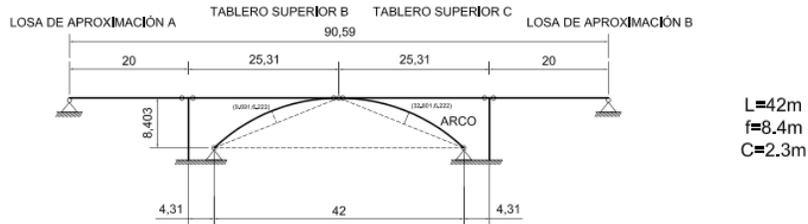
Figura 34. **Sistema simplificado de apoyo del tablero superior en la corona del arco triarticulado**



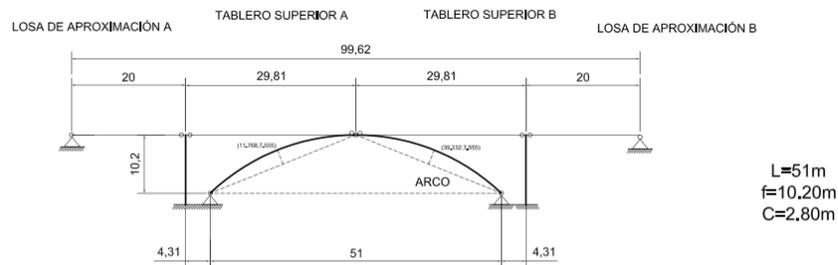
Fuente: elaboración propia, empleando SAAP2000.

En la figura 35 se exponen las longitudes de los puentes analizados en la tesis y en la subsiguiente tabla se muestra la longitud por tramos seleccionados en función a la luz del arco L por medio del muestreo aleatorio estratificado, la distancia entre apoyos de estribo hacia la pila con una longitud L_a , de la pila al centro del arco con una longitud L_b , dado que el arco es simétrico $L_a=L_c$ y $L_b=L_d$.

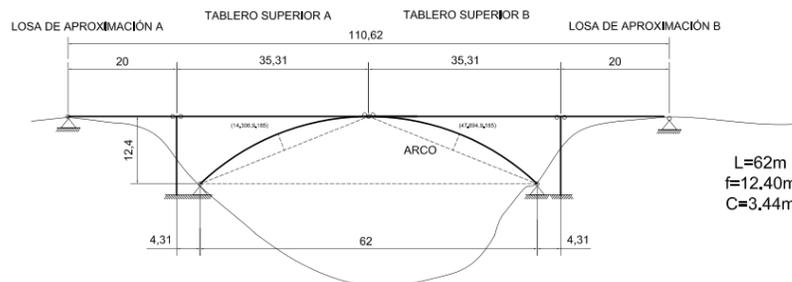
Figura 35. **Modelo geométrico de puentes con tablero superior formado por muestreo aleatorio estratificado, con distintas relaciones luz/flecha ($r=l/f$) y arco de peralte C**



a) **MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR**
 $41 \leq L < 50$

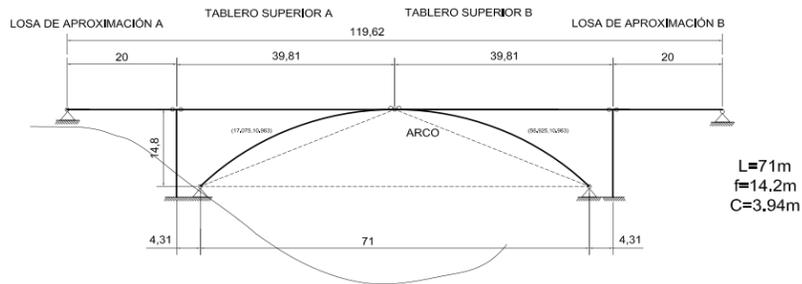


b) **MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR**
 $51 \leq L < 60$

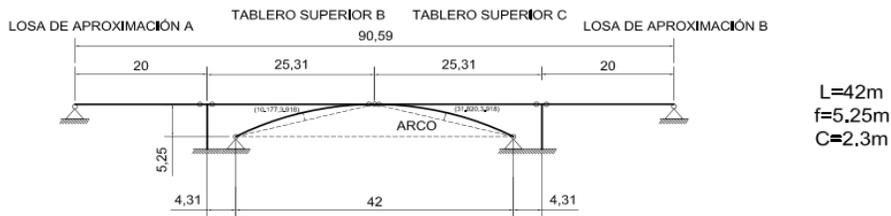


c) **MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR**
 $61 \leq L < 70$

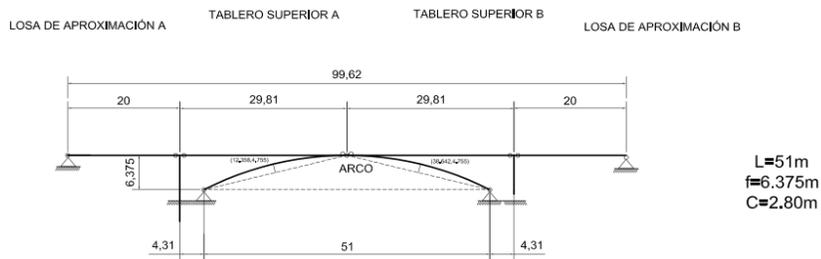
Continuación figura 35.



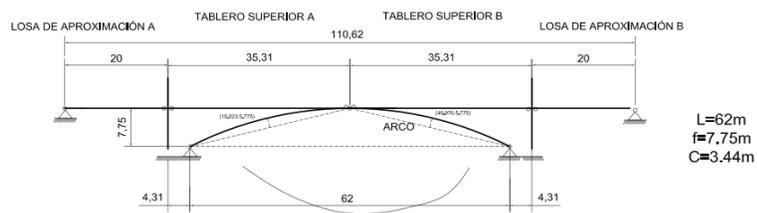
d) MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR
 $71 \leq L < 80$



e) MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR
 $41 \leq L < 50$

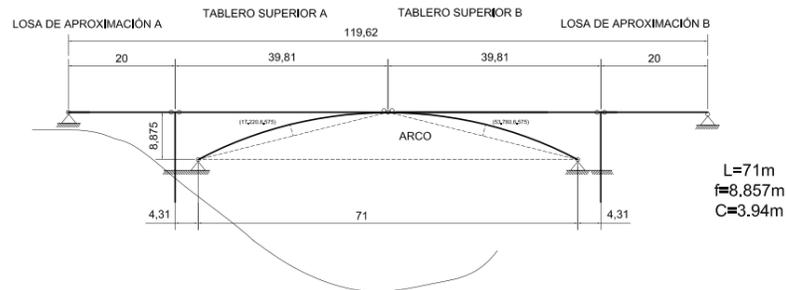


f) MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR
 $51 \leq L < 60$



g) MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR
 $61 \leq L < 70$

Continuación figura 35.



h) MODELO ESTRUCTURAL ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO CON TABLERO SUPERIOR
 $71 \leq L < 80$

Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Tabla III. **Longitudes de tramos de puentes arco con tablero superior**

Luz Arco	Tramo	Distancia entre apoyos	Flecha Arco
L= 42.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.400 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 25.31 m	
L= 51.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 10.200 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 29.80 m	
L= 62.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 12.400 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 35.31 m	
L= 71.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.403 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 39.81 m	
L= 42.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 5.250 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 25.31 m	
L= 51.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 6.375 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 29.80 m	
L= 62.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 7.750 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 35.31 m	
L= 71.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.857 m
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 39.81 m	

Fuente: elaboración propia.

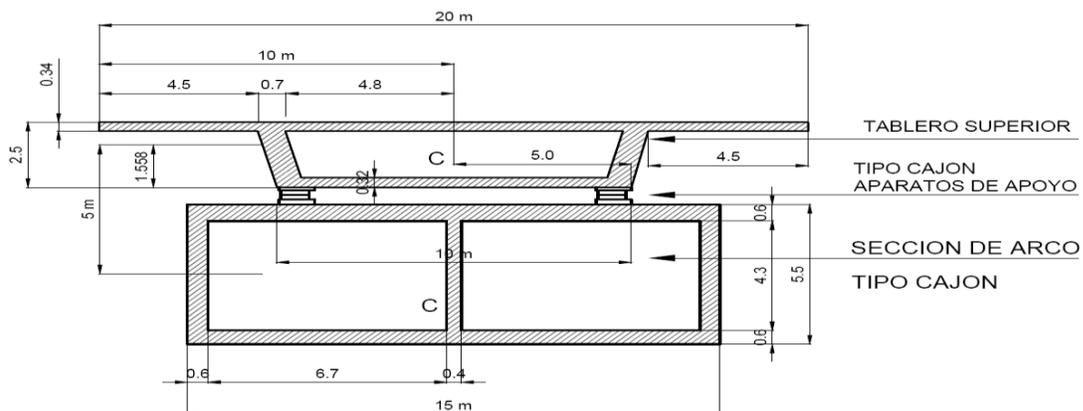
Para los casos arco empotrado, arco biarticulado respectivamente, las luces son exactamente las mismas, la variación en el análisis estructural es la cantidad de grados de libertad en los apoyos de los componentes 7, 9, 11 de la Figura 27.

1.5.3.1. Sección transversal del tablero superior

Como ya se explicó, el tablero superior conforma la superestructura del puente y puede ser catalogado según su tipología o su método de construcción. Según su tipología puede ser:

- Vigas paralelas entre sí con una losa superior (siguiente figura).
- Sección tipo cajón; esto va a depender en gran medida del procedimiento constructivo elegido y de elegir entre sistemas isostáticos e hiperestáticos para el tablero superior.

Figura 36. Corte por el centro del claro del tablero superior y arco, ambas secciones tipo cajón



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000/

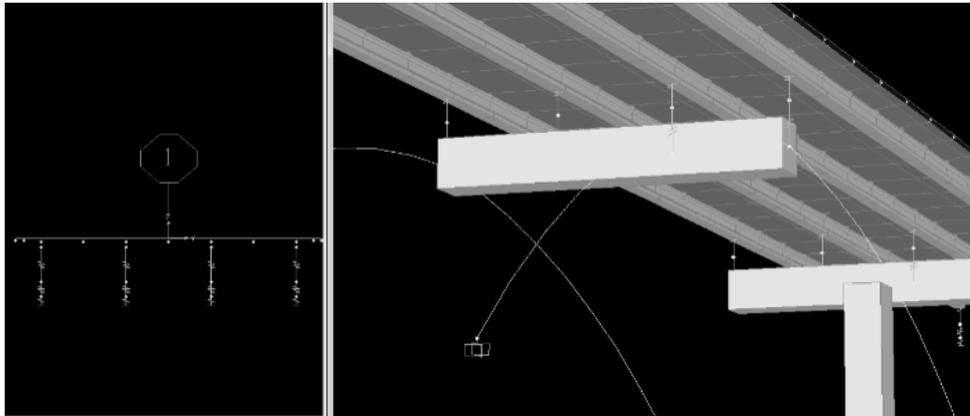
En la investigación se eligió la superestructura compuesta por vigas paralelas simplemente apoyadas sobre la corona articulada del arco, vinculados por medio de aparatos de apoyo como asiento entre la superestructura y el arco, la configuración del tablero superior y el arco, así que la superestructura representa un tablero con vigas paralelas con una losa superior y la parte inferior representa la subestructura de arco sección rectangular.

Los aparatos de apoyo permitirán deformaciones longitudinales y giro de la superestructura sobre la subestructura, como se verá a continuación, también permite que no le afecten los giros y desplazamientos del arco triarticulado. El ancho de la losa o cubierta superior será de 10.97 metros incluida la banqueteta (figura 28).

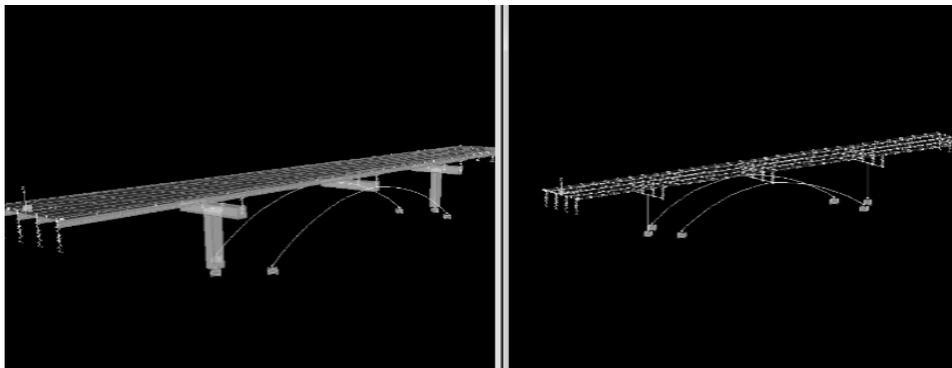
De manera análoga, en los modelos de comparación de puentes arco, la superestructura está compuesta por vigas simplemente apoyadas Tipo AASHTO sobre una viga de apoyo soportada a la vez por la corona del arco con aparatos de apoyo como asiento entre la superestructura y el arco como en la figura 37.

Los aparatos de apoyo permitirán desplazamiento longitudinal y giro de la superestructura sobre la subestructura lo que permite que no le afecten los giros y desplazamientos del arco triarticulado al tablero superior.

Figura 37. Centro del claro del tablero superior y arco,



a) Corte del modelo estructural sistema arco aparatos de apoyo



b) Modelo estructural sistema arco, viga de apoyo, aparatos de apoyo, vigas AASHTO y cubierta de losa superior

Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Para efectuar el análisis de los puentes arco, se eligen vigas establecidas en las especificaciones de diseño AASHTO LFD. El Peralte de las vigas debe asegurar una adecuada rigidez que límite las deflexiones, por tanto, la relación peralte-claro es conforme a la tabla 2.5.2.6.3-1 de las especificaciones de diseño AASHTO, donde establece límites por criterios de deflexión, se determinó el tipo de viga AASHTO en cada tramo en función a la luz, $h=L/22.22$.

Tabla IV. Tipo de Vigas estándar tipo AASHTO empleadas en el análisis

Luz Arco	Tramo	Distancia entre apoyos	Flecha Arco	Predimensionamiento Superestructura: Viga AASHTO	TIPO DE VIGA AASHTO
L= 42.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.400 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 25.31 m		h bc= 1.140 m	TIPO III
L= 51.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 10.200 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 29.80 m		h bc= 1.340 m	TIPO IV
L= 62.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 12.400 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 35.31 m		h bc= 1.590 m	TIPO V
L= 71.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.403 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 39.81 m		h bc= 1.790 m	TIPO VI
L= 42.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 5.250 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 25.31 m		h bc= 1.140 m	TIPO III
L= 51.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 6.375 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 29.80 m		h bc= 1.340 m	TIPO IV
L= 62.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 7.750 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 35.31 m		h bc= 1.590 m	TIPO V
L= 71.00 m	ESTRIBO-PILA CABEZA DE MARTILLO	La= Lb= 20.00 m	f= 8.857 m	h ab= 0.900 m	TIPO II
	PILA CABEZA DE MARTILLO-CORONA ARCO	Lb= Lc= 39.81 m		h bc= 1.790 m	TIPO VI

Fuente: elaboración propia.

El diseño del presfuerzo de estas vigas está fuera del alcance de este trabajo. De acuerdo con el reporte de Gautan Jasso (1999) en su obra llamada *Evaluación estructura y económica de vigas tipo AASHTO para puentes carreteros*, las vigas tipo AASHTO satisfacen los claros que aquí se proponen.

El diseño de las vigas preesforzadas deberán cumplir específicamente las fuerzas de presfuerzo en los límites y estados de esfuerzos que establecen las especificaciones de diseño AASHTO LFD, para cada caso en particular, y que para efectos de las cargas muertas del análisis estructural se estandariza en su dimensionamiento.

Una de las características del concreto presforzado son los estados de carga a los cuales el miembro o estructura es sometido. Para estructuras fundidas en sitio, el concreto postensado tiene que diseñarse por lo menos para dos estados de carga: el estado inicial durante el presforzado y el estado final bajo las cargas externas. Para elementos prefabricados, un tercer estado por transporte debe revisarse, durante cada uno de estos estados, hay diferentes etapas en las cuales la estructura puede estar bajo diferentes condiciones.

1.5.4. Arco

El elemento del arco de concreto reforzado puede ser con sección constante o variable, puede consistir en disminuciones de las secciones transversales del arco hacia los arcos articulados. Para esta investigación se trabajará con arcos de sección constante de forma rectangular (componente 6, figura 28). Este es el principal elemento objeto de estudio de la tesis, se estableció su comportamiento mediante comparación de parámetros que predominan en la estructura.

Para el caso de estudio que aquí se desarrolla, la tabla IV recoge los claros del tablero superior de los puentes que serán analizados y comparados. Realizando una selección de luces de claros del arco de forma estratificada aleatoria simple en función al claro. Aplicando un muestreo aleatorio sistemático se subdivide la población en subgrupos de longitudes a cada 10 metros, para cada caso de número de articulaciones del arco circular, de modo que estén representados los diferentes estratos de longitudes hasta los 80 metros.

Siguiendo el concepto de que el eje centroidal del arco debe coincidir con el funicular de las cargas permanentes o cargas muertas, así las cargas transitorias que surjan serán las que generen los momentos flectores, existen requisitos para la congruencia con lo que estableció Medina (2012) con lo cual se definen los siguientes parámetros geométricos:

$$r = \frac{f}{L} \quad (\text{Ec. 10})$$

$$q = \frac{c}{L} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$u = \frac{x}{L} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$y = 4rLc^2 \quad (\text{Ec. 13})$$

$$s = \frac{L}{2} \left(1 + \frac{8}{3}r^2\right) \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

r = Parámetro adimensional de la relación de altura y flecha del arco.

f = altura del arco o flecha.

L = Luz entre apoyos del arco.

q = relación de esbeltez.

c = Canto o peralte del arco en la clave.

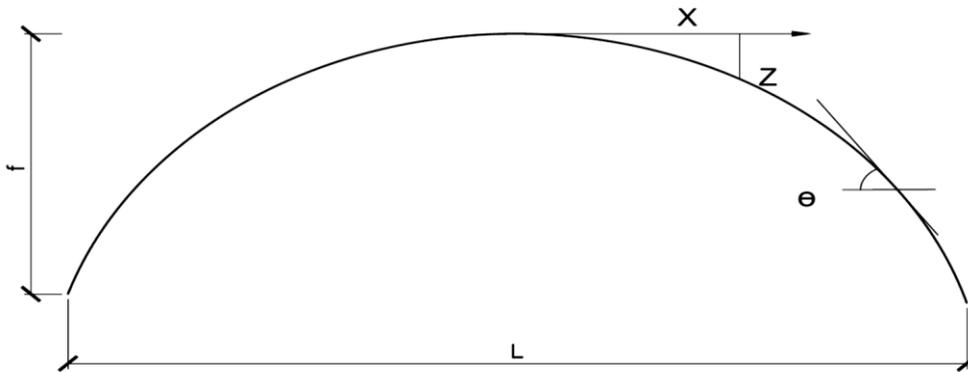
u = Parámetro adimensional de la distancia horizontal.

θ = Ángulo con respecto a la horizontal en cualquier punto del arco.

X, Y = Coordenadas con respecto al origen (ver Figura 38).

S = Longitud en la directriz del arco.

Figura 38. Geometría del arco



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Se han elegido tres parámetros geométricos para describir en el comportamiento resistente del arco, estos son: la luz libre (L), la esbeltez del arco, cuantificada a través de la relación entre el canto o peralte del arco en la clave y la luz libre (c/L), y la relación o razón entre la flecha y la luz libre (f/L) definida como r .

El primer parámetro geométrico para definir el comportamiento resistente del arco será la longitud L , en función del valor de ésta, se constituyen cuatro estratos tomando aleatoriamente con la ayuda de la función aleatoria de Excel se tienen las longitudes aleatorias representativas de estos estratos siendo estas luces 42 m, 51 m, 62 m y 71 m.

En los arcos el segundo parámetro geométrico del comportamiento estructural es la esbeltez de la clave o peralte de la corona c , según Martín-Caro, (2001), para puentes carreteros y ferroviarios el peralte del arco semicircular puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$c = 1/18L \quad (\text{Ec. 15})$$

En todo caso la relación geométrica del espesor del canto o peralte del arco no es tan discutible en las obras de construcción porque existen soluciones para las condiciones de cimentación, topografía y materiales, no así la relación geométrica de la flecha debido a que está sujeta a la sección hidráulica, a la topografía del río, a la ubicación de los arranques y la cimentación del arco y a la posición en elevación del tablero superior con respecto a la cimentación del arco, por lo tanto, se le da mayor énfasis a las flechas.

Se sabe que en arcos parabólicos articulado con relaciones pequeñas de luz a flecha (l/f), reduce los momentos internos para los casos de carga vertical, y se sabe también que los arcos con apoyos articulados reducen los esfuerzos por momento flector en comparación con los de apoyos atirantados, debido a que en el arco atirantado el empuje horizontal se transmite directamente al mismo, el tirante se deforma haciendo que el arco pierda su geometría original afectado de esta manera las fuerzas internas.

Como lo han demostrado otros autores, en una comparación geométrica el arco parabólico tiene más semejanza con uno circular al disminuir la flecha, por consiguiente, la similitud de comportamiento estructural se hace manifiesto en la misma medida. Sin embargo, para el caso de cargas verticales, al disminuir la flecha aumentan los esfuerzos debidos a momentos flectores (empeorara su eficiencia).

Al aplicar fuerzas horizontales al arco algunos autores han concluido que entre más pequeña sea la flecha los esfuerzos serán menores, es decir que entre más plano el arco, se producen menores esfuerzos debido a que existe más presencia en ese plano la línea de presión, así mismo han afirmado que se podrá

comprobar que el arco circular es estructuralmente más eficiente para cargas radiales que para cargas horizontales, entonces en este sentido se aplicaran cargas sísmicas laterales en el sentido longitudinal del arco para evaluar los esfuerzos para determinar si existe algún tipo de ineficiencia para este caso de carga.

Algunos otros investigadores como el caso de Álvarez, Sereno y Aparicio Bengoechea (2003) desarrollaron análisis paramétricos utilizando una relación de flecha y luz entre $1/4$ y $1/6$. Existe afinidad entre los autores que han estudiado las relaciones de flecha y luz. López (2003) ha entendido que los valores tales como $1/5$, $1/7$, $1/8$, $1/10$ tienen respuestas estructurales convenientes, pero destacan la eficiencia estructural de la relación $r=1/5$, y desde el punto de vista visual prefieren una relación $r= 1/8$, y también han comprendido que el límite de los arcos peraltados y rebajados es $r= 1/10$, dichos estudios fueron definidos en un rango de luces de arco de 20 m a 40 m.

Por tanto, los valores geométricos estudiados en esta tesis son los valores $r= 1/5$ (0.20) y $r= 1/8$ (0.125) que en general se redondeará a $r= 0.13$ para definirlo de una forma práctica en el resto de la investigación, entonces los valores r empleados en la investigación se pueden observar en la tabla V dando origen a la geometría de los arcos estudiados, así como el resto de datos geométricos de las secciones se encuentran en los apéndices tales como peraltes y bases de arco, diámetros de pilas, sección de martillo empleado en las cabezas de las pilas y la viga de apoyo en corona.

Tabla V. **Valores de variables geométricas para arcos circulares**

L Arco, m	r min	r max	f min (m)	f max (m)	2* Θ (grados)
42	1/5	1/8	8.40	4.2	157.3801
51	1/5	1/8	10.20	5.1	157.3801
61	1/5	1/8	12.20	6.1	157.3801
74	1/5	1/8	14.80	7.4	157.3801

Fuente: elaboración propia.

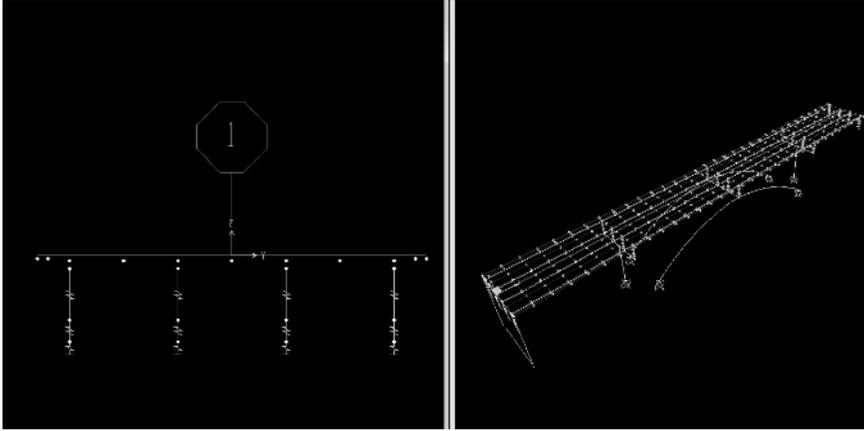
1.5.5. Aparatos de apoyo

Son los elementos que permiten desplazamientos transversales y longitudinales en los puentes que se ubican como una superficie de contacto entre la superestructura y la subestructura, en el caso de esta tesis son considerados como interfaz de apoyo en los componentes 1.1, 3.1, 10.1 de la Figura 27).

Con estos dispositivos se consigue localizar el punto de apoyo de cada viga de la superestructura, es decir el punto donde son aplicadas las reacciones del puente hacia el arco, cuya función es absorber los movimientos de apoyo de la estructura debidos a la acción de las cargas transitorias o de los cambios de temperatura, y absorber en parte las acciones dinámicas del sismo permitiendo una reducción en las demandas sísmicas en los arcos.

Por definición y práctica constructiva el eje del aparato de apoyo se encuentra a 30 cm del extremo de la viga.

Figura 39. **Modelo de aparatos de apoyo en SAP2000**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Estos aparatos de apoyo son modelados matemáticamente en el programa de análisis por elemento finito asistido por computadora por medio de elementos definidos como hipervínculos en los modelos estructurales realizados en SAP2000 de CSI. En los modelos estructurales computarizados de análisis de elementos finitos asistido por computadora se incorpora estos elementos de apoyo con las siguientes características:

- Posibilidad de modificar las propiedades de los links atribuyendo factores de escala.
- Introducción de modelos de histéresis para materiales no lineales (utilizados en rótulas de fibra y en conchas en capas), rótulas plásticas y elementos links.
- Se emplean dos tipos de hipervínculos, para modelar los dos grados de libertad independientes, giro y desplazamiento horizontal, por cada apoyo de viga paralela del tablero superior.

1.5.6. Articulaciones de concreto reforzado

El sistema de componentes del arco triarticulado es el componente que sustenta y hace posible aplicar la teoría de elementos isostáticos en los arcos, las articulaciones son elementos que transfieren fuerzas axiales y cortantes, pero no momentos; y por lo tanto se utilizan cuando es necesario eliminar grados de indeterminación en el proyecto. Es condición indispensable de una articulación permitir rotaciones, pero no desplazamientos. Estos dispositivos tienen la ventaja de ser realizados en la obra. Esto secciona un elemento del arco en dos partes llamadas semi arcos.

Estos elementos son incorporados a los modelos de puentes analizados en el caso 1 con arco empotrado no se producen articulaciones, para el caso 2 arco biarticulado se introducen articulaciones en los arranques del arco (componentes 9 y 11 figura 27) y para el caso 3 tenemos tres puntos de articulaciones para conformar el arco triarticulado los (componentes 7, 9 y 11, figura 27) el arco se convierte en el apoyo de las vigas de la superestructura, y se desarrolla en el arco una articulación en la corona (componente 7).

Siendo Guatemala una zona sísmica con condiciones geológicas derivadas de la tectónica de placas, para luces grandes, los puentes arco tomaran ventaja en el comportamiento porque tienen la capacidad de desarrollar rotaciones, deformarse y ajustarse a los movimientos leves de las montañas debido a fallas, hasta un margen permitido.

Las articulaciones en estructuras de concreto reforzado, se ha usado incluso desde hace más de 125 años atrás y desde entonces se ha usado con éxito en muchos edificios y proyectos, no obstante, en el medio guatemalteco no se emplean en el concreto, prefiriendo los sistemas metálicos para generar este tipo de componentes. En 1880 Claus Köpcke (Dresden) fue el primero que utilizó

los llamados cojinetes de silleta para un puente arco de piedra natural. Las nuevas tecnologías del siglo veinte, especialmente en Francia por parte de Freyssinet y de Mesnager han sido buenas experiencias de funcionalidad y ventajas económicas.

Como indican Steffen y Schacht (2010), varios usos han tenido las articulaciones del concreto reforzado especialmente en construcciones de puentes en arco de concreto reforzado. Las articulaciones de concreto también se han utilizado en Suiza, Alemania y en los Estados Unidos. En el año 1960 las obras de Fritz Leonhardt (Alemania), E.O. Fessler (Suiza) y G.D. Base (Gran Bretaña), que definen el estado internacional del arte hasta nuestros días, condujeron a un renacimiento de las articulaciones en el concreto reforzado. Las reglas de diseño dadas por Leonhardt han sido adaptadas al estado actual de conocimiento dentro de un proyecto de investigación. Con base a ello, es factible el empleo de articulaciones en el concreto basados en las reglas establecidas hoy en día.

Las articulaciones en concreto se caracterizan por su capacidad de carga extremadamente alta, facilidad de formación, son completamente libres de mantenimiento y tienen una alta durabilidad, si es del tamaño adecuado. Las articulaciones del concreto son ideales para controlar el flujo de energía en las estructuras y reducir los esfuerzos de tensión de manera efectiva.

La aparición de las articulaciones en este trabajo es debida a los requisitos especiales en puente arco isostático. Se conoce que el sistema de arcos de concreto puede conducir a un severo agrietamiento en el concreto a causa de esfuerzos de tracción. Los primeros investigadores e ingenieros trataron de resolver este problema mediante secciones de unión en concreto y perfiles de acero, pero ha sido la introducción de las articulaciones para una estructura

segura y predecible. Hoy en día se reconocen en el medio que los tipos de articulación en concreto reforzado principales son:

- Por continuidad: Con hojas de plomo entre las partes que se desean interrumpir el sistema monolítico para articular y permitir el giro sin permitir el desplazamiento, en la parte central de la corona o en la clave o arranques. Esto secciona un elemento del arco en dos partes llamadas semi arcos.
- Por rodadura: Cortando las claves y coronas, juntas cóncavas y convexas, que permite rodar.
- Por giro: Las dos semi bóvedas o semiarcos giran en torno a un eje de hierro fundido.
- Por giro y rodadura: Es la articulación conocida como rodilla, en la que la rótula convexa gira dentro del componente cóncavo.
- Con semi articulación: Durante el proceso constructivo se articulan, y luego se fijan cuando quedan finalizadas previstas para las condiciones de servicio, o viceversa, pero proveen principalmente capacidad de deformación, no proveen absoluta libertad de rotación, pero no transmiten momentos considerables a través de ellas.

Para la tipología de puentes empleados en esta investigación son recomendados las articulaciones por giro y rodadura, y las semi articulaciones, describiendo a continuación algunas de las tecnologías que se conocen en la actualidad. Las semi-articulaciones de concreto más comunes son:

1.5.6.1. Tipo apoyo cilíndrico de concreto reforzado

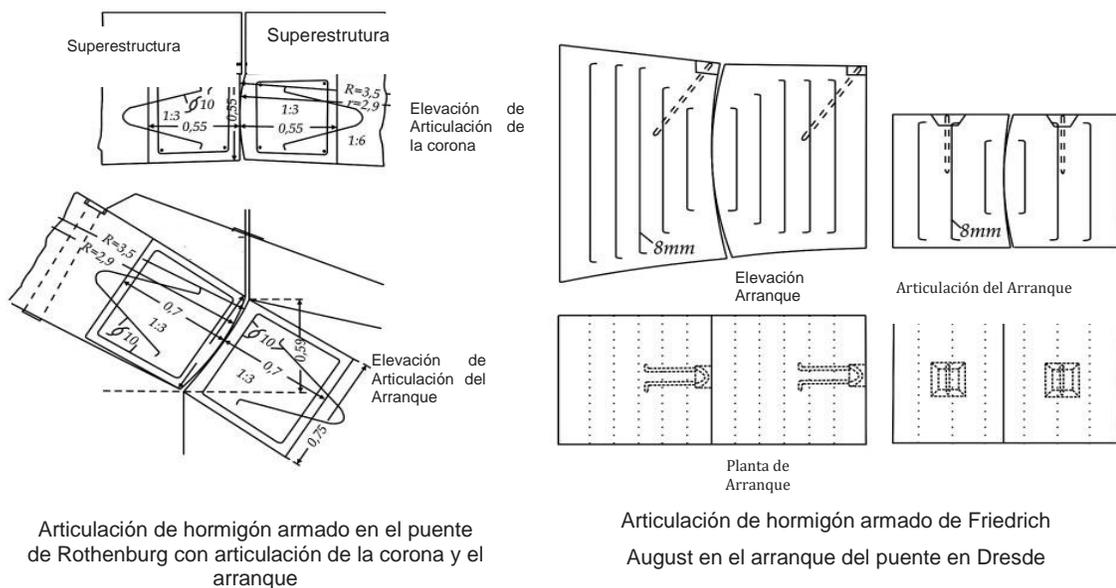
Consisten en dos bloques, que ruedan unos sobre otros en superficies de cilindros. Estas articulaciones se han utilizado desde los años 1880 cuando se utilizó por primera vez, durante la construcción de un puente arco de ferrocarril en Suiza, se caracterizan por sus cortes definidos con una separación y sin refuerzo continuo y por lo tanto no permiten empotramiento u anclaje, con la cualidad que deben diseñarse y construirse con concretos de alta resistencia a la compresión. En 1869, surgieron las primeras soluciones teóricas para describir la compresión de los dos cilindros, se basa en que, en el punto de contacto, la compresión máxima se distribuye a una altura h de los arranques o corona cuya forma principal en la superficie de contacto es la de un cilindro.

Los primeros intentos de articulación para puentes arco se hicieron en 1894 por Krüger para la construcción del viaducto privado de Inundaciones Dresdner (Marienbrücke) de los Ferrocarriles del Estado Real de Sajonia. Reportaron cambios en la longitud del arco en las juntas midiendo las deformaciones generadas, se manifestaron agrietamientos en alrededor de la mitad del peralte de la articulación por esfuerzos de tracción con una distribución parabólica, dedujeron que independientemente del material de construcción el tamaño de la fuerza de tracción es perpendicular a la dirección de contacto con una magnitud del veintiocho por ciento de la fuerza axial aplicada.

Steffeny (2010) reportan formas especiales de esta articulación en concreto, ya que su construcción es complicada, por lo cual deben de ser prefabricadas e instaladas en el lugar con extrema precisión. Otro problema es la irregularidad de las superficies de los cilindros no se pueden evitar y se producen concentraciones de esfuerzos. También se reportan otra forma de articulación que es colocar una placa de plomo entre los bloques desarrollada por Stuttgart (2010), sin embargo, en la década de 1960, los ingenieros abandonan

esta práctica, porque las juntas de plomo son expuestas a proceso de abrasión por las rotaciones cíclicas, incluso si el ángulo de rotación fuese pequeño. Finalmente, en 1933 por funcionarios del gobierno de Alemania crearon una variante de esta articulación con una superficie de rodadura blindado de acero, esto eliminó los defectos que surgen en la construcción, y las primeras aplicaciones de esta invención reportan una funcionalidad exitosa.

Figura 40. **Apoyos cilíndricos articulados de concreto reforzado**



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de Emperger (1911). *Manual de Construcción de puentes hormigón armado.*

1.5.6.2. Tipo Mesnager

Está formada por barras cruzadas en una sección reducida del concreto (Ver Figura 50), es recomendable para cargas moderadas (hasta 150 T/m). El

área del acero de refuerzo en la rótula se calcula de tal forma que el esfuerzo pueda absorber las reacciones y empujes en la articulación.

El avance en el desarrollo para producir estructuras articuladas simples en el concreto reforzado fue alcanzado en 1908 con Augustin Mesnager. Desarrolló una especie de media junta o semi articulación, de forma similar a la que se utiliza en estructuras de acero. El apoyo está conectado a través del punto de articulación de intersección aceros de refuerzo, en el que la transmisión de energía la toma únicamente la barra de refuerzo, ensamblándose un elemento hacia otro por medio de las barras de refuerzo que se intersecan en la garganta de la articulación.

En la figura 41, se observa las dimensiones de este tipo de articulación, las cuales pueden obtenerse utilizando el siguiente procedimiento desarrollado por Moreel:

- La separación, $t \geq$ al 1.30 veces el recubrimiento de las barras de refuerzo.
- Las barras cruzadas no deben ser muy gruesas ni muy cortas, su relación $20 < L/r < 40$.
- El ángulo \emptyset de las barras con el eje de los elementos que ensamblan, debe ser de $30^\circ < \emptyset < 45^\circ$, preferiblemente 35° .
- R la fuerza axial.
- H la fuerza cortante.

El esfuerzo en las barras será:

$$S_{max} = \frac{R}{A_s * \cos \emptyset} + \frac{H}{A_s * \sin \emptyset} \quad (\text{Ec. 16})$$

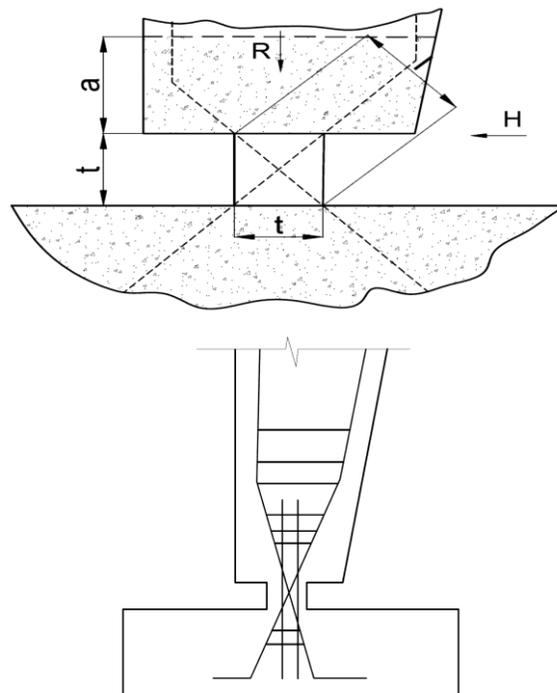
Donde R, H, As y \emptyset , fueron definidas anteriormente, y se recomienda que $S_{max} \leq 0,30f_y$, siendo f_y el punto cedente del acero.

Para evitar el desgarramiento del concreto, la rótula debe reforzarse con zunchos, que en una distancia $a = 8 \emptyset$ medida de la cara del concreto, deben tener un área $\sum A_v$ tal que:

$$\sum A_v = \frac{0.50 * R \tan \emptyset + H \frac{a}{j * d}}{f_y} - 0.005 * a * b \quad (\text{Ec.17})$$

Siendo b la longitud de la articulación, el refuerzo así obtenido debe repetirse hasta la longitud de desarrollo de las barras.

Figura 41. **Semi articulación tipo mesnager**

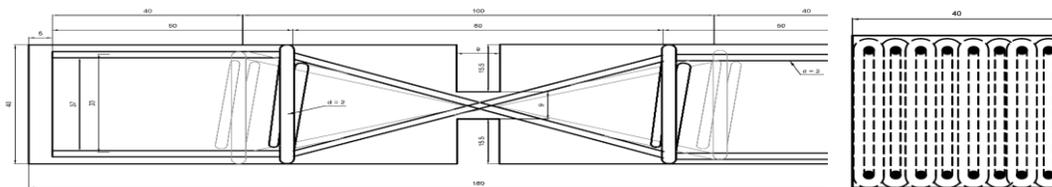


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Steffen y Schacht (2010) reportan que Francia llevó a cabo investigación en la Escuela de Puentes y Caminos fallas en pilares del concreto reforzado, y desarrollan a partir de la experiencia adquirida para la articulación Mesnager una media articulación o semi articulación del concreto reforzado, consiguiendo giros de magnitudes que alcanzaron los 0.02 radianes y observaron acortamiento y reducción en la corona del puente, recomiendan el uso de un relleno de concreto de baja resistencia en el cuello únicamente como protección contra la corrosión del refuerzo, pero en las pruebas de laboratorio de estas articulaciones fracasaron por la fractura del concreto en los extremos de los bloques de la disminución de la sección de la garganta y la exposición de los refuerzos, con excesiva deformación y falla por pandeo.

Concluyeron que la eficiencia de la articulación mejora con un alto confinamiento del acero de refuerzo longitudinal con estribos, en la totalidad del cuello de la armadura de la corona, y comprendieron que la longitud mínima de los refuerzos longitudinales en la garganta no debe ser menor a 45 veces el diámetro de la varilla ($45d_b$).

Figura 42. **Semi articulación tipo mesnager**



Fuente: elaboración propia, basada en información de Steffen y Schacht (2010).
Clasificación de articulaciones en concreto armado.

Steffen y Schacht (2010) también reporta que las articulaciones Mesnager han sido utilizadas con éxito, citando algunos ejemplos como la bóveda del canal Saint-Martin de París, cerca del puente Amélie-lesBains, en el Canal de

Montpellier, en el puente arco en Mestre en Italia, y en muchos puentes más, que fueron diseñados como arco de tres articulaciones.

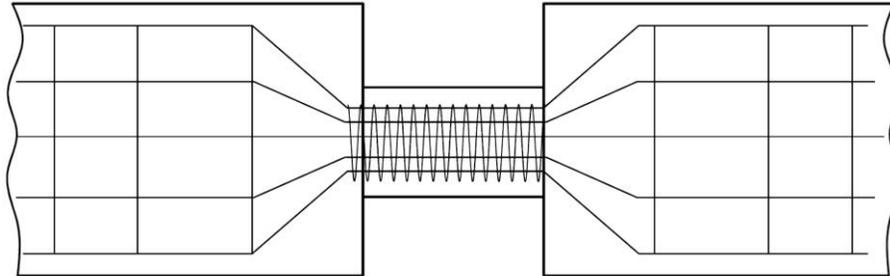
En particular, el ingeniero suizo Robert Maillart utiliza las articulaciones de Mesnager con mucha frecuencia, entre otros, el famoso puente sobre el río Salginatobel, la tumba Puente de Ross, el Thurbrücke en Felsegg o el Puente Arve en Vessy Ginebra. En Alemania, se utilizaron articulaciones de Mesnager, por ejemplo, en la bóveda de la calle Huckarder en Dortmund. Cabe hacer notar que la investigación está sustentada exclusivamente por la experiencia de los ingenieros que han empleado articulaciones, aunque no esté reglamentado y normado el uso de articulaciones en el concreto reforzado.

Así también en base a la experiencia de otros ingenieros que han empleado con éxito las articulaciones; Mörsch (1929) reportó el colapso de una estructura de salón donde las semi articulaciones tipo Mesnager no soportaron las fuerzas de cortantes durante la construcción, ya que se construyeron de forma incorrecta con falta acero de refuerzo transversal a cortante.

1.5.6.3. Tipo Considere

En esta semi articulación concentra todo el refuerzo longitudinal principal en un núcleo reducido de barras paralelas, acercándose al eje centroidal del elemento principal de los semiarcos, confinándolas por medio de zunchos con un espiral continuo como la figura 43.

Figura 43. **Semi articulación tipo Considere**

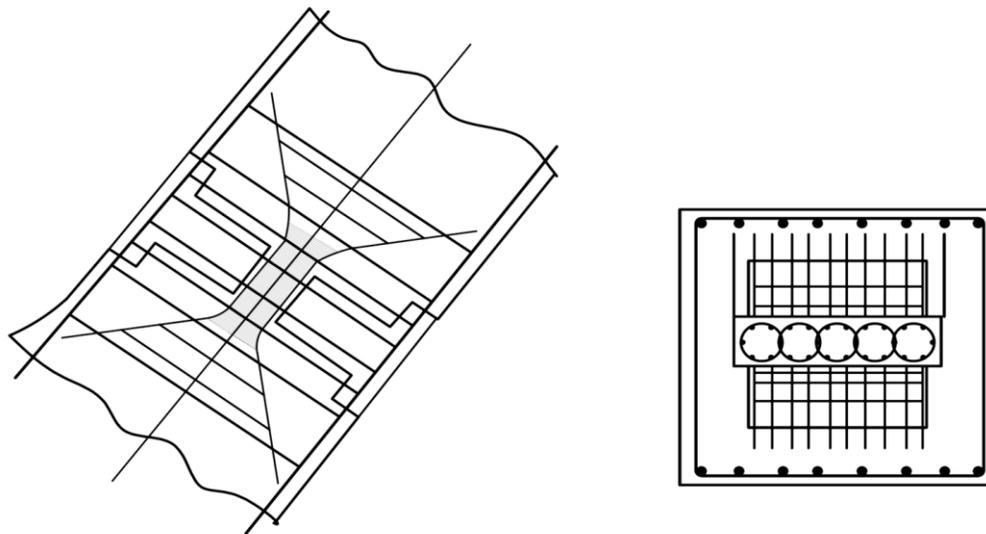


Fuente: elaboración propia, empelando SAP2000.

El principio de la articulación Considere es el de una columna corta, con refuerzo de confinamiento en espiral, de dimensiones tales que su inercia, su sección transversal y la resistencia a la rotación es menor que los semiarcos que une.

En los años 1902 el ingeniero francés Armand Considere desarrolló un confinamiento helicoidal del concreto reforzado y la armadura longitudinal en el cuello. El primer puente de arco construido con este tipo de unión fue 1930 en el Puente de las cavernas en Grants Pass, Oregón, y luego se expandió su uso a otros puentes construidos en Estados Unidos tales como el puente del río Rogue, Puente en Coos Bay Mc Cullough Memorial Bridge, Oregón.

Figura 44. **Semi articulación tipo Considere refuerzo de confinamiento helicoidal**



Fuente: elaboración propia, basado en información de Steffen y Schacht (2010). *Clasificación de Articulaciones en Concreto Armado*.

Las semi articulaciones Considere se diseñan como columnas zunchadas y se verifica que la rotación deseada no produzca deformaciones que superen los límites de fluencia para el acero de refuerzo en las barras más alejadas del eje neutro, el procedimiento de diseño resumidamente podría procederse así:

- Adoptar sus dimensiones por tanteos como si fuera una columna zunchada con carga axial.
- Verificar las deformaciones de las fibras extremas de la sección con la rotación máxima.
- Comprobar los valores de la tensión diagonal y el efecto de zunchado.

La rotación máxima de las semi articulaciones Considere se obtiene de la expresión:

$$\theta = \frac{\epsilon_c * t}{2 * k * d} \quad (\text{Ec. 18})$$

$$R = f'c * Ag * \left[\frac{5kd}{12d} + \frac{np}{4 * k} * \left(2 * k - \frac{d}{d'} \right) \right] \quad (\text{Ec. 19})$$

$$fs = \frac{b * f'c * (1 - k)}{2 * k} \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde:

p= porcentaje de esfuerzo longitudinal.

Ag= área bruta de la sección de cuello.

d'= diámetro de barras de refuerzo.

Asimismo, el esfuerzo *fs* en el acero será:

ϵ_c = la deformación máxima del concreto a la ruptura.

t= la apertura de la articulación (longitud del cuello).

d= diámetro de la articulación.

k= factor de distancia de posición del eje neutro.

La carga máxima está dada por la expresión

Steffen y Schacht (2010) indica que zunchado en espiral debe tener área suficiente para absorber las tensiones diagonales, sin exceder el esfuerzo permisible en el concreto V_c , o sea que, por unidad de longitud de la articulación se requiere un área A_v de acero de refuerzo transversal igual a:

$$A_v = \frac{R d t \sqrt{1 + \frac{9h^2}{R^2} - (1 + V_c)}}{4 * fs * Ag} \quad (\text{Ec. 21})$$

Expresando ϵ_c en función de f_s se tiene:

$$\epsilon_c = \frac{2f_s}{(1-k)*E_s} \quad (\text{Ec. 22})$$

Donde las variables fueron definidas anteriormente en las ecuaciones 18 a la 20, esta es una relación que permite calcular la máxima rotación que admite una articulación dada.

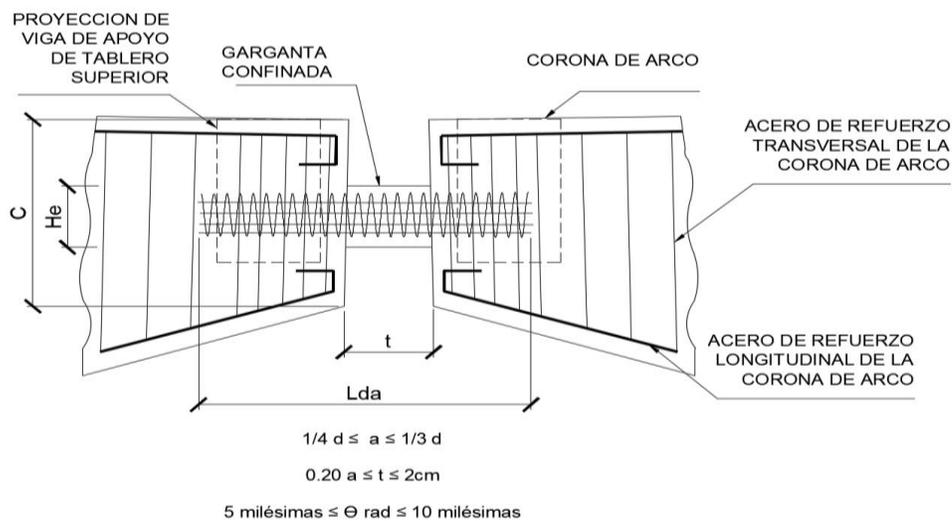
1.5.6.4. Tipo Freyssinet

Esta articulación tiene las mismas características de la Considere, con la diferencia que las barras refuerzo en la rótula son independientes a la armadura de refuerzo principal del cuerpo del arco y se dimensionan para absorber las reacciones y empujes. Es la articulación en concreto reforzado más común, fundamentalmente, es una estrangulación de la sección del arco en la corona o en el arranque denominada garganta de la articulación, que atraviesa el arco como una hendidura y que puede ser paralelo al arco o divergente al arco, siendo la garganta, recta o redondeada. El giro de esta configuración es posible ya que la unión de los dos segmentos de arco o semiarcos en la garganta se crea una rótula plástica en el concreto reforzado, y el principio de su dimensionamiento es en el punto de la compresión media a que está sometido para garantizar la plastificación.

En el año 1910 Freyssinet logró aumentar significativamente el estado de esfuerzo a la compresión del concreto, y transferir las fuerzas conjuntas por el acero de fuerza, lo que aumenta la resistencia de la rótula permitiendo el giro, pero la garganta del concreto reforzado debe estar perfectamente confinado por medio de espirales o estribos de refuerzo transversal. En la articulación se lleva

a cabo la transferencia solamente de fuerzas de compresión en la columna corta o garganta con el confinamiento adecuado del concreto. La capacidad de giro en el concreto es posible por el confinamiento, con una mayor rotación consintiendo agrietamiento en el cuello sin una degradación de la resistencia del concreto a compresión.

Figura 45. **Semi articulación tipo Freyssinet en corona de arco**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Steffen y Schacht (2010) informan que los primeros intentos de articulación del Concreto de este tipo fueron en Bélgica por Riessauw y Passelecq de la Universidad de Gante, los giros registrados por estas articulaciones fueron de $\theta=0.02$ radianes sin efecto nocivo. El tanque de agua en Orleáns, el puente Pont de la Coudette y cinco puentes prefabricados sobre el río Marne son sólo algunos ejemplos de la aplicación práctica de la vida real.

También en el Reino Unido (1966) destacan informes especialmente a la resistencia de corte, demostraron que estas articulaciones de concreto también

pueden absorber altas fuerzas laterales. En Alemania, la articulación Freyssinet fue utilizada por primera vez en 1953 por Nidda Leonhardt para evitar el uso apoyos tipo rodillo de acero porque no son eficientes con el hecho que el costo es elevado y no compensa las bajas rotaciones que se generan en los rodillos.

Estas especificaciones de articulación en el concreto reforzado se han calculado y ejecutado con éxito con numerosos puentes existentes, así como investigaciones realizadas para articulaciones de hormigón bajo rotaciones repetidas realizadas en Berlín como lo reporta Franz (1968) con ensayos de ciclos de hasta 3 millones de rotaciones sin daños preocupantes.

Como reporta la Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera, Instrucciones de Construcción (1995) las rótulas Freyssinet al menos pueden desarrollar una capacidad de giro de 5 milésimas de radián. La construcción de estas articulaciones debe ser cuidadosa debido a que suelen ser zonas con alta congestión de armaduras de refuerzo siendo aconsejable la utilización de plastificantes para el concreto, así como de concretos con resistencias mayores que $250-300 \text{ Kp/cm}^2$ dependiendo de las fuerzas de compresión y cortante, por ejemplo en la presente investigación se llega a la conclusión que para estas luces es necesario realizar concretos entre 421.8 Kg/cm^2 (6,000 psi) $< f'c < 773.4 \text{ Kg/cm}^2$ (11,000 psi) dependiendo de la relación r , las luces, y las condiciones de geometría que permita la topografía o el espacio disponible para la sección transversal del arco.

El momento M que transmiten las articulaciones o rótulas de Freyssinet, resulta prácticamente despreciable, para ello la Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera, Instrucciones de Construcción (1995) considera las siguientes expresiones para calcular el momento, y la rigidez de la articulación se determina así:

$$K = \frac{E_c * a^3}{12 * H_e} \quad (\text{Ec. 23})$$

Donde, E_c es el módulo de elasticidad del concreto, a es el ancho de la garganta vista en planta, mientras H_e la altura efectiva de la articulación en elevación, y H_e se calcula así:

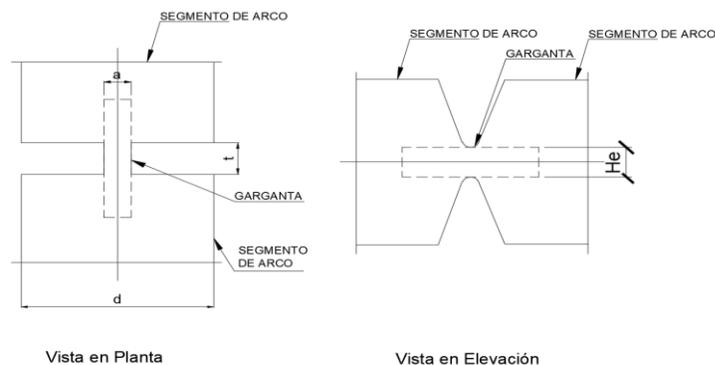
$$H_e = 1.33 * t + 2 * a * \left(\frac{a}{d}\right)^{0.7} \quad (\text{Ec. 24})$$

Entonces el momento transmitido en la articulación M_{art} será:

$$M = K * \theta \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde, t es el espesor de la garganta entre un rango de $0.20 a \leq t \leq 2\text{cm}$, d la dimensión transversal de las piezas unidas o base del arco, θ el giro a absorber entre un rango de $5 \text{ milésimas} \leq \theta, \text{ rad} \leq 10 \text{ milésimas}$. Anchura a con valores recomendables en rango de $1/4 d \leq a \leq 1/3 d$, el espesor t , y rotaciones máximas permisibles.

Figura 46. **Articulación Freyssinet dimensionamiento de la garganta**

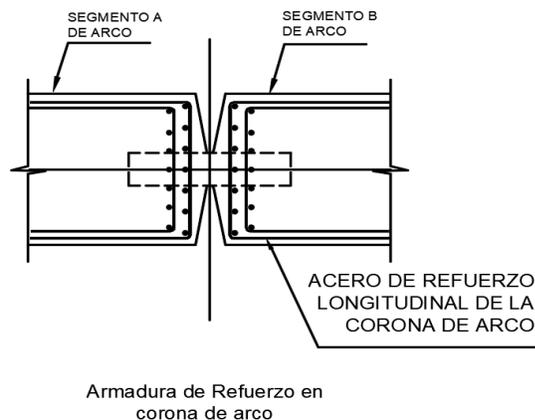


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

El Ministerio De Obras Públicas, Transporte Y Medio Ambiente, Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera, Instrucciones de Construcción de España (1995) recomienda que en la corona del arco no se disponga de armadura de refuerzo continuo cruzada por el cuello de la articulación, y que los extremos en contacto conectados por la articulación, es preciso confinar de armadura para resistir los esfuerzos transversales que se producen debido al alto estrangulamiento que se produce en la garganta en el trayecto de las tensiones principales.

En la figura 47 se muestra una disposición de armadura necesaria para resistir las tensiones producidas en la articulación de la corona del arco, en particular el arco triarticulado. Note que en la siguiente figura la armadura de la garganta no tiene continuidad con la armadura principal del arco, lo que es conveniente para evitar las mismas trayectorias de las tensiones principales del arco.

Figura 47. **Disposición de armadura en corona de arco en la zona de conexión de articulación Freyssinet**



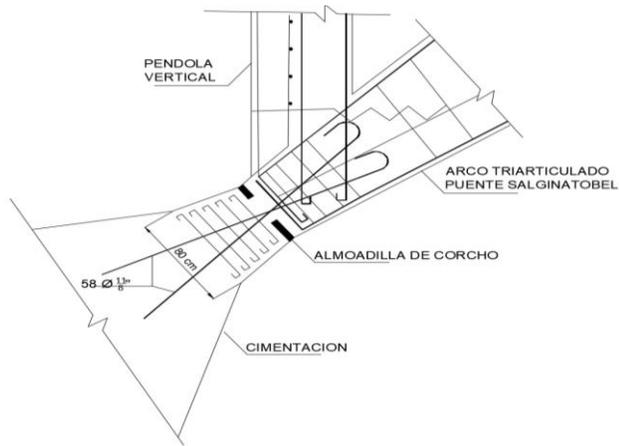
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Los informes de Malliart (1930) después de que la construcción fuera terminada en el puente Salginatobel ubicado en el valle alpino de Schiers, en Suiza, luego de haber sido llamado para determinar la causa de algunas grietas que habían formado en la zona de soporte del arco cerca de los apoyos, concluye que no eran grietas serias, y que fueron causados por los cambios de temperatura diferenciados en el puente.

El arco había sido mojado por el río aguas abajo, y el tablero superior se exponía al agua pluvial a través del tiempo, y las grietas habían aparecido solamente en el lado asoleado y seco, lo que produjo contracción del concreto y causado las grietas. Las grietas no eran estructurales, la experiencia de diseño del puente Salginatobel ha dado resultados satisfactorios, al dejar libertad de rotación en los apoyos y la corona del arco como lo reporta la Revista de Ingeniería Sísmica de Álvarez, Sereno y Aparicio Bengoechea (2003).

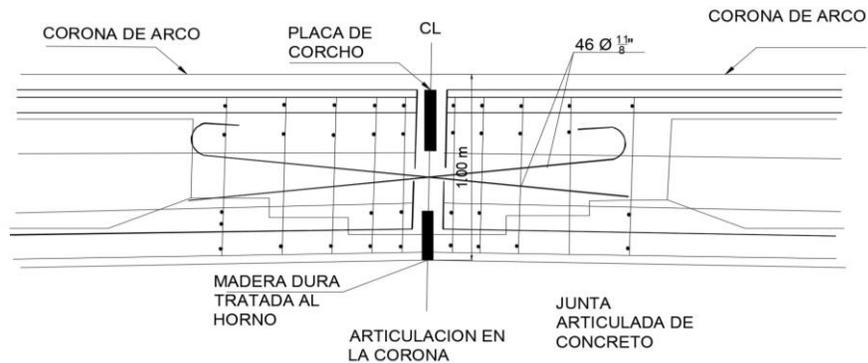
Las figura 48 y 49 muestran las secciones transversales de bisagras o articulaciones usadas del tipo Freyssinet en el famoso puente arco triarticulado de Salginatobel de Suiza construido por el Ingeniero Roberto Malliart entre los años 1929-1930 pasa a través del barranco del valle de Salgina, en el punto de la corona y del resorte.

Figura 48. **Bisagra de articulación en punto de apoyos del arco triarticulado del puente Salginatobel de Suiza**



Fuente: elaboración propia, con información obtenida de Álvarez, Sereno y Aparicio Bengoechea (2003). *Comportamiento sísmico de puentes arco, un panorama del estado del conocimiento.*

Figura 49. **Articulación en punto de corona del arco triarticulado del puente Salginatobel de Suiza**



Fuente: elaboración propia, con información obtenida de Álvarez, Sereno y Aparicio Bengoechea (2003). *Comportamiento sísmico de puentes arco, un panorama del estado del conocimiento.*

En estas figuras, se puede ver cómo el autor del puente, Malliart ha hecho uso las placas corcho para permitir el movimiento de giro y sellar el espacio entre segmentos de arco en la corona. Si se dejara en los boquetes un relleno de fundición de concreto y armadura adicional, serían propensos a agrietamiento siendo inútil su función, proporcionando empotramiento y transmisión de momento. El acero de refuerzo principal se diseña para tomar todas las fuerzas axiales, y debe ser una conexión dúctil como en la zona sísmica de Guatemala, para que no se provoquen daño significativo a la estructura y sin perder de vista que el concreto es un material frágil en fuerzas de tensión.

En referencia a las especificaciones internacionales el criterio de los giros permisibles en las articulaciones de concreto reforzado es muy heterogéneo que en lo que respecta a esfuerzos, y en varias normas inclusive no abordan el tema de la articulación en el concreto reforzado. Por ejemplo, la regla británica permite rotación mayor a $\theta = \alpha = 50\%$, por el contrario, la regla del modelo francés limita la rotación no mayor $\theta = \alpha = 50\%$.

Las pruebas en articulaciones del Concreto realizadas por Franz y Fein (1968) han demostrado que las articulaciones del concreto reforzado también pueden absorber giros bajo ciclos repetidos en millones de veces sin sufrir daños. Leonhardt (1986) especificó limitar la rotación de la articulación en el marco del criterio de diseño por servicio relacionado fuerza normal N, suponiendo que la altura de la articulación o bisagra que participa en la torsión corresponde aproximadamente al ancho del cuello del arco, y el esfuerzo del borde del cuello del arco (peralte C del arco en la corona) se establece en cuatro veces el valor de la tensión en la garganta confinada, en estos valores el cuello colindante de la corona del arco se fracturo por compresión hasta la mitad del peralte, entonces el valor de rotación permisible se puede calcular utilizando la siguiente relación de acuerdo con las recomendaciones de la norma DIN 1045-1 3.3:

$$\theta_{perm} = \alpha = \frac{128000 * Nd}{t * a * E_{ctg}} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

θ_{perm} , es la rotación permisible en radianes.

Nd, es el Valor de cálculo de la fuerza normal máxima producida en las articulaciones medido en kN.

E_{ctg} , es el módulo tangente del Concreto medido en N/mm².

t, medida lateral de la articulación, en cm.

a, medida en planta de la articulación en cm.

La articulación Freissynet se diseña en la misma forma que el tipo Considere. Solo es necesario verificar, que las barras tengan una longitud suficiente dentro del concreto (Lda), para desarrollar su resistencia a la adherencia. Así mismo que cumpla con el detalle de refuerzo longitudinal y transversal del capítulo 18 del ACI-2019 consideraciones sísmicas.

1.6. Cargas

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes, incluyen el peso propio, que serán obtenidas por el programa de elementos finitos asistido por computadora, y se asignan de forma manual las sobrecargas muertas del pavimento, banquetas, barandas, y otras posibles instalaciones permanentes a las estructuras.

Las cargas de viento actúan como fuerzas estáticas uniformemente distribuidas en el área expuesta de la estructura según la elevación longitudinal del puente, con el viento actuando en sentido transversal, aunque se obtuvo que las cargas de viento no son representativas como lo es la carga sísmica y al no combinarse los efectos simultáneamente por la baja probabilidad de ocurrencia

para puentes de concreto reforzado como lo establece AASHTO (2017). Como lo establecen las investigaciones de Steffen y Schacht (2010), el ensanchamiento o rigidez de las bases de apoyo o arranques del arco en el sentido transversal son suficientes para resistir las cargas laterales de viento sobre los arcos, por lo tanto, esta carga no será la combinación crítica del estudio.

Así mismo en todos los casos el puente no supera los 300 metros de largo por lo tanto no supera el límite de inestabilidad aeroelásticas especificada por el literal c sección 4.6.11 de NSE 5.2 de AGIES (2018) cuyas relaciones longitud de puente / ancho de puente no es mayor a 30. Steffen y Schacht (2010) también menciona que de la misma forma demuestran que las cargas de corrientes de agua son resistidas con la rigidez lateral de los arranques del arco o arriostamiento lateral a lo largo de los arcos, en esta tesis no se requiere calcular cargas de corriente de agua, pueden ser motivos de futuras líneas de investigación, incluso en las pilas del puente.

Para la república de Guatemala existen algunas normas legalmente vigentes según el acuerdo gubernativo No. 03-2010 NRD-1, el acuerdo gubernativo No. 04-2011 NRD-2 de la Coordinadora Nacional de Desastres; y el acuerdo ministerial No.1, 686-2007 del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda; donde se adoptan las normas AGIES NSE-10 y sus actualizaciones. Sin embargo, no se cuenta con especificaciones para diseño en dicha norma, y en la versión de las normas guatemaltecas la sección NSE 5-2010 Requisitos para Diseño de Obras de Infraestructura y Obras Especiales toma consideraciones para puentes muy general.

La versión originaria NR-5 de AGIES (2001) contenía en el capítulo 2 algunos lineamientos en términos generales, únicamente aplicables a luces de hasta 40 metros y subestructuras de alturas hasta de 15 metros. Para estructuras

más grandes o estructuras especiales como el caso considerado en esta tesis, se emplean las Especificaciones de Diseño la AASHTO 2017.

Con base a lo anterior, la Cámara Guatemalteca de la Construcción ha consolidado criterios e información basada en AASHTO 2012 y 2014, ha impulsado mediante conferencias y cursos enfocados a criterios de diseño para Guatemala. Por tal motivo, han formulado para Guatemala la Guía para el diseño de puentes, que será la norma para aplicar en la República de Guatemala, el cual fue elaborada por un grupo de expertos profesionales que en varias sesiones de trabajo llegaron a la conclusión del documento integrada por la Asociación Guatemalteca de Contratistas de la Construcción, Comisión de Normativa NSE 5.2 – 2013 y Colaboradores. Durante el año 2013 se realizaron 5 talleres, contando con la participación de 100 profesionales, todo este trabajo de investigación tuvo como resultado el manual de normativas para el diseño y la construcción de puentes, con el objetivo de implementar la metodología LRFD.

Estas normativas garantizan la seguridad y el crecimiento nacional, con posibilidades ilimitadas de la ingeniería del futuro en Guatemala. La Comisión Técnica de Puentes nace en 2011 como una comisión específica de la Junta Directiva de la Asociación Guatemalteca de Contratistas de la Construcción (AGCC). La gran necesidad en el sector, tanto de capacitación como de normativa, para el diseño y construcción de los puentes en Guatemala, así como el gran éxito que generaron los eventos de puentes fueron el motor de esta iniciativa. Fue hasta el año 2018 AGIES publica la primera norma específica para puentes en Guatemala en la norma denominada NSE 5.2 denominada norma para Puentes de tamaño y altura limitados.

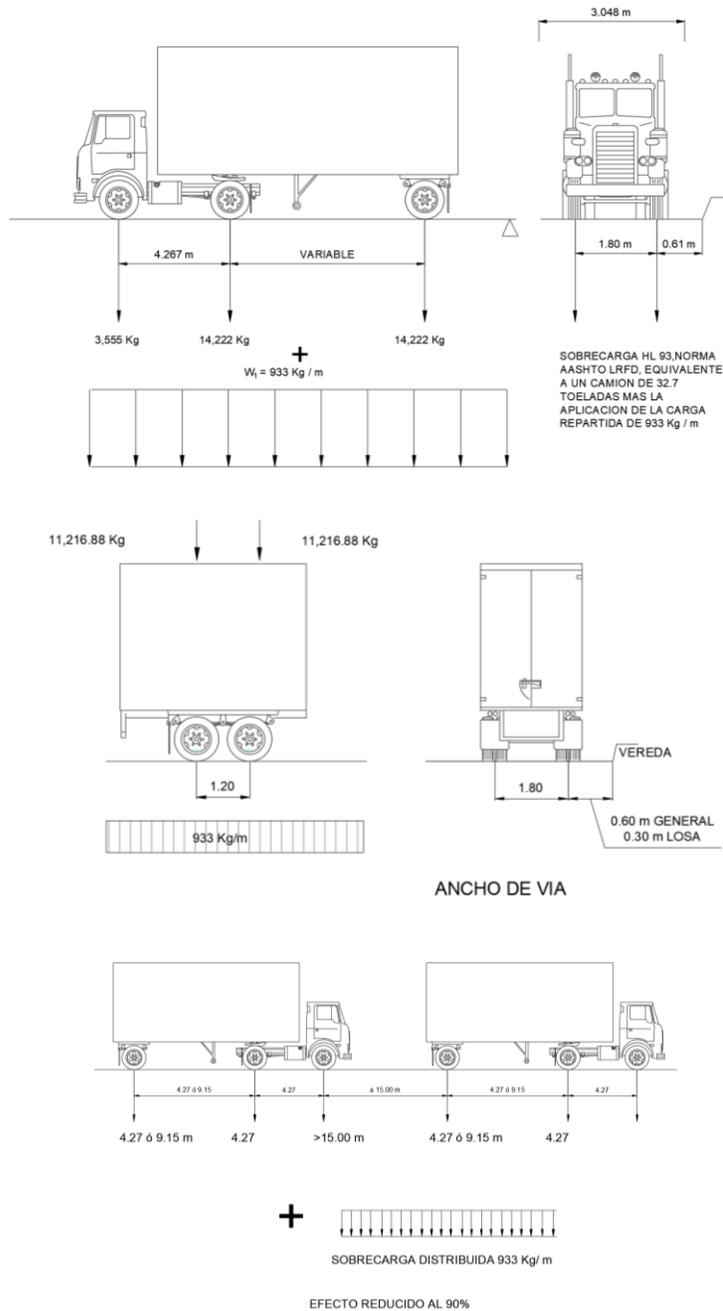
Sin embargo, con criterio de las actualizaciones de códigos, serán tomados los lineamientos representados en las normas de la AASHTO con la metodología

de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), Edición 2017. También se especifica que para la república de Guatemala se aplica implícitamente la normativa en las Normas de Diseño Geométrico de Carreteras Regionales SIECA 2004 2ª Edición donde establece el uso de AASHTO para cargas de diseño, y en el procedimiento de diseño sísmico es aplicado los espectros de respuesta solicitados por AGIES NSE (2010).

Cabe destacar que las normas AGIES edición 2018 en su actualización 2010, incluye aspectos relacionados al Reglamento de pesos de vehículos que pueden circular dentro del territorio nacional, y se establece la capacidad de carga de los vehículos para el transporte de elementos pretensados establecido en el acuerdo gubernativo 379-2010 Reglamento para el control de pesos y dimensiones de vehículos automotores de carga y sus combinaciones.

La carga viva para este trabajo es congruente también con lo que establece NSE 5.2 de AGIES (2018), consistente en la combinación de Camión de diseño o tándem de diseño y una carga de carril de diseño. Estas magnitudes y posiciones de carga son las mismas adoptadas por el Acuerdo Centroamericano Sobre Circulación de Carretas de SIECA (2000) y la AASHTO (2017). La carga viva de diseño será el camión HL-93 en las combinaciones K, M y S en la figura 50, y que se explican gráficamente en la figura 51.

Figura 50. Camión de diseño HL.93

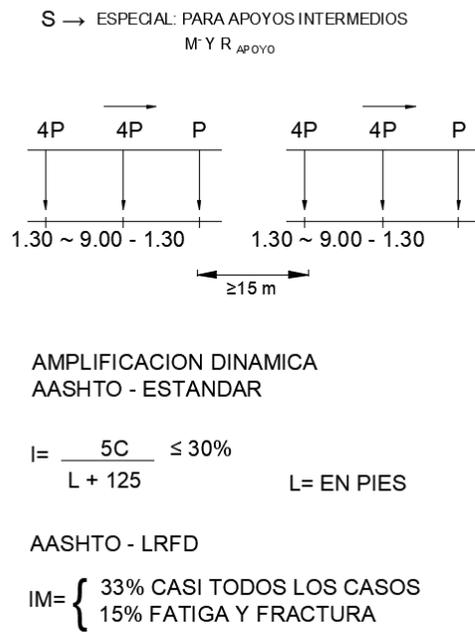
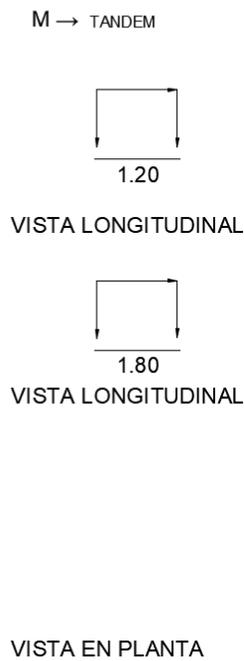
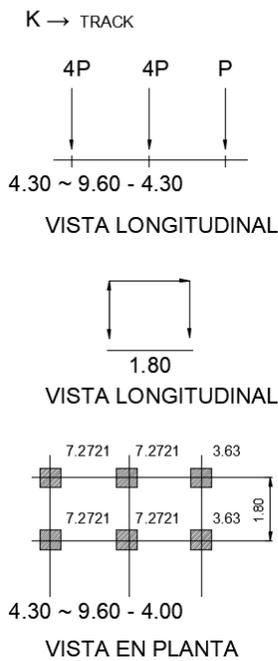


Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de AASHTO (2004). *Standard Specifications for Highway Bridges*

La combinación de la figura 50, que produce momentos máximos consiste en la colocación de dos camiones de carga HL-93 en 15 metros con carga distribuida. Hay que notar que la carga repartida no tiene carga de impacto, solamente la carga de camión.

Figura 51. **Ubicación de cargas de Camión de diseño HL.93**

$$\text{HL 93} \begin{cases} \text{HL 93 K} = \text{TRACK} + W \\ \text{HL 93 M} = \text{TANDEM} + W \\ \text{HL 93 S} = (2 \text{ TRACK} + W) \cdot 0.90 \end{cases}$$



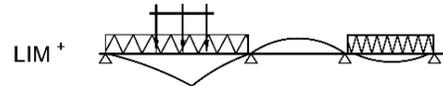
Continuación figura 51.

HL 93 K = TRACK + W
 HL 93 M = TANDEM + W
 HL 93 S = (2 TRACK + W). 0.90

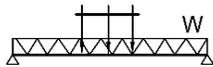
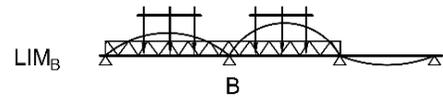


LRFD

IM = $\begin{cases} 33\% \text{ CASI TODOS LOS CASOS} \\ 15\% \text{ FATIGA Y FRACTURA} \end{cases}$



IM NO SE APLICA A LA CARGA DISTRIBUIDA (W)



$$M_{\text{CAMION}} \quad M_{\text{IM}} = 0.33 M_{\text{CAMION}}$$

$$M_{\text{W}}$$

$$M_{\text{HL 93}} = M_{\text{CAMION}} 1.3 + M_{\text{W}}$$

Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de AASHTO (2004). *Standard Specifications for Highway Bridges*

El número de carriles de diseño de acuerdo con la definición de carriles de la sección 4.6 de NSE 5.2 AGIES (2018) se trabajará con dos carriles de diseño, por lo tanto, el factor de presencia múltiple (m) para n=2 carriles es m=1.

El incremento por carga dinámica vehicular para los estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados para los estados límites de interés como lo son resistencia IV, evento extremo I y servicio III es de IM=33 %, para esta investigación, las cargas vivas se presentan mayorada con el factor de IM de acuerdo a NSE 5.2 AGIES (2018).

Es importante mostrar que en Guatemala han existido históricamente otro tipo de cargas transitorios vivas en puentes vehiculares por lo que a continuación se muestran algunas de ellas y sus efectos en los momentos flectores que se producen y su variación en función a la luz del puente. En la investigación se buscan las mayores reacciones que genera el tablero superior sobre la subestructura debido a que son casos de vigas isostáticas simplemente apoyadas sobre los arcos.

Tabla VI. **Cargas vivas de diseño utilizadas en Guatemala**

Año de aplicación	Carga de diseño
Antes del 1976	HS-14-44
De 1876 a 1998	HS-20-44
De 1996 a 2008	T3-S2-R4
De 2006 a 2010	HS-25-44
De 2007 a 2021	HL-93

Fuente: elaboración propia.

A continuación, se muestran las cargas transitorias mínimas empleadas para obtener las mayores cargas que produce la superestructura del tablero superior sobre los arcos.

Tabla VII. **Cargas asignadas para análisis estructural según AASHTO (2017)**

SECCION	Aspecto	Variable	Valor	Criterio
1	DATOS DE PUENTE			
	Ancho de carril	Lc=	3.6	
	Ancho de camion de diseño	Ancho=	1.8	
	Numero de lineas de trafico	Nt=	2	
	Linea de Diseño	Ld=	3	
	Factores de presencia múltiple	m=	1	
	Factor de Carga de fatiga	FCF=	15%	Camion de diseño con Eje colocado a 9 metros
	Factor de Carga de Impacto	IM=	33%	Amplificación dinámica AASHTO LRFD 2017
	Fuerza de Centrífuga	Fr=	0.00	No aplica en este diseño
	Fuerza de Frenado	Fr=	25%	Del peso de los ejes de camión de diseño
Fuerza de Hielo	Fh=	0.00 Kg/m	No aplica en este estudio	
2	FUERZA DEBIDA A FLUIDOS			
	Viento:	V=	25.30 Km/h	Campo abierto
	Esta carga no es crítica para los elementos del puente de concreto reforzado	Zo=	70.00 mm	Campo abierto
		PB=	244.73 kgf/m ²	Barvolento para Columnas, arcos, armaduras, Vigas, etc
		PD=	6.12 kgf/m²	Presión sobre la estructura
	Hidraulica:	Cd=	1.40	Sección cuadrada crítica en los arranques del arco
	Esta carga no se aplicara en el estudio considerando que es un viaducto	V=	1.00 m/s	Velocidad del agua de diseño
Pb=		700.00 kgf/m²	Presión sobre la subestructura	
3	CARGA MUERTA DEL PUENTE			
	Carga de bordillos	W bordillos	800.00 Kg/m	Carga distribuida de bordillos
	Carga en barandales	W barandales	75.00 Kg/m	Carga distribuida vertical de barandales, estos elementos deben resistir una Fuerza Horizontal 4,500 Kg
		e=	20.00 cm	Espesor de losa mínima
	Peso de losa:	S=	3.05 m	Separación de Vigas Internas
		W Int losa=	1,464.00 Kg/m	Carga Muerta distribuida de la losa en vigas internas
	Peso de Viga:	W Ext losa=	798.61 Kg/m	Carga Muerta distribuida de la losa en vigas externas
				Obtenida por software de elementos finitos según la viga AASTHO asignada.
4	CARGA VIVA DEL PUENTE			
	Carga peatonal		400.00 Kg/m ²	Carga Viva Banquetas de puentes(no aplica factor IM)

Fuente: elaboración propia.

1.7. Factores de carga, combinaciones de carga y estado límites de cargas

De acuerdo con la norma NSE 5.2 de AGIES (2018) los factores de carga que definen la metodología LRFD y sus combinaciones serán necesarios para establecer la carga mayorada resultante que se utilizará para comparar los

esfuerzos en el capítulo 3 para los puntos de interés como lo son los arranques, la corona y el riñón del arco triarticulado de concreto reforzado.

La ecuación 4.4.2-1 y 4.4.2-2 de la norma NSE 5.2 de AGIES (2018), se emplearán los factores y modificadores siguientes:

- El factor modificador de ductilidad $\eta_D = 1$.
- Factor modificador de redundancia $\eta_R = 1$, ya que en esta investigación se demuestra el índice de estabilidad Q es menor a los requisitos establecidos por las normas aplicables, entonces se concluye que los arcos triarticulados no son elementos redundantes por lo que no es necesario aplicar este factor amplificado en 5 %, tomando en cuenta que la sección transversal del arco triarticulado es un rectángulo sólido.
- El factor de importancia de este tipo de puente $\eta_I = 1$, tomando en cuenta que es una investigación descriptiva para relacionar las variables que influyen en esta tipología de puentes, y asumiendo que el puente se encuentra en una clasificación de puente ordinario y típico dado que estamos ante modelos simulados con simetrías transversales y longitudinales.
- Por lo tanto, el modificador de cargas es $\eta_i = \eta_D * \eta_R * \eta_I = 1$.

De acuerdo con la sección 4.4.3 Estados límites de carga de la norma NSE 5.2 de AGIES (2018) para este estudio interesan los siguientes:

- Límites de Resistencia IV: Combinación de carga con relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva definida para estos análisis con

carga viva HL-93. Los arcos si están sometidos a este estado de resistencia de cargas permanentes bastante altas como se verá en las gráficas comparativas de carga permanente muerta, provocando como consecuencia otras secundarias tales como carga lenta, flujo plástico, retracción de fraguado.

$$Q_{Resistencia\ i} = 1.00 (DC + DW) + 1.35 LL + 1.00 FR \quad (\text{Ec. 27})$$

Donde:

DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

LL = Carga viva vehicular.

FR = Fricción.

EQ = Sismo.

- Evento extremo I: Esta combinación es de especial interés para el presente estudio, debido a que combina cargas permanentes, carga viva y carga sísmica. Por lo tanto, es la más crítica para los arcos triarticulados presentados en la investigación, en búsqueda de información que nos revelen los esfuerzos generados en las áreas más críticas como lo son los arranques, los riñones y las coronas.

$$Q_{Evento\ Extremo} = 1.00 (DC + DW) + 1.00 LL + 1.00 FR + 1.00 EQ \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

EQ = Sismo

- Límite de servicio III: Esta combinación si es un criterio que se tomara en cuenta por tratarse de carga relacionadas a la fuerza de tensión en estructuras de concreto sometido a compresión con excentricidad generadas por momentos flectores con el fin del control de grietas. La combinación de carga que exige AASHTO (2017) y AGIES (2018) no incluye carga sísmica para este evento, pero esto las normas se refieren a vigas preesforzadas sometidas a compresión por carga de presfuerzo bajo cierta excentricidad en vigas isostáticas, en nuestro caso se verá que la combinación con sismo será un estado de servicio para control de grietas porque la carga axial y el momento flector generan cierta excentricidad sobre el arco y es necesario evaluar la presencia de tracción en el elemento para evaluar la eficiencia a la compresión y si es necesario o no acero de refuerzo a flexión.

$$Q_{servicio\ III} = 1.00 (DC + DW) + 0.80 LL + 1.00 FR \quad (\text{Ec. 29})$$

1.8. Criterios de diseño sísmico de puentes según NSE 5.2 de AGIES (2018) y AASHTO (2017)

Como lo menciona ACIS (2013) la normativa AASHTO es elemental para el estudio de puentes y reducir probabilidad de colapso, sin embargo, podrían sufrir ciertos daños e incluso paralización del servicio cuando se enfrentan a movimientos sísmicos, en la cual esta normativa se basa en la probabilidad de excedencia del 7 % en 75 años el sismo extremo.

Aunque la disipación de energía que se produce en la formación de rótulas implícitamente existe un aumento del amortiguamiento, que a su vez disminuye la demanda sísmica o derivas laterales, esto no lo contempla las normativa, entonces en el cálculo modal espectral de la norma AGIES (2018) suele

realizarse utilizando el espectro de diseño definido para el 5 % del amortiguamiento crítico. De acuerdo con la longitud y las prestaciones de servicio estos puentes se pueden clasificar en puentes esenciales que ofrecen operación de vehículos de emergencias, seguridad y defensa, eminentemente después de ocurrido un evento sísmico.

De acuerdo con las especificaciones AASHTO (2017) los principios de diseño sísmico de son:

- Los puentes sujetos a sismos pequeños a moderados deben resistir en el rango elástico de los componentes estructurales sin daños significativos.
- En los procedimientos de diseño se deberán utilizar las fuerzas obtenidas a partir de intensidades de movimiento del terreno realista, es decir que el análisis del terreno debe estar en función de un análisis de sitio o mediante la aplicación de un código sísmico particular, por lo tanto, se utilizará la normativa NSE 2 AGIES para la simulación del efecto sísmico de la forma que la normativa AGIES lo propone.
- La exposición del puente a grandes movimientos del terreno no debe inducir el colapso del puente o de parte de sus componentes estructurales. Se debe garantizar que se utilicen fuerzas realistas para evitar que el puente colapse.

Los razonamientos de la norma AASHTO aplican para el diseño de puentes convencionales y establecen que se deberán establecer las provisiones especiales para construcciones de tipo no convencional, como lo son estos puentes en estudio, pero los puentes convencionales si abordan elementos como losas, vigas, vigas cajón, superestructuras con celosía, estribos, pilas de apoyo,

apoyos múltiples de columnas, marcos o pilas, muros, cabezales de pilotes, cimentación superficial. Pero la norma indica que no incluye particularidades de tipologías tales como puentes arco. Se utiliza como documento complementario de diseño la Guía de Especificación de Diseño Sísmico para puentes.

Para fines de la investigación se realizó un análisis estático equivalente y un análisis dinámico lineal con un análisis modal espectral, la determinación de la demanda sísmica se utilizó los valores de aceleración espectral definidos para cada sitio de acuerdo con NSE 2 en AGIES (2018) y la metodología establecida por “Guía de Especificación de Diseño Sísmico para puentes LRFD (2017). Se consideró ideal establecer condiciones de simetría en el arco y en el tablero superior. AASHTO (2017) ha trabajado para hacer que otros tipos de puentes no convencionales se ajusten a los mismos criterios sísmicos.

1.8.1. Categoría de diseño sísmico según AASHTO (SDC)

De acuerdo con la AASHTO (2017) los puentes arco son clasificados según su categoría de diseño sísmico, desde la A hasta la D basado en la aceleración espectral de diseño para un periodo de un segundo (S_{D1}). Es importante definir una diferencia que existe en la AASHTO en la categoría de diseño sísmico y la zona sísmica. En la guía de diseño sísmico para LRFD de diseño de puentes se habla de categoría de diseño sísmico SDS que va desde la A hasta la D, y cuando hablamos del documento complementario Especificación de Diseño para puentes AASHTO se habla de una zona sísmica que va desde la zona 1 a la zona 4. Pero los valores S_{D1} son los mismos.

Tabla VIII. **Analogía de Categoría de Diseño y Zona Sísmica de AASHTO 2017**

Value of $S_{D1} = F_v S_1$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{D1}$	D

AASHTO GUIDE SPECIFICATION FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN.

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION

Fuente: AASHTO (2014). *Guía de diseño sísmico para LRFD de diseño de puentes.*

Cada una de estas categorías tiene una filosofía de diseño sísmico, a continuación, se muestra un análisis de los requisitos de AASHTO.

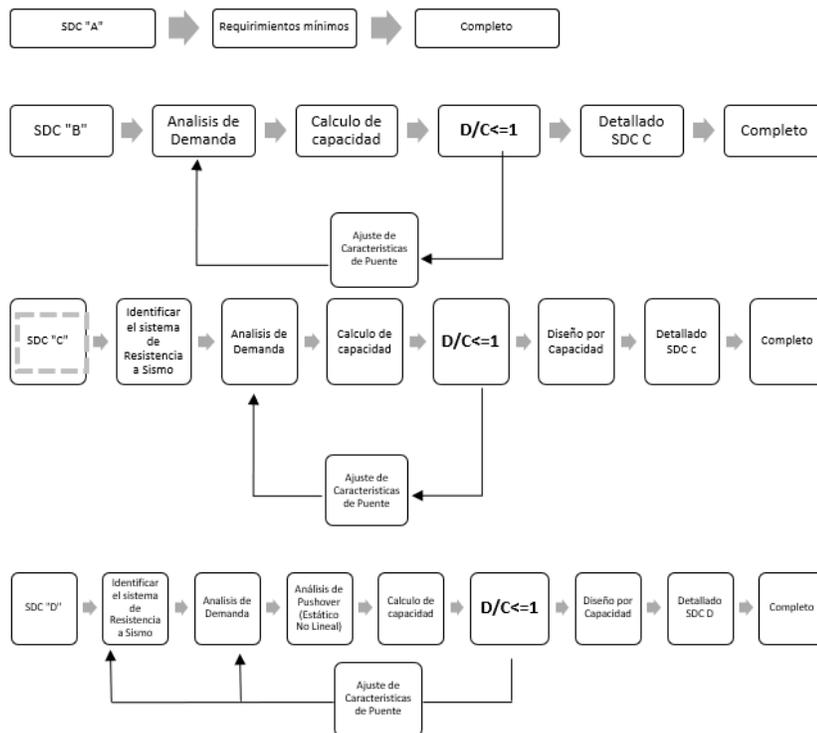
Tabla IX. **Resumen de requisitos para las categorías de diseño sísmico de la guía de la especificación para diseño sísmico de puentes de AASHTO 2014**

<p>SDC A</p> <ol style="list-style-type: none"> No se especifica un sistema resistente a sismo en particular (ERS). No requiere análisis de demanda. No se requiere verificación de capacidad implícita. No se requiere diseño por capacidad. Se debe cumplir con los requerimientos mínimos de detalles referidos a longitud de soportes, fuerza de diseño en las conexiones de superestructura/infraestructura y acero transversal en columnas. No se requiere evaluación de potencial de licuación. 	<p>SDC C</p> <ol style="list-style-type: none"> Se especifica un sistema resistente a sismo en particular (ERS). Requiere análisis de demanda. Requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P-Δ, longitud de soporte) Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna. Nivel de detalle acorde a SDC C. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.
<p>SDC B</p> <ol style="list-style-type: none"> Se debe considerar el uso de un sistema resistente a sismo en particular (ERS). Requiere análisis de demanda. Requiere verificación de capacidad implícita (desplazamiento, P-Δ, longitud de soporte) Se debe considerar el diseño por capacidad para cortante en la columna, se deben considerar las verificaciones por capacidad para evitar vínculos débiles en el sistema resistente a sismo (ERS) Nivel de detalle acorde a SDC B. Se debe considerar la evaluación de potencial de licuación para ciertas condiciones. 	<p>SDC D</p> <ol style="list-style-type: none"> Se especifica un sistema resistente a sismo en particular (ERS). Requiere análisis de demanda. Requiere verificación de capacidad basada en desplazamiento mediante análisis pushover (desplazamiento, P-Δ, longitud de soporte) Se debe considerar el diseño por capacidad y requerimientos por cortante en la columna. Nivel de detalle acorde a SDC D. Se requiere la evaluación de potencial de licuación.

Fuente: AASHTO (2014). *Guía de diseño sísmico para LRFD de diseño de puentes.*

Como se puede observar del análisis anterior cuando hablamos de categoría B, C y D, los requisitos son más exigentes, que son apropiadas para la república de Guatemala, donde se debe utilizar un sistema resistente a sismo en particular y se requieren análisis de demanda, verificaciones de capacidad, consideraciones de capacidad para cortante en columnas, y no permitir columnas débiles en apoyos, no permitir vínculos débiles en el sistema. La AASHTO (2017) establece el proceso para tomar en cuenta en los niveles de Categoría de Diseño Sísmico que es sencillo de aplicar. Para los puentes del presente estudio serán analizados con una categoría de diseño sísmico SDC C.

Figura 52. Diagrama de flujo para categorías de diseño sísmico



Fuente: AASHTO (2014). *Guía de diseño sísmico para LFRD de diseño de puentes.*

1.8.2. Diseño sísmico de puentes por capacidad

Priestley y Seible (1996) reportan daños graves en importantes de puentes e incluso colapsos en los sismos de 1989 y 1994 en California y el de 1995 en Kobe, hasta en ese momento las estructuras no contaban con el concepto de ductilidad solamente construidos basados en el cálculo de esfuerzos sísmicos mediante cálculos elásticos lineales aplicando cálculo modal espectral, y los detalles de armado no tomaban en cuenta la formación de rótulas plásticas que las estructuras experimentan durante un sismo severo.

Por lo que se reportaron deficiencias de diseño en puentes construidos antes del año 1995 con método elástico tales como: Menosprecio de los desplazamientos en el sentido transversal del puente causada por sismos, detalles de armado sin confinamientos para garantizar desplazamientos, y la resistencia a esfuerzo cortante era menor a la resistencia a flexión.

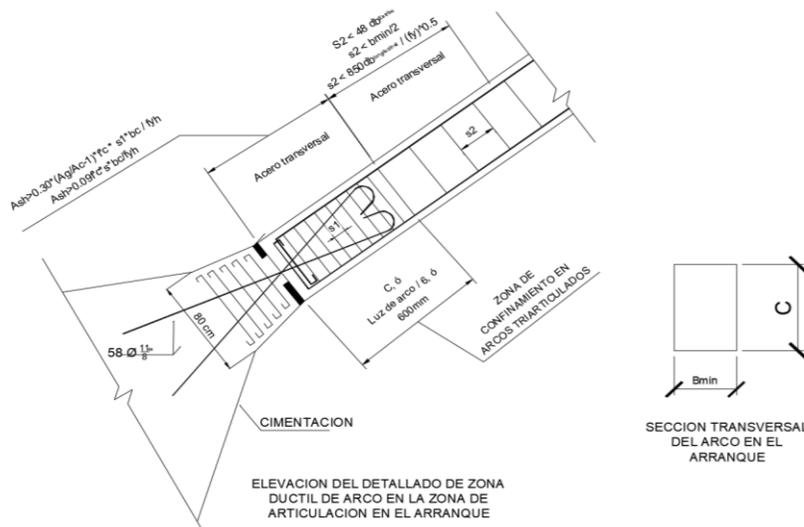
En el diseño por capacidad se especifican zonas en los elementos estructurales donde se aceptan daños y otros elementos estructurales en los que el daño no es permitido. Por tanto, el requisito es desarrollar suficiente margen de desplazamiento con detalles estructurales que provean ductilidad donde se plasmarán las rotulas de las pilas o arcos del puente, esencialmente el confinamiento en las zonas de mayor fuerza cortante como se desarrolla en la investigación en los diagramas de esfuerzo cortante, entonces de las zonas de confinamiento para los arcos son los arranques y las coronas.

Que la estructura tenga desplazamientos más altos de lo esperado durante un sismo, tiene como consecuencia que las deformaciones que experimentará el hormigón serán mayores que el límite máximo tradicionalmente supuesto en un cálculo elástico (3.5 %). Para estos niveles de deformación el recubrimiento explota y la armadura longitudinal queda expuesta. En esta situación, si el

arriostramiento de la armadura longitudinal no es suficiente pandea, con la pérdida de capacidad súbita que ello conlleva. Si el concreto reforzado localizado en el interior de la armadura longitudinal no está suficientemente confinado, la rotura se propagará al interior de la sección y se producirá una rápida pérdida de resistencia.

En el cálculo sísmico modal espectral se modelizan con sus secciones fisuradas en lugar de las secciones brutas, por tanto, las rigideces reales ya no son las brutas, sino las fisuradas, que son menores, por tanto, se aumenta la flexibilidad, aumentando las derivas sísmicas, pero puede causar el inconveniente que lleven al colapso de la estructura por pérdida del soporte del tablero superior y los niveles de deformación en las uniones entre elementos de subestructura y superestructura.

Figura 53. **Detallado de zona de ductilidad en arranques**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Una vez que se ha formado una rótula, las deformaciones que experimentarán tanto la armadura como el hormigón en esta región serán elevadas. La capacidad de deformación de la estructura será mayor cuanto mayores sean las deformaciones por compresión que pueda alcanzar el hormigón en la zona de rótulas. Y la manera en que puede conseguirse que el hormigón alcance niveles muy elevados de deformación es mediante el confinamiento. (Priestley, Seible y Calvi, 1966, p. 66)

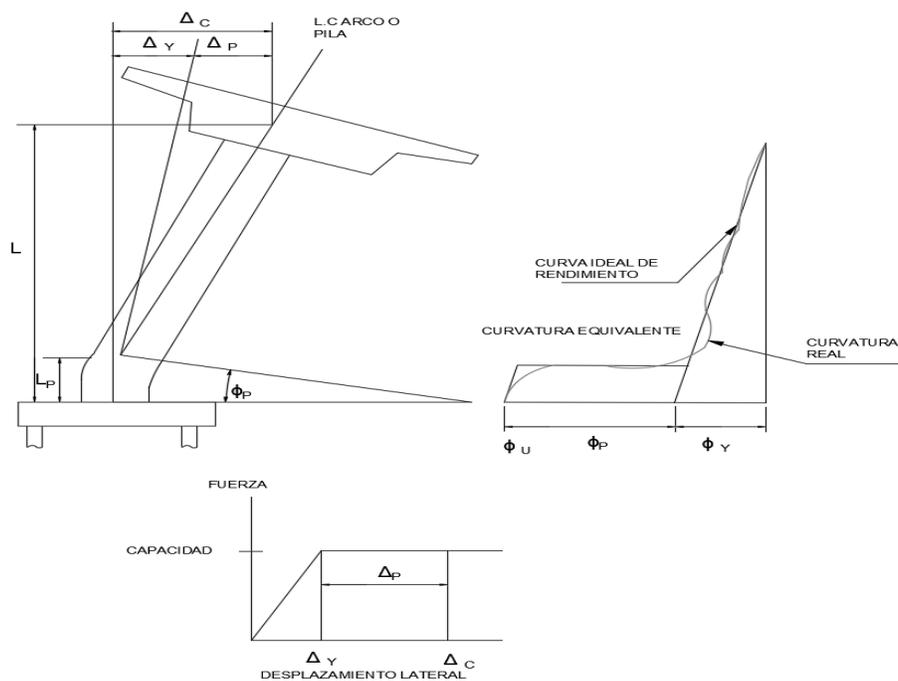
En estructuras de concreto armado, el confinamiento se consigue mediante armadura de refuerzo transversal o estribos. El mecanismo de confinamiento es el siguiente: el concreto comprimido antes de romper necesita expandirse lateralmente; si se dispone armadura que impida esta expansión lateral, se está introduciendo indirectamente una compresión lateral en el hormigón. Si esta armadura es suficiente, se podrá evitar la expansión lateral que produciría la rotura por compresión y, por tanto, se podrán alcanzar niveles altos de compresiones y, lo que es mucho más importante, niveles mucho más altos de deformación. El efecto del confinamiento lo realiza tanto la armadura longitudinal como la armadura transversal. (Priestley, Seible y Calvi, 1966, p. 67)

La normativa de Criterios de diseño sísmico de Departamento de Transportes de California (2010) establece que los movimientos de la estructura para obtener la demanda son mediante el cálculo modal espectral. El aspecto más importante para tener en cuenta al realizar el modelo es que se deben considerar las rigideces fisuradas de las pilas o en los arcos, ya que su influencia en los movimientos de la estructura es fundamental.

Para la presente investigación se define la rigidez fisurada del arco a flexión con una reducción del 35 % de la rigidez bruta es decir $I_{y \text{ fisurada}} = 0.65 * I_{y \text{ bruta}}$. Y

de la misma manera la reducción de la rigidez a torsión de los arcos al igual que las pilas fisuradas, se reduce la sección bruta en un 20 % la rigidez, es decir: $I_{x \text{ fisurada}} = 0.80 * I_{x \text{ bruta}}$.

Figura 54. Ductilidad en términos de desplazamiento en subestructura

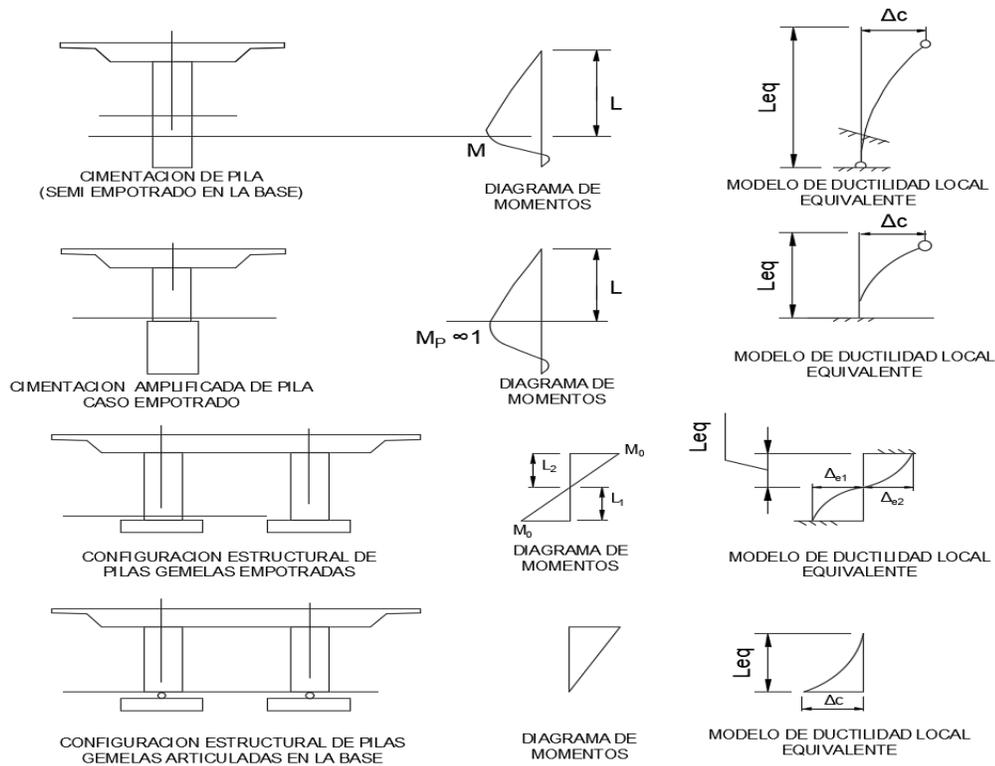


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

En la figura 54, CALTRANS (2010) deduce que las curvaturas a lo largo de la pila se estima que una vez que alcanza la curvatura de formación de rótula plástica en la parte inferior del arco o de la pila, los aumentos sucesivos de curvatura se producen en la longitud L_p , entonces el desplazamiento Δ_p en la rótula es igual al producto de la curvatura en la rótula ϕ_p por la longitud de esta, y será:

$$\Delta_p = \phi_p * L_p \quad (\text{Ec.30})$$

Figura 55. Ductilidad en términos de desplazamiento de una pila



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Un procedimiento similar para determinar los movimientos de la estructura es importante modelar la rigidez de las cimentaciones tanto al giro como al desplazamiento. Debido a las incertidumbres en la determinación de estos valores, se recomienda a futuros investigadores realizar estudios de sensibilidad con el fin de detectar la influencia de la rigidez del terreno en los resultados. (Priestley, Calvi y Kowalsky, 2007, p. 57)

Si la capacidad de la pila o arco es menor a la demanda, corresponde cambiar el dimensionamiento de la sección transversal para cumplir estados límites de resistencia, o por medio del aumento de armadura de refuerzo.

1.8.2.1. Control del nivel de daños en las rótulas

Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) establecen que “la forma de comprobar que los daños esperables en una rótula son aceptables y que permiten que en el futuro se puedan reparar es a través de la limitación de las deformaciones en el hormigón y en la armadura” (p. 59). Los criterios definidos por Departamento de Transporte de California (2010) son:

- Sin daños: Sin necesidad de reparación después del sismo de diseño.
- Daño mínimo: Aunque se han producido plastificaciones, el daño se reduce a una ligera fisuración en el hormigón.
- Daño moderado: Plastificaciones tanto en armaduras como en hormigón, fisuración del hormigón y rotura mínima de recubrimientos. La extensión de los daños es limitada y puede realizarse sin el cierre del puente al tráfico.
- Daño significativo: Rotura generalizada de los recubrimientos y pequeñas deformaciones permanentes en la estructura que pueden requerir el cierre del puente para repararlo.

Además, agrega acertadamente que las máximas deformaciones permisibles para el concreto y la armadura dispuesta en las zonas de mayor deformación dependerán del elemento estructural y del sismo calculado para el que se realizara la comprobación; obteniendo deformaciones últimas (Δ_u ó SEE) o deformaciones de servicio (Δ_{Servicio} ó FEE). A continuación, se muestran valores permisibles de acuerdo con AASHTO (2017):

Tabla X. **Valores de deformación del concreto**

VALORES DE DEFORMACION PERMISIBLES EN EL CONCRETO				
LOCALIZACION	SEE		FEE	
	DAÑO	DEFORMACION	DAÑO	DEFOR-MACION
TORRES PUENTE CON UN VANO PRINCIPAL	MINIMO	≤ 0.004 ≤ 0.4	NO	≤ 0.000
PUENTE CON UN VANO APOYADO EN ESTRIBOS	MINIMO	≤ 0.004 ≤ 0.4	NO	≤ 0.000
PUENTE CON UN VANO PRINCIPAL APOYADO EN PILAS	MINIMO	≤ 0.004 ≤ 0.4	NO	≤ 0.000
PUENTE APOYADO EN PILAS	MODERADO	≤ 0.015 ≤ 0.75	MINIMO	≤ 0.004
PUENTE APOYADO EN PILAS	MINIMO	≤ 0.01 ≤ 0.5	MINIMO	≤ 0.004
TODOS LOS DEMAS ELEMENTOS	MODERADO	≤ 0.015 ≤ 0.75	MINIMO	≤ 0.004

Fuente: Departamento de Transportes de California (2010). *Criterios de Diseño Sísmico versión*

1.6

A la vista de los valores anteriores, se aprecia lo siguiente:

- La fisuración del recubrimiento del concreto reforzado en deformaciones últimas se encuentran en el orden mayores a 6/1000, por ello el daño mínimo es del orden de 4/1000.
- Para deformaciones en FEE o deformaciones de servicio el valor está indicado como 3.5/1000, luego el concreto reforzado comprimido ya entrara a una zona de plastificación, luego del rango de 3.5/1000 o 5/1000 las deformaciones aun no son apreciables, pero al sobrepasar este límite de deformaciones en el concreto y en la armadura de refuerzo nos lleva a la curva casi horizontal del diagrama momento-curvatura, aumentando curvaturas y deformaciones, estableciendo la falla por flexión con grandes deformaciones antes del colapso.

1.8.2.2. Localización de rótulas

Con base a la publicación de Diseño sísmico de estructuras basado en desplazamiento de Priestley, Seible y Calvi (1966) se establece que este tipo de puentes arco que se estudian se considera que:

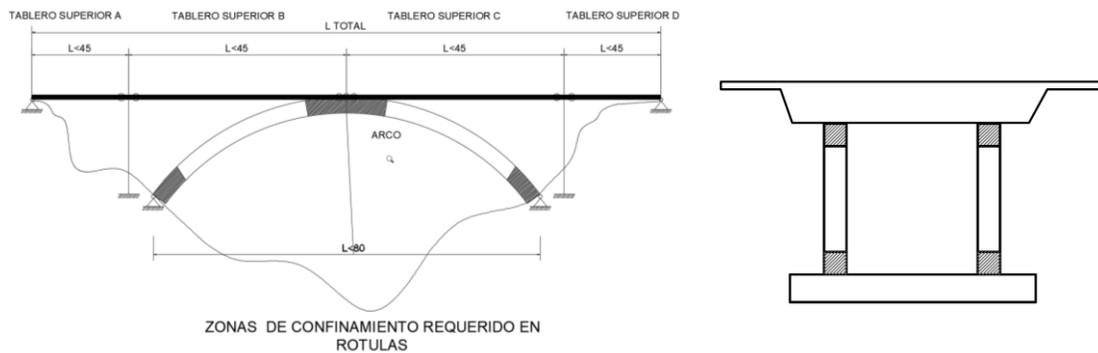
- Arco empotrado: Se asumen rótulas plásticas se forman en las zonas cercanas a la cimentación o arranques.
- Arco biarticulado: Se asumen rótulas plásticas se forman en las zonas cercanas a la cimentación o arranques.
- Arco triarticulado: No se definen rotulas plásticas para el cálculo longitudinal y para el cálculo transversal, debido a la gran disipación de energía que provoca la articulación, pero las zonas colindantes se generan grandes esfuerzos cortantes por lo tanto estas zonas siguen siendo consideradas como zonas de rótulas preexistentes por la gran capacidad de rotación en las zonas, tanto en los arranques como en la corona.

No obstante, las articulaciones en el concreto reforzado en arcos en los dos casos isostáticos (biarticulado y triarticulado) son articulaciones como tal ya formadas, se puede considerar que en estos apoyos articulados el arco en si debe desarrollar rótulas y proveer los detalles de armadura como tal.

La formación de rótulas en una estructura no implica que ésta se convierta en un mecanismo; una rótula es una articulación con capacidad para transmitir momentos, es decir, una vez que se alcanza el momento plástico en la unión, se considera que se ha formado la rótula y a partir de ese momento se producen

giros, pero la articulación continúa siendo capaz de transmitir el momento plástico.

Figura 56. Localización de formación de rótulas en arcos triarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000

La longitud de la rótula plástica de diseño requerida para el confinamiento es el mayor:

$$L_p = 0.08L_{s arco} + 0.15 * f_{ye} * D_{bl} \quad (\text{Ec. 31})$$

$$L_p = 0.3 * f_y * D_{bl} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde:

$L_{s arco}$ = luz del semiarco en pies, para el caso del triarticulado.

$L_{s arco} = L/2$ por contar con dos semiarcos unidos entre sí en la corona.

L = es la luz total del arco, tomando en cuenta que los semiarcos son simétricos.

f_{ye} = Limite de fluencia del refuerzo longitudinal, en Ksi.

D_{bl} = El diámetro del refuerzo longitudinal en pies.

1.8.2.3. Elementos protegidos por capacidad

Como lo establece el diseño sísmico de estructuras basado en desplazamiento de acuerdo con Priestley, Seible y Calvi (1966) es necesario “definir los elementos protegidos por capacidad” de esta forma, el elemento protegido (cimentación y arco) se dimensiona para el máximo esfuerzo real que es capaz de resistir el elemento a que se encuentra unido (pila). Ante un sismo importante, la estructura se verá sometida a los esfuerzos máximos que es capaz de resistir. Así, al dimensionar la cimentación para este esfuerzo, se asegura que esta no se verá sometida durante el sismo a esfuerzos superiores a los considerados durante el diseño y, por tanto, se asegura que quedará exenta de daños.

En el diseño sísmico basado en desplazamiento, se obtendrán los momentos resistentes de la sección en las direcciones longitudinal y transversal teniendo en cuenta la sobre resistencia de los materiales. Al obtener un momento último de la sección calculada utilizando resistencias nominales y se multiplican por el factor que indican las normativas para tener en cuenta la sobre resistencia de los materiales.

$$M_{sobre\ resistencia} = 1.20 \times M_{\acute{u}ltimo\ nominal} \quad (Ec. 33)$$

Con las ecuaciones anteriores el Departamento de Transito de California (2010) deduce que los esfuerzos de dimensionamiento del elemento protegido por capacidad serán la pareja de momento M y cortante V en los apoyos y los axiales combinados con el sismo. En el caso del diseño por capacidad, los

esfuerzos en cada dirección longitudinal y transversal se combinan con el modelo tradicional del 100% en una dirección y 30 % en la ortogonal. Los elementos protegidos por capacidad, queda claro que cuanto más optimizado se encuentre el dimensionamiento de las pilas, más barato será el diseño de las cimentaciones.

1.8.3. Balanceo de rigideces en Sistema de Puente SDC

La norma AASHTO exige que las rigideces estén distribuidas de forma armónica, para los apoyos por cada tramo de superestructura, en resumen, el requisito de rigidez de la norma para es:

- Para dos apoyos (*bents*) o para dos arcos dentro de un apoyo (*bent*), las rigideces deben evitar los cambios bruscos (figura 57):

$$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50 \text{ y } \frac{k_4}{k_3} \geq 0.50 \quad (\text{Ec. 34})$$

Con miembros de ancho o largo variable:

$$\frac{k_2 * m_3}{k_3 m_2} \geq 0.50 \text{ y } \frac{k_4 * m_3}{k_3 m_4} \geq 0.50 \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

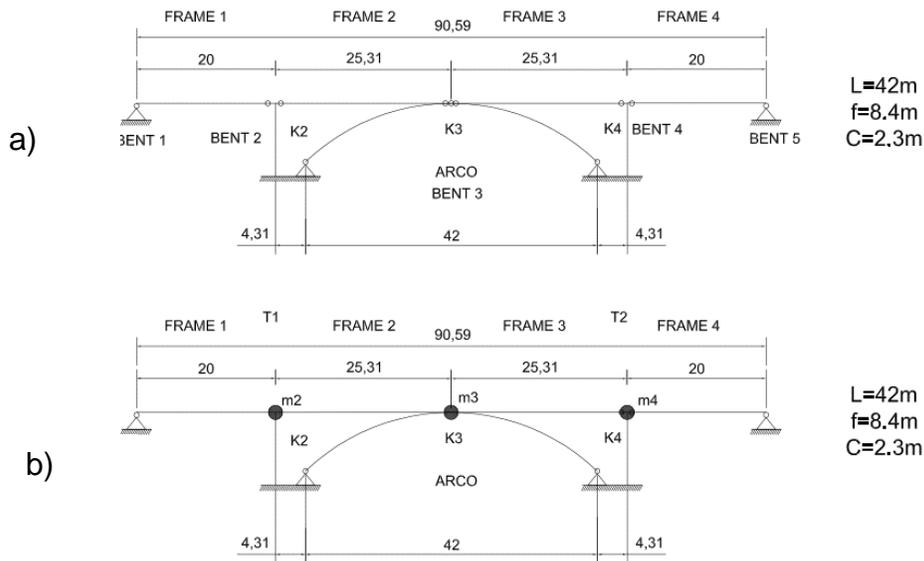
$k_{i=2,4}$ = es la rigidez efectiva menor del apoyo o columna, bent 2 y 4 (Kg/cm).

$k_{j=3}$ = es la rigidez efectiva mayor del apoyo arco o bent 3 (Kg/cm).

$m_{i=2,4}$ = es la masa tributaria de la columna o pila de apoyo 2 ó 4 (Kg).

$m_{j=3}$ = es la masa tributaria sobre el apoyo en la corona del arco (Kg).

Figura 57. Rigideces para el ejemplo 1 del caso 3

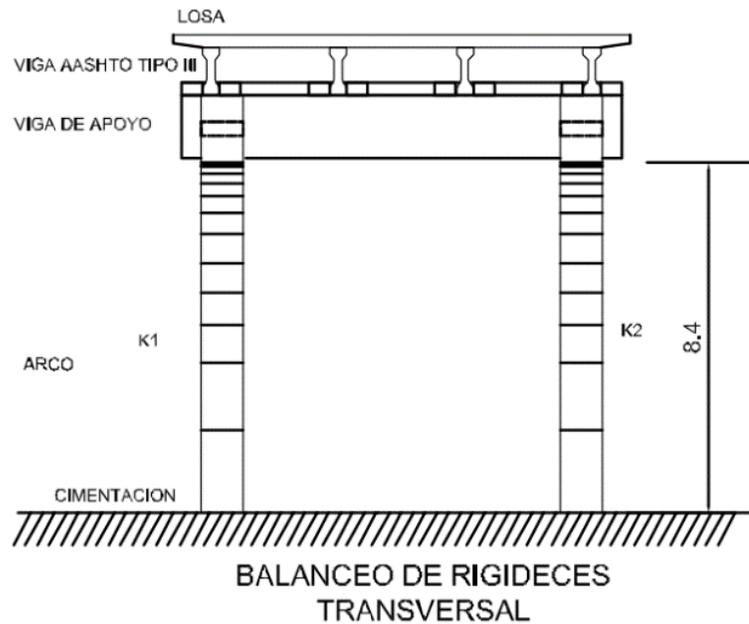


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Con esta restricción se busca que el arco tenga suficiente rigidez que los otros miembros para que se comporte en el rango elástico lineal. Se toma en cuenta las masas porque la relación de longitud de los tramos del tablero es variable por lo que la masa tributaria para cada apoyo es variable para las pilas comparada con las masas tributarias sobre la corona del arco.

Para este caso no se considera cambio de ancho en el tablero superior por lo tanto la masa tributaria es la misma y no se considera casos de masa variable. También se considera que los arcos tienen el mismo nivel de apoyo, ya que puede darse el caso también que la rigidez del arco adyacente tenga un nivel diferente de cota de cimentación lo cual haría que las rigideces de los arcos adyacentes sean distintas.

Figura 58. Rigideces para el ejemplo 1 del caso 3



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

También para balancear las rigideces, debe balancearse los periodos de vibración, mediante la razón entre periodos fundamentales de vibración para miembros (*frames*) adyacentes en la dirección longitudinal y transversal debe ser:

$$\frac{T_1}{T_2} \geq 0.70 \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde:

T_1 = Período de vibración del miembro menos flexible (seg)

T_2 = Período de vibración del miembro más flexible (seg)

Con esto el período se restringe a un 70 % del período adyacente, importante para los puentes largos, ya que el período de vibración de una sección del puente puede ser distinto al período de vibración de otra porción de puente, por eso la norma AASHTO (2019) regula para poder llevar el puente lo más posible a un problema tipificado del tipo convencional.

La rigidez de las columnas empotradas en la base y libre en el otro extremo se puede conocer con base a lo establecido por Vallecilla (2010) despreciando las deformaciones por cortante:

$$K = \frac{3EI}{L^3} \quad (\text{Ec. 37})$$

Donde, E es el módulo de elasticidad de la pila, I es la inercia de la pila y L es la altura de la pila.

1.8.4. Requerimientos mínimos de Análisis para efectos Sísmicos

En función a la zona sísmica, y de la clasificación de puentes de más de un vano, se pueden utilizar métodos de análisis sísmico.

Tabla XI. **Requerimientos mínimos de Análisis para efectos Sísmicos**

Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

* = No se requiere análisis sísmico.

UL = Método Elástico de Carga Uniforme.

SM = Método Elástico de un modo de vibración

MM = Método Elástico Multi-Modal.

TH = Método de análisis con tiempo-historia.

Fuente: AASHTO (2017). Guía de la especificación para diseño sísmico de puentes.

De acuerdo con la complejidad inherente de estos puentes arco y los anteriores requerimientos, se realiza el análisis del método multimodal que se realiza en un modelo en tres dimensiones con software asistido por computadora. Es muy usual utilizar software, pero siempre es necesario compararlo con método estático equivalente, por ello se describen a continuación estos dos métodos.

- **Carga estática equivalente**

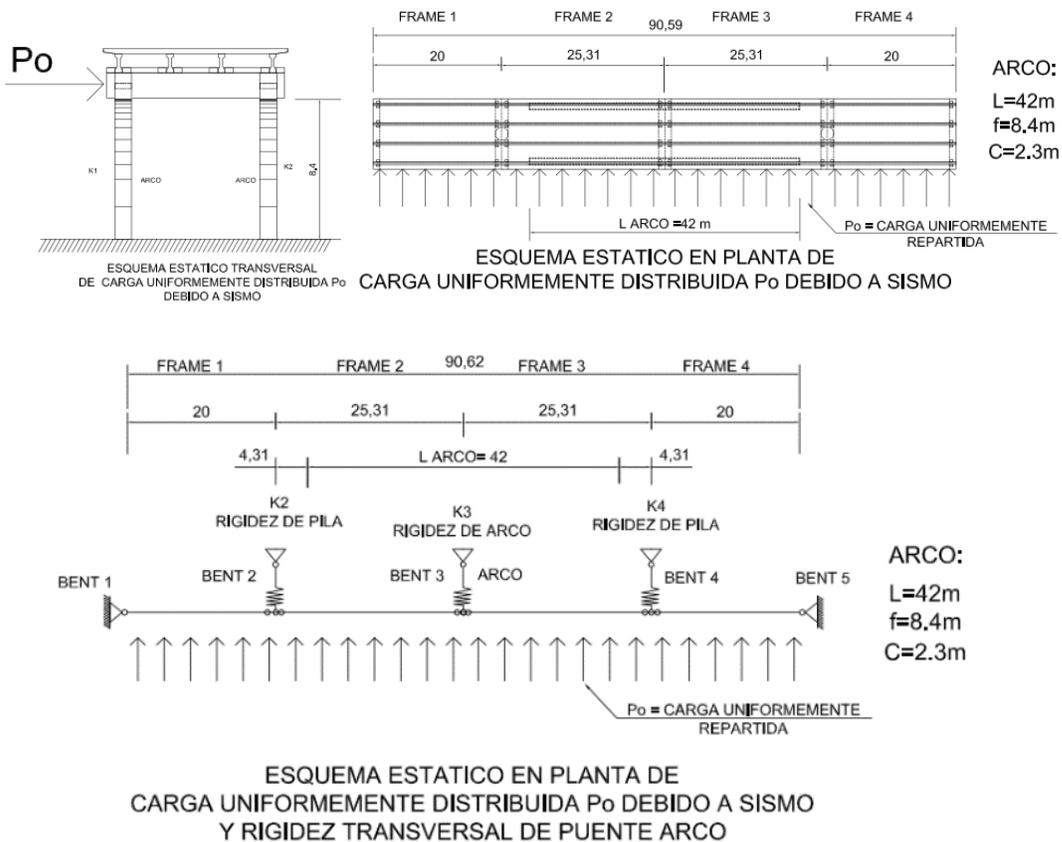
Se puede recurrir a esta metodología para determinar la respuesta sísmica tanto longitudinalmente como transversalmente, apropiado para puentes regulares que responden a su modo fundamental de vibración. El análisis de la carga sísmica se realiza para cada una de las direcciones de análisis transversal y longitudinalmente. El efecto del sismo en la dirección vertical podrá emplearse el espectro definido para direcciones horizontales reducido a 2/3 de su magnitud, a menos que exista un estudio específico al respecto.

La posición de la carga vertical será en el centro de masa del puente por cada tramo o bien carga distribuida a lo largo de la sección del puente. El plano

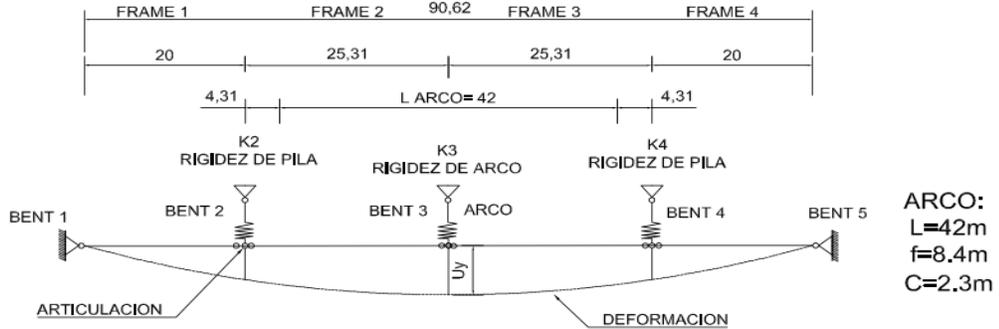
horizontal se ubicará como esté distribuida la masa de la superestructura. La distribución de la carga sobre los diferentes elementos de la subestructura se hará de acuerdo con la rigidez de los elementos que la conforman.

La carga estática equivalente se emplea en la investigación para evaluar la rigidez del puente lateral y longitudinalmente por medio de las derivas laterales, y calibrar el sismo modal espectral en función al primer modo fundamental de vibración. Así mismo es necesario el análisis estático sísmico para evaluar los efectos P Delta para obtener esos desplazamientos a partir de este análisis sísmico.

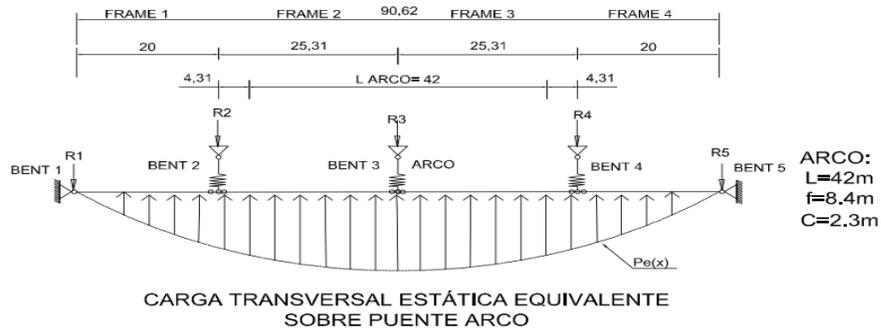
Figura 59. **Carga transversal estática aplicada a puente arco**



Continuación figura 59.



DEZPLAZAMIENTO PRODUCIDO POR CARGA P_0
PRIMER MODO DE VIBRACION



CARGA TRANSVERSAL ESTÁTICA EQUIVALENTE
SOBRE PUENTE ARCO

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Al obtener los desplazamientos por una carga unitaria se obtiene la rigidez lateral de puente según AGIES (2001) “se obtienen los desplazamientos estáticos $U_y(x)$ debido a carga uniforme P_0 , se calcula la rigidez lateral del puente, K , y el peso total del mismo, W , y se calcula el período de vibración del puente mediante las siguientes expresiones” (p. 10).

$$K = \frac{P_0 L}{U_y} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K}} \quad (\text{Ec. 39})$$

Para determinar las fuerzas sísmicas en el arco no se evaluarán por medio de la carga sísmica estática equivalente porque es un puente irregular y es necesario emplear el Método Elástico Multi Modal (MM), por lo tanto, las fuerzas para determinar los estados límites de resistencia se emplearán las fuerzas por sismo modal espectral calibrado como ya se mencionó.

Gracias al concepto de balanceo de rigideces, y a la rigidez conocida de las pilas se puede determinar la rigidez K arco, $K_{\text{arco}} = P_o L / U_y$, donde U_y representa la deformación en la corona del Arco, y con este dato poder determinar si cumple con el balanceo de rigideces en Sistema de Puente SDC definida por AASHTO (2019).

Conociendo las deformaciones Δ_1 , Δ_2 , y Δ_3 , sabremos el valor de la rigidez del arco K_3 y de las pilas (K_2 y K_4) individualmente, sabiendo que se conoce el vector de deformaciones Δ y las cargas asociadas a su área tributaria $P_o L$.

$$\begin{matrix} P_o L_1 & k_1 & \Delta_1 \\ P_o L_2 & = & k_2 * \Delta_2 \\ P_o L_3 & k_3 & \Delta_3 \end{matrix} \quad (\text{Ec. 40})$$

- Método Elástico Multi Modal (MM)

Este tipo de análisis se realiza por medio del programa de análisis y diseño estructural asistido por computadora SAP2000, se efectúa como mínimo, mediante un análisis dinámico lineal con modelos de simulación en tres dimensiones. La regla general para el número de modos incluidos en el primer análisis deberá ser por lo menos de tres veces el número de vanos incluidos en el modelo, es decir: Numero de Modos = 3 x (4vanos) = 12 modos de vibración mínimos a analizar, pero esto se desarrollará de forma iterativa hasta encontrar

la participación de la masa al 90% como parte del desarrollo de la investigación. En cada modo se utiliza el espectro de diseño definido según AASHTO o la regulación local que aplique.

Los desplazamientos y fuerzas sobre los miembros se determinan mediante combinación de las respectivas respuestas (momentos, desplazamientos, desplazamientos relativos, de los modos individuales mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC), es el que recomiendan la mayoría de los códigos de diseño, considerado el método más exacto para calcular los modos de vibración cuando están muy cercanos entre sí y cuando las estructuras son irregulares. (ACIS, 2013. p.16)

$$r^2 = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N \rho_{ij} r_i r_j, \quad (\text{Ec.41})$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\varphi^2(1+a_{ij})a_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1-a_{ij}^2)^2 + 4\varphi^2 a_{ij}(1+a_{ij})^2}, \quad (\text{Ec. 42})$$

$$a_{ij} = \omega_i / \omega_j \quad (\text{Ec. 43})$$

Donde:

r = Una determinada respuesta al movimiento sísmico en una dirección definida.

r_i, r_j = Son las respuestas en cada modo i y j a ese movimiento sísmico, cuyo signo están en función de la forma modal.

ω_i y ω_j = Son las frecuencias de los respectivos modos.

a_{ij} = Coeficiente de amortiguamiento respecto del crítico.

N = Número de modos.

En esta investigación se realizó el método modal espectral, cuyo objetivo es determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en tres dimensiones y obtener los respectivos períodos de vibración, para lograr una aceptable evaluación de los períodos de vibración de la estructura se seguirán las directrices de modelación y cálculo de rigideces enumeradas tales como:

- Reducción de rigidez para modelar la situación de sección fisurada.
- Se descarta el análisis de marcos planos para captar el comportamiento en dos direcciones transversal y longitudinal.
- Se toma en cuenta el peso propio de la estructura, así como el 25 % de carga viva que no califica como reducible.
- Simetría de arcos y simetría de tableros superiores.
- Alturas de arco menores de 30 m de flecha.
- Los cortantes basales estáticos equivalentes se calcularán en todos los casos ya que sirven de referentes de calibración para las fuerzas de diseño y para las derivas, aunque no se utilice el análisis estático para obtener los resultados.
- La masa de análisis sísmico se distribuye entre nodos con grados de libertad horizontales que coinciden con zonas de concentración de masa como lo es la corona en los arcos circulares.
- Los períodos de vibración y las formas modales se obtienen por método eligen valores.
- El espectro sísmico de análisis se obtendrá para un suelo clase E.
- El factor de participación modal mínimo será del 90 % que toma en cuenta la amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad i cuando vibra en un modo m , la masa sísmica del grado de libertad M_i .
- El número de modos de vibración se obtendrá por prueba y error hasta alcanzar el 90 % de participación de la masa.

- Todas las acciones y fuerzas internas en los elementos de la estructura (flexiones, cortes, torsiones y cargas axiales), las reacciones externas y las deformaciones serán calculadas independientemente para los N modos de vibración considerados.
- Los N juegos de resultados se combinan en uno solo, utilizando el método CQC o Combinación Cuadrática Completa. El método SRSS no se empleó para esta investigación porque se consideró inicialmente que puede subestimar el resultado de las superposiciones; Pero cabe resaltar para otros investigadores que esta es una nueva línea de investigación para puentes ya que no existen conclusiones al respecto de la comparación de estos métodos.
- La calibración del análisis modal se emplea para que los cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal V_{1X} y V_{1Y} (Cortantes dinámicos) no deberán utilizarse para diseño sin ser calibrados. Los calibradores serán los cortantes estáticos V_{EX} y V_{EY} . Calculados con las siguientes ecuaciones:

$$V_{DX} = \max(0.85V_{EX}, V_{1X}) \quad (\text{Ec. 44})$$

$$V_{DY} = \max(0.85V_{EY}, V_{1Y}) \quad (\text{Ec. 45})$$

Donde, V_{DX} y V_{DY} son cortantes dinámicos calibrados, y V_{EX} es el cortante estático equivalente, y V_{1X} es cortante sísmico dinámico modal espectral.

Para estos los casos de estudio los mayores cortantes basales son los obtenidos por estático equivalente V_{EX} multiplicado por 0.85 inclusive.

Como lo afirma AGIES (2018) todos los resultados de fuerzas internas del análisis modal se multiplican luego por los factores V_{DX}/V_{1X} y V_{DY}/V_{1Y} y se

utilizarán para integrar las solicitaciones sísmicas de diseño. En adelante se hará referencia a resultados calibrados del análisis modal. Los desplazamientos modales combinados calibrados δ_{1Xi} y δ_{1Yi} para cada dirección ortogonal son calibrados de la siguiente forma:

$$\delta_{CXi} = FD_X * \delta_{1X1} \quad (\text{Ec. 46})$$

$$\delta_{CYi} = FD_Y * \delta_{1Y1} \quad (\text{Ec. 47})$$

Donde:

$$FD_X = \max\left(\frac{0.85V_{EEY}}{V_{1X}}, 1\right) \quad (\text{Ec. 48})$$

$$FD_Y = \max\left(\frac{0.85V_{EEY}}{V_{1Y}}, 1\right) \quad (\text{Ec. 49})$$

Para los casos de estudio los mayores desplazamientos basales son los obtenidos por estático equivalente δ_{1Xi} y δ_{1Yi} por lo que el $F_{DX}=1$ Y $F_{DY}=1$. Y concuerda con el requisito de efectos P-Delta que son tomados en cuenta con la deriva elástica a cedencia calculado con fuerza estática equivalente o cuando se usa análisis espectral modal con un FD distinto de 1.

Las derivas últimas tolerables máximas serán las definidas por AASHTO (2019) como demanda capacidad basado en desplazamiento para SDCS clase C, siendo la primera etapa la que interesa porque se obtiene en esta la deformación elástica como límite de cedencia de los puentes arco. En el apéndice se encontrarán los cálculos y resultados obtenidos.

- Otros métodos de análisis sísmico

Algunos puentes en arco con irregularidades significativas podrían sugerir de análisis especiales, tales como análisis no-lineal y otros como análisis no lineal paso a paso, acelerogramas reales o simulados, curvas carga deformación no lineal, podría consultarse la referencias especiales.

1.8.5. Factor de reducción de respuesta R

La fuerza sísmica para subestructuras y conexiones entre partes de la estructura las fuerzas sísmicas se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes del análisis sísmico elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado.

En el software de elementos finitos se aplicará el factor R más crítico, siendo $R=1.5$ (por analogía de pilotes inclinados con el caso del Arco) según AASHTO (2014) para subestructura, pero si consideramos que el comportamiento global del puente se ve afectada por la conexión de la cimentación a las columnas de apoyo y el arco y la conexión entre los apoyos o el arco hacia la superestructura podremos observar que también AASHTO (2017) nos indica que prácticamente que el sismo debe ser elástico en estas conexiones con un $R=1$ (Pilares a Cimentación).

Este factor R factora el período de respuesta elástico que se obtiene en el análisis espectral, se obtienen con este valor de reducción R los espectros de diseño, entonces se empleará en forma global $R=1.5$ en el sentido longitudinal, porque AASHTO (2019) reconoce que las rigideces en las conexiones son importantes y además estos puentes arco son irregulares para la norma, por tanto, se justifica este valor R adoptado. Adicionalmente en el sentido transversal se cuenta con mayor redundancia estructural y se puede utilizar un factor $R=2$

(columnas individuales), con base a AASHTO (2017) que establece que las cargas sísmicas actúan en cualquier dirección lateral para ambos ejes ortogonales de la superestructura.

- R = 1.5 (longitudinal, analogía del arco con pilotes inclinados).
- R=1.5 (transversal, columnas individuales).

Tabla XII. **Factor de reducción R para subestructura de puente**

Subestructura	Categoría operacional del puente.		
	Crítico	Esencial	Otro
Pilar tipo muro (Dimensión mas larga)	1.5	1.5	2.0
"Pile-Bent" de Concreto armado			
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados.	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
"Pile-Bents" de acero o acero-concreto			
• Sólo pilotes verticales.	1.5	3.5	5.0
• Con pilotes inclinados.	1.5	2.0	3.0
Pórtico (Bent) de columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Conexiones	Todos las categorías
Superestructura al estribo (Abutment).	0.8
Juntas de expansión dentro de un vano de la superestructura.	0.8
Columnas, pilares o pilotes a las vigas cabezal o la superestructura.	1.0
Columnas o pilares a la cimentación.	1.0

Fuente: AASHTO (2017). Guía de la especificación para diseño sísmico de puentes.

1.8.6. Combinación direccional ortogonal de la acción sísmica

Las solicitaciones sísmicas obtenidas según cada uno de los ejes principales de un componente obtenido mediante análisis de las dos direcciones perpendiculares se deberán combinar como lo establece el método conocido como 100/30 que se describe a continuación:

- 100 % del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares (longitudinal) combinado con un 30 % del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección (transversal).
- 100 % del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular (transversal) combinado con un 30 % del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección (longitudinal).

Este método está en discusión por la AASHTO (2017) porque se pueden hacer combinación direccional por el método de la Raíz Cuadrada de la Sumatoria de los Cuadrados de las componentes S_x y S_y , ya que se puede variar el ángulo de incidencia del sismo pudiésemos obtener una combinación más crítica en puentes irregulares que aplicando el método 100/30, sin embargo, esto aún está en discusión.

1.8.7. Espectros de diseño suelo clase E

Para fines prácticos de la investigación el espectro de diseño será para un sitio clase E de acuerdo con AGIES (2018). De acuerdo con norma AGIES (2018) es necesario realizar dos espectros de respuesta, debido a que estos puentes se comportan de una forma en sentido transversal y de otra forma en sentido longitudinal, obtenidos en función de la zonificación de la NSE 2 Demandas Estructurales, Condiciones de sitio y niveles de protección de la forma espectral

del suelo y el factor de reducción de Respuesta R, a partir de estos datos se procede al cálculo de las aceleraciones espectrales para así proceder a la construcción del espectro de respuesta. Los aspectos sísmicos para los puentes en el presente estudio aplicando la Zonificación de la norma NSE 2 de AGIES (2018) son:

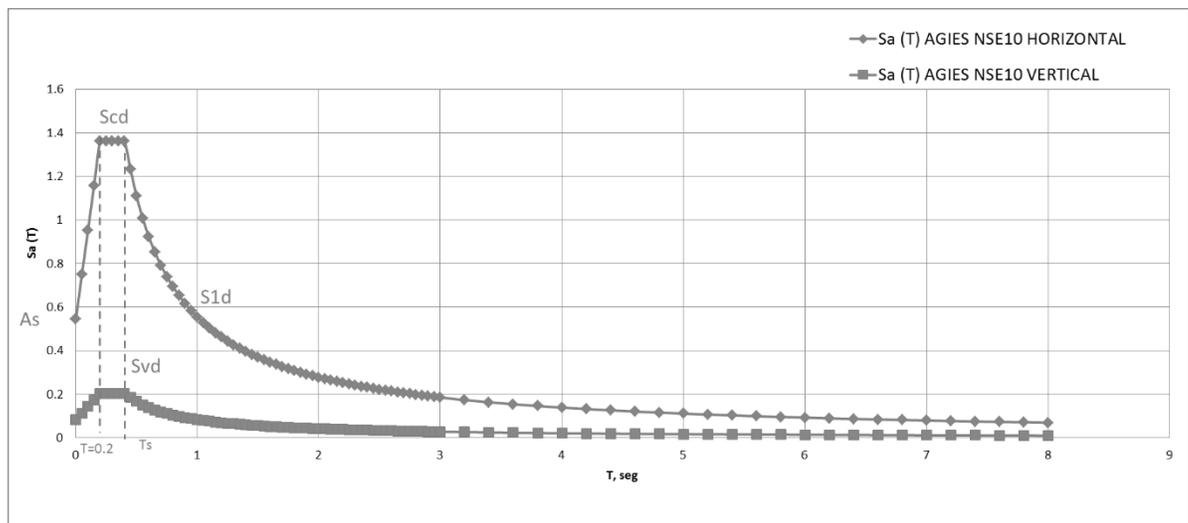
Tabla XIII. Espectro de diseño requerido por AGIES NSE 2-18

AGIES NSE 1-10 Cap. 3 y AGIES NSE 2-10 Demandas Estructurales, Condiciones De Sitio Y Niveles De Protección (2010)				
SECCION AGIES NSE-10	Aspecto	Variable	Valor	Criterio
NSE1 Cap. 3	Clasificación de Obra:	Esencial		
4.5	Clase de Sitio:	E		
4.6	Amenaza de intensidades sísmicas especiales			
4.6.1	Proximidad de Fallas Activas	2 Km	Tabla 4-5	
4.6.1	Tipo de Fuente	A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad	
4.2 Sismicidad y nivel de protección				
4.2.1	Índice de Sismicidad	Io=		4 Sección 4.2.1 NSE2
4.3	Sismo de Diseño	SISMO BÁSICO	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	
4.3.1	Amortiguamiento	$\xi=$	5%	Sección 4.3.3 y 4.4. NSE2 Sismo de diseño
4.3.3	Selección de parámetros			
		Scr=	1.65 g	Ordenada Espectral de Período Corto
		S1r=	0.60 g	Ordenada Espectral de 1 segundo del S. Extremo
4.3.3.2	Ajuste por Clase de sitio			
		Scs= Scr*Fa=	1.485	Ordenada Espectral de Sismo Extremo
		S1s= S1r*Fv=	1.440	Ordenada Espectral de 1 segundo del S. Extremo
		Fa=	0.900	Coefficiente de sitio para periodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla 4-2 de la sección 4.5 NSE2
		Fv=	2.400	Coefficiente de sitio para periodos largos y se obtiene de la tabla 4-3 de la sección 4.5 NSE2
4.3.3.3	Ajuste por intensidades sísmicas especiales			
		Scs = Scr * Fa * Na=	2.063	Ajuste por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio (Sección 4.6. NSE2)
		S1s = S1r * Fv * Nv=	0.840	Ajuste por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio (Sección 4.6. NSE2)
		Na=	1.250	Factor por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 4.6. NSE2 Tabla 4-6 Factor Na para periodos cortos de vibración
		Nv=	1.400	Factor para periodos largos de vibración por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 4.6. NSE2 Tabla 4-7
4.3.4	Construcción de los espectros de diseño			
4.3.4.1	Factor de Escala	Kd=	0.660	Con base a Zonificación Sísmica de Guatemala
4.3.4.2	Espectro calibrado al nivel de diseño requerido			
		Scd = Kd * Scs =	1.361	Ecuación 4-4 NSE2
		S1d = Kd * S1s =	0.554	Ecuación 4-5 NSE2
	Función Espectro Sísmico de diseño:	Sa (T) = Scd =	Si T ≤ Ts	Ecuación 4-6a NSE2
		Sa (T) = S1d / T	Si T > Ts	Ecuación 4-6b NSE2
4.3.4.3	Aceleración Máxima del Suelo (AMS)	AMSd= 0.40* Scd=	0.545	PGA (T=0) Ecuación 4-7 NSE2
4.3.4.4	Componente vertical del sismo de diseño	Svd = 0.15 Scd =	0.204	Ecuación 4-8 NSE2
4.3.4.5	Casos Especiales: AGIES admite utilizar caso especial para Ordenadas espectrales de ASCE 7-10 Cap 11, o bien AASHTO LRF 2014			

Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de AGIES (2018). Norma NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados.

A partir de estos datos se procede al cálculo de las aceleraciones espectrales para así proceder a la construcción del espectro de respuesta para $R=1.5$ en ambas direcciones del puente. Lo anterior representado gráficamente es demuestra lo que especifica la AGIES (2018) y se muestra a continuación.

Figura 60. Espectro de diseño clase de sitio E según AGIES NSE (2018)



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de AGIES (2018). *Norma NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados.*

1.8.8. Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDC “C”

Al cumplir con la relación $\Delta_D^L < \Delta_C^L$, donde Δ_D^L = demanda de desplazamiento adquirida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil. Según AASHTO (2019) la demanda de desplazamiento podría ser obtenido de forma conservadora como el desplazamiento del apoyo (bent) considerando la contribución de flexibilidad, contribución de las cimentaciones, superestructura o

ambos, y $\Delta_{\bar{c}}^L$ = capacidad de desplazamiento obtenida a lo largo del eje principal local del miembro dúctil correspondiente a $\Delta_{\bar{D}}^L$. Según AASHTO para categoría de diseño sísmico SDC C la capacidad de desplazamiento se calcula así:

$$\Delta_{\bar{c}}^L = 0.12 H_o (-2.32 \ln x - 1.22) \geq 0.12 H_o \quad (\text{Ec. 50})$$

$$x = \frac{\vartheta B_o}{H_o} \quad (\text{Ec. 51})$$

Dónde:

H_o = es la flecha del arco o la altura libre de la pila o columna, en pies.

B_o = es el diámetro de la pila circular o ancho medio paralelo a la dirección de análisis del desplazamiento del arco, en pies.

ϑ = es el factor del tipo de restricción en el apoyo del arco,

$\vartheta = 1$ para empotrado – Libre, articulado en un extremo de apoyo arco.

$\vartheta = 2$ para empotrado en ambos extremos de apoyo de arco.

$\vartheta = 1$ para libre – libre, articulado en ambos extremos de arco.

1.8.9. Efectos P- Δ

Los puentes sometidos a sismos pueden ser susceptibles a la inestabilidad debido a los efectos P- Δ , una fuerza inadecuada puede resultar en una falla estructural, causando excesivas demandas de ductilidad en las rótulas plásticas de columnas o pilas, grandes deformaciones residuales y posiblemente el colapso. Una carga vertical por el desplazamiento lateral Δ producen los momentos de segundo orden que incrementan los esfuerzos. El desplazamiento de cualquier columna o pila en cualquier dirección longitudinal o transversal deberá cumplir que:

$$\Delta P_u < 0.25 \phi M_n \quad (\text{Ec. 52})$$

$$\Delta = R_d \Delta_e \quad (\text{Ec. 53})$$

$$\text{Si } T < 1.25 T_s, \quad R_d = \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25 T_s}{T} + \frac{1}{R} \quad (\text{Ec. 54})$$

$$\text{Si } T \geq 1.25 T_s; \text{ entonces } R_d = 1 \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde:

Δ = Desplazamiento del punto de inflexión en la columna o pilar con relación al punto de empotramiento de la fundación.

Δ_e = Desplazamiento calculado a partir del análisis estático sísmico.

T = Período de vibración fundamental

T_s = Período en el cual es espectro pasa a ser independiente del período a ser inversamente proporcional al periodo $\frac{S_{D1}}{S_{DS}}$ (seg).

R = Factor de reducción de respuesta.

P_u = Carga axial última de la columna o pila

ϕ = Factor de minoración de resistencia

M_n = Momento nominal de la columna o pila.

1.8.10. Índice de estabilidad Q

El método ACI318 recomienda calcular el índice de estabilidad para evaluar el crecimiento de la inestabilidad con el desplazamiento.

$$Q_i = \frac{\sum_{j=i}^n P_{ui} * \Delta u}{V_i * H_i} \quad (\text{Ec. 56})$$

Donde:

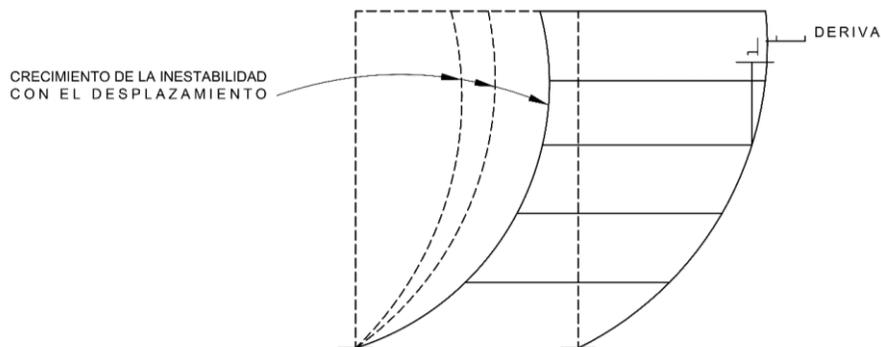
Δu = Desplazamiento lateral en el nivel de corona o clave del arco, calculado en un análisis elástico de primer orden.

V_i = Fuerza cortante en la corona del arco debida al sismo.

H_i = Flecha del arco medida a eje neutro de la corona hasta el arranque del arco”.

AGIES (2018) indica “Si el índice de estabilidad es menor que 0.04 puede considerarse que los momentos debidos a desplazamientos laterales no exceden del 5% de los momentos de primer orden y que por lo tanto la estructura está suficientemente arriostrada” (p. 22).

Figura 61. **Derivas y estabilidad lateral de puentes arco**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En Mitigación de Desastres en las Instalaciones de la Salud - Volumen 4: Aspectos de Ingeniería, indican que la variable Q relaciona el incremento del momento de volcamiento del piso, del análisis de segundo orden con el de primer orden. Llegan a considerarse que valores $Q \leq 0.3$ el piso es estable, mientras que para valores $Q \geq 0.5$, es inestable.

La figura 61 muestra cualitativamente el comportamiento del factor de amplificación por estabilidad global con respecto al índice Q. La estimación de las derivas sísmicas y estabilidad son indispensables para cálculo de desplazamientos inelásticos. Los valores más conservadores son los indicados por ACI318, ya que representa el aumento de derivas de piso, y en consecuencia al incremento de esfuerzos.

1.9. Métodos de análisis de pandeo del arco

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (ACIS) (2013) establece que:

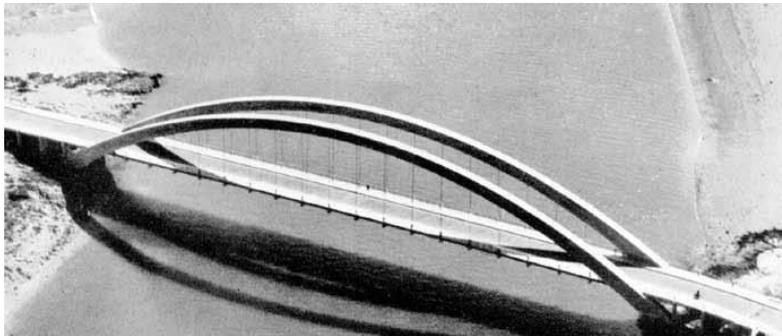
La eficiencia de los casos de los puentes arco presentados, a manera de evaluar la respuesta estructural considerando una longitud de carga crítica de pandeo, al modelo y comparando la respuesta global de la estructura sin ningún arriostamiento en la longitud efectiva de los arcos, tomando en cuenta que el diseño de arcos radica fundamentalmente en elegir una sección transversal adecuada para resistir las combinaciones de cargas axiales mayoradas P_u y los momentos (de primer orden) mayorados M_u , incluyendo la consideración de los efectos de la esbeltez del arco (momentos de segundo orden). (p. 12)

En esta investigación se evalúa si existe un incremento en la capacidad axial por medio de un arriostamiento lateral a una distancia $L/4$ en los riñones del arco, menor de la longitud efectiva K , que permita que el arco califique para cargas de diseño según AASHTO (2019), y demostrar si el arriostamiento lateral estará del lado conservador en los resultados, obteniendo una comparación de resultados de los modelos con arriostamiento lateral (CA) y sin arriostamiento (SA).

En 1907, Freyssinet, de 28 años, proyecta el más atrevido y bello de sus puentes. Recibe el encargo de sustituir tres puentes colgantes en estado ruinoso sobre el Allier y proyecta los puentes de Le Veudre (1911-1912), Boutiron (1913) y el puente de Châtel-de-Neuvre (1914-1923). Le Veudre está formado por tres arcos de tres articulaciones, de 72,5 m de luz y una esbeltez extraordinaria de 1/15. La relación entre el arco y el tablero es una triangulación. (Manterola, 2015, p. 78)

Aunque se sale un poco de las fechas en que se desarrollan estos primeros puentes arco, en 1954, se construye el Canadá, en Treguier, un puente formado por dos arcos sin arriostamiento entre ellos, fig. 38, con una relación flecha/ luz de 1/5,5, un canto en el centro de vano de 2,5 m y 3,6 m en el empotramiento. Su luz es de 153 m. (Manterola, 2015, p. 82)

Figura 62. **Puente de arcos gemelos sin arriostamiento, Canadá.**



Fuente: Manterola (2015). *Los primeros arcos de hormigón.*

1.9.1. Métodos de longitud efectiva y determinación de la carga de pandeo

El pandeo global de un miembro estructural sucede cuando se somete a compresión y llevándolo a un estado inestable debido a su esbeltez (razón entre la longitud del miembro no arriostrado y el radio de giro igual a $K \cdot l/r$) según lo sujeto a una carga aplicada P_e . La fórmula de pandeo de Euler para carga de pandeo crítica o carga de pandeo de Euler esta dado para un caso ideal donde el miembro es largo, homogéneo, elástico y es sometido a carga axial concéntrica.

El método de longitud efectiva de AASHTO (2019) utiliza la fórmula de pandeo de Euler para establecer la carga crítica de pandeo P_e , donde K es el factor de longitud efectivo y l es la longitud no soportada de un miembro de compresión. En la sección anterior de esta investigación se mencionan los Efectos $P-\Delta$ del método de AASHTO (2017) basados en momentos de segundo orden considerando los efectos de la curvatura y del desplazamiento lateral del elemento, la permanencia de las cargas.

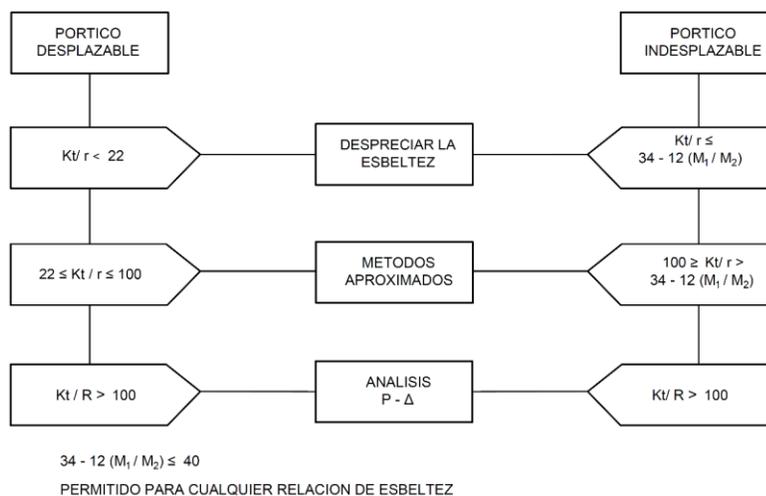
El Método de Longitud Efectiva simplificado como se describe en el AASHTO (2019), emplea la ecuación de pandeo de Euler para determinar la carga crítica de pandeo o la carga de pandeo Euler, será empleado basado en que Eberle y Mukherjee (2018) reportaron que este método muestra ser conservador, ya que las capacidades axiales son relativamente bajas y una calificación subsiguiente insatisfactoria de cargas permitidas por AASHTO.

El estudio de Eberle y Mukherjee (2018) proporcionó información valiosa sobre el lado conservador de los métodos de cálculo de capacidad simplificados proporcionados en AASHTO y estableció una nueva forma de analizar puentes

de arco de varios tramos para determinación de la carga crítica de pandeo y decidir sobre el uso de métodos, En este estudio, al prescindir de elementos como las péndolas verticales conectadas entre arcos y vigas de tablero superior, hace importante el panorama del lado conservador y permitir elementos más esbeltos.

Por otro lado, el ACI (2019) permite ignorar los efectos causados por esbeltez o de segundo orden si el valor de KL/r es menor a 22, pero cuando el elemento sometido a compresión no cumpla con ese criterio, deberá de considerar los efectos de segundo orden y recomienda un diseño de análisis no lineal de segundo orden, un análisis elástico de segundo orden o el método de amplificación de momentos, con la restricción que no debe exceder 1.4 veces los momentos debidos a un análisis lineal.

Figura 63. **Consideraciones de la esbeltez de la esbeltez de las columnas según ACI 318-2019**



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de López (2003). *Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos. Validación en estructuras agroindustriales de acero.*

En ausencia de un análisis inelástico refinado, la AASHTO (2019) proporciona valores de K recomendados en el plano arriostrado de trusses triangulados, trusses y marcos donde la estabilidad lateral es proporcionada por arriostramiento diagonal u otro adecuado medio.

La Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (2013) sugiere que un valor K conservador de 1.0 para miembros que menudo se cargan a través de un solo elemento y que están sujetos a cargas excéntricas, así como a giros. Es posible que estos efectos no se reconozcan adecuadamente en el diseño, entonces se ha recomendado el valor de $K = 1.0$ que coincide estrechamente con el proporcionado en ASCE (2010). ACIS (2013) indica que los valores de K sugeridos para el pandeo en el plano de los miembros del arco se proporcionan en AASHTO como las siguientes.

Tabla XIV. **Valores K para longitud efectiva para arcos de AASHTO**

Rise to Span Ratio	3-Hinged Arch	2-Hinged Arch	Fixed Arch
0.1–0.2	1.16	1.04	0.70
0.2–0.3	1.13	1.10	0.70
0.3–0.4	1.16	1.16	0.72

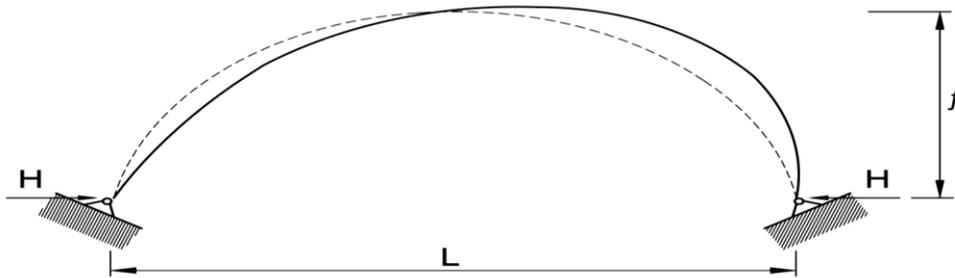
Fuente: AASHTO (2017). Bridge Design Specifications.

La expresión desarrollada por López (2003) define la longitud eficaz de pandeo l_{ef} en arcos biarticulados de sección constante mediante la expresión:

$$l_{ef} = \sqrt{l^2 + 6.15f^2} \quad (\text{Ec. 57})$$

Donde, l es la luz del arco, y f la flecha del arco.

Figura 64. **Pandeo de arcos biarticulados**



Fuente: elaboración propia, con datos obtenidos de López (2003). *Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos. Validación en estructuras agroindustriales de acero.*

Para el presente estudio basados en el método matricial con elementos finitos se hacen las siguientes simplificaciones:

- Se supone que la directriz del arco sigue el antifunicular de las cargas aplicadas, de modo que todas las secciones de la estructura quedan exclusivamente solicitadas por esfuerzos axiales.
- El arco carece de imperfecciones geométricas, adaptándose a la curva de diseño.
- Durante todo el proceso se supone que el material estructural, acero en el caso considerado, es continuo, homogéneo, isótropo y perfectamente elástico y lineal.
- Debido a la casi coincidencia entre la geometría deformada y la geometría inicial, se desprecia el cambio de posición del arco durante la puesta en carga. En consecuencia, las ecuaciones de equilibrio se plantearán en el sistema inicial no deformado en lugar de hacerlo en el deformado.

- No se contempla la posibilidad de pandeo por flexión-torsión del arco, ni tampoco su pandeo por flexión fuera del plano de la estructura.
- Se admite que las formas de equilibrio del arco son también suficientemente próximas a las iniciales”, obteniendo:

$$[[K^*]] \{a^*\} - N_o [k_g^*] = \{f_a^*\} \quad (\text{Ec. 58})$$

Donde:

$\{f_a^*\}$ = vector de cargas aplicadas en los nodos con n grados de libertad, en los ejes globales,

$[K^*]$ = matriz de rigidez reducida del arco, incluye solamente los coeficientes de los nodos con cierto grado de libertad, en sus coordenadas globales,

$[k_g^*]$ = matriz de rigidez geométrica reducida del sistema en coordenadas globales,

$\{a^*\}$ = vector desplazamiento de los nodos con algún grado de libertad en coordenadas globales,

N_o = esfuerzo axial de compresión del arco.

López (2003) muestra que la anulación del determinante de la matriz proporcionando un polinomio en N_o de grado n , siendo n el número de grados de libertad del arco en un pórtico biempotrado es $3(m-1)$, siendo m el número de elementos en los que se ha discretizado el arco, y en un arco biarticulado, el número de grados de libertad es $3(m-1)+2$, y la raíz crítica de este polinomio

corresponde a la carga crítica N_{cr1} , cuyos autovalores de la ecuación característica se obtiene mediante la expresión.

$$\left[[K^*] - N_o * [k_g^*] \right] = 0 \quad (\text{Ec. 59})$$

De esta ecuación, López (2003) emplean un coeficiente multiplicador crítico α_{cr} , que indica que es el valor por el que se han de multiplicar los esfuerzos axiales de todos los elementos discretizados para alcanzar el inicio del primer modo de pandeo global del arco.

Así mismo la norma DIN 1052 menciona que para arcos de sección constante, siendo la longitud eficaz de pandeo válida para arcos articulados, sin distinguir entre bi o triarticulados por medio de las siguientes ecuaciones:

$$L_{ef} = 1.25 \frac{l}{2} \quad (\text{Ec. 60})$$

Donde es válido siempre que se verifique que la relación f/l se encuentre entre 0.15 y 0.50

Se utiliza coeficientes que depende del tipo de arco y del rebajamiento del peralte del arco, pero en los casos de estudio no se emplea rebajamiento, obtenida la longitud efectiva mediante la expresión:

$$L_{ef} = \beta * l \quad (\text{Ec. 61})$$

Donde l es la longitud del arco, β es un coeficiente que obedece a la relación f/l que se ven reflejados en la siguiente tabla:

Tabla XV. **Valores de coeficientes β en arcos biarticulados y triarticulados para distintos rebajamientos**

$\frac{f}{l}$	Arcos biarticulados	Arcos triarticulados
0.10	0.52	0.59
0.20	0.57	0.61
0.30	0.66	0.66
0.40	0.75	0.75
0.50	0.85	0.85

Fuente: Manterola (2015). Los primeros arcos de hormigón.

1.9.2. **Determinación de la carga de pandeo método AASHTO (2019)**

Para calcular la capacidad de compresión del arco usando AASHTO (2019) fueron utilizadas las ecuaciones que calculan la capacidad nominal en el rango elástico. Según el método AASHTO, se necesita capacidad de pandeo por las siguientes razones:

- El pandeo controla la capacidad de momento y compresión (las dos acciones que actúan sobre los arcos). El Momento flector máximo M_c a partir de la relación entre la carga actuante axial P y valor esperado de la carga crítica P_{cr} .
- El pandeo está controlado por la longitud no admitida (lu) y el factor de longitud efectivo (K), dadas por las siguientes ecuaciones:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(K * lu)^2} \quad (\text{Ec. 62})$$

En la ecuación anterior P_{cr} AASHTO (2017) define que la variable lu es la longitud no soportada del miembro de compresión como la mitad de la longitud del arco. En el método AASHTO LRDF requiere que se seleccione un valor K de la Tabla 4.5.3.2.2c-1 que define los valores K dado el arco en función a la relación de flecha y luz de arco, y la suposición de las condiciones frontera de la fijación del arco en sus apoyos y en la corona (2 articulaciones, 3 articulaciones o apoyos fijos). Con una carga crítica de pandeo dada por la expresión:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{(l/2)^2} \quad (\text{Ec. 63})$$

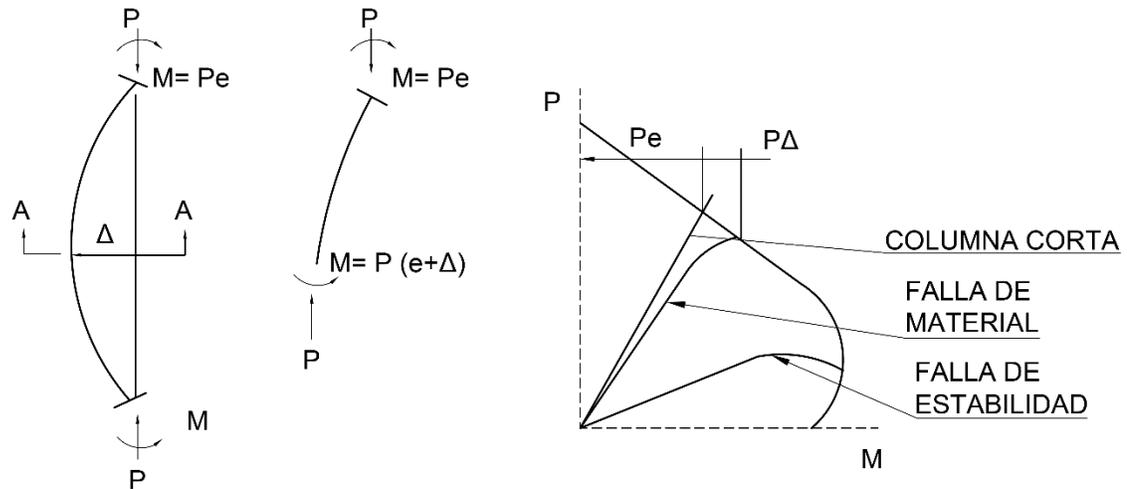
Donde l es la longitud del arco, y P_{cr} es la carga crítica que produce el colapso de la columna por pandeo lateral.

1.9.3. Método para la capacidad de pandeo del arco por análisis de segundo orden

El análisis de primer orden no considera las deformaciones que son producidas por la aplicación de cargas en los arcos, lo que con lleva una falta de valoración de la carga máxima del arco. Como referencia, algunos de los análisis de segundo orden para columnas esbeltas son: el método de los coeficientes de mayoración, método de las curvaturas de referencia, método de la columna modelo entre otros.

Pero en general, si el arco es muy esbelto, la deformación por la carga axial P y momento Pe tal que la deformación aumente continuamente sin que incremente la carga P , a esta falla se conoce como falla de estabilidad, como se indica en la curva de interacción de resistencias.

Figura 65. **Interacción de las resistencias en columnas esbeltas**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

En figura 65 existen tres tipos de falla, el primer caso la línea recta representa a una columna con longitud corta en relación a su sección transversal es decir un soporte corto y la resistencia se mantienen en el rango elástico durante la carga P y momento M , y excentricidad. El segundo caso: La línea punteada representa la falla del material cuando una combinación particular de carga P y momento $M = P(e + \Delta)$ intersece la curva de interacción de resistencias, y el tercer caso es la falla por estabilidad la representa la curva inferior.

De forma exploratoria en la esta tesis se realiza una comparación de factor de pandeo calculado por el programa de elementos finitos, para 24 modelos de puentes arco con arriostramiento lateral al centro del arco y sin arriostramiento lateral. Esto se realiza para comprender la eficiencia de la capacidad de carga en los arcos sometidos a análisis de segundo orden considerando los efectos P-Delta.

Considerando que el pandeo lineal proporciona los valores propios, los cuales son multiplicadores de la combinación de carga aplicada para indicar la carga de pandeo. En el software de elementos finitos se conoce como Análisis de pandeo conocido como buckling, que se fundamenta en el cálculo del coeficiente \mathcal{G} de pandeo de barra, y se localiza la carga crítica de cada modo de pandeo que causa la falla por inestabilidad de la estructura.

El software de elementos finitos analiza y localizar la deformada en la combinación de carga más crítica sobre la barra en estudio, definiendo los casos de carga en los siguientes pasos:

- Se requiere fragmentar los arcos en un número de segmentos de barras, ya que el programa lo trata como un elemento único compuesto de un conjunto de barras: Se seleccionan los arcos y procede en el siguiente orden: *Assign* → *Frame* → *Automatic Frame Mesh* → *Maximum Length of Segments* = 0.5m que es la longitud del fragmento de barra.
- Luego se procede a definir el caso de carga con las funciones *Define* → *Load Cases* → *Add New Load Case*.
- Se crea un caso de carga no lineal del tipo P-Delta, estático, con análisis tipo no lineal, con parámetros geométricos no lineales del caso P Delta aplicando las cargas combinaciones de carga según AASHTO, y en el caso sísmico la combinación en ambos sentidos $CsismoX + 0.3 * CsismoY$, es decir el 100 % de la masa sísmica en el sentido longitudinal del puente en combinación del 30 % del sentido transversal, en el software se ha seleccionado condiciones iniciales cero en el estado sin esfuerzos. combinación pandeo.

- Luego se crea un caso de carga en *load cases* tipo *buckling*, en rigidez de uso se selecciona la rigidez al final del caso no lineal con el caso de carga Pdelta.
- *Stiffness at End of Nonlinear Case*: P-delta es el caso que toma la rigidez a flexión de la estructura modificada por la influencia de fuerza axial.
- *Number of Buckling Modes*: 30 modos se evaluaron para cada modelo estructural, pero los factores de carga negativos carecen de utilidad, así como los que representan a efectos de la losa o tablero superior entre otros. Luego de que el software analiza el caso de carga de modos de pandeo, para este caso se seleccionó 30 modos, luego de realizar varias corridas, logrando obtener las deformadas para ese caso de carga, con lo que se obtiene los diferentes modos de pandeo.
- Se efectúa el cálculo de la estructura: Se activa que muestre la deformada (*Deformed Shape*), así como en *Case/Combo* se activa el análisis del caso: Combinación pandeo (*buckling*), *Multivalued options*, *Mode Number* → N° modo de pandeo.
- Para cada modo de pandeo se obtiene un factor, el cual se debería multiplicar por la carga total asociada al caso de carga tipo *buckling* para obtener la carga crítica de pandeo.
- Para la investigación únicamente se obtuvo el factor de pandeo del modo crítico, para hacer las comparaciones y determinar las variaciones con las relaciones $r=H_o/L$ de los arcos o bien de las luces del arco según sea el caso. $\epsilon = 19.05$ por ejemplo, este será el multiplicador de la combinación: $\epsilon \times \text{Combinación1}$, $\epsilon \times \text{Combinación2}$, $\epsilon \times \text{Combinación3}$.

- Debido a que carga crítica de pandeo de un elemento o una estructura no depende de la magnitud de la carga aplicada, o si es una carga permanente o variable, más bien, es una propiedad o característica de la estructura, entonces toma relevancia la comparación del factor de pandeo en cada modelo más que determinar el valor de la carga crítica correspondiente al factor de pandeo.
- La carga crítica de pandeo si depende de cómo esté cargada la estructura o bien de la distribución de la carga (distribuida o concentrada, si implica excentricidades). Se sabe del análisis estructural que serán cargas puntuales mayoradas y combinadas las que se transmiten del tablero superior hasta el arco a través de la corona, y se agrega a lo largo del arco su peso propio y la carga sísmica en ambos sentidos, siendo esta la condición más representativa de carga y la más desfavorable en el arco, por lo que el caso de carga tipo *buckling* tiene por combinación

$$Q_{Evento\ Extremo} = 1.00 (DC + DW) + 1.00 LL + 1.00 FR + 1.00 EQ.$$
 Como resultado el software de elementos finitos no entrega la carga crítica de pandeo directamente, sino un factor que será múltiplo de la carga aplicada. Para llegar al caso de diseño de los elementos, suele ser conveniente asignar una carga unitaria, de esa manera el factor será directamente la carga crítica de pandeo correspondiente al modo de pandeo evaluado.

El software obtiene los modos de pandeo mediante análisis de empuje no lineal, el cual tiene las siguientes características:

- Justo antes de pandearse los arcos, existen cambios en la fuerza que producirán deformaciones aceleradas.

- El colapso ocurre cuando la matriz de rigidez de la estructura se vuelve singular y sin solución, porque la matriz singular indica que la estructura no tiene una deformación predecible, bajo cualquier carga.
- Solución de valor propio.
- La simplificación excesiva del comportamiento de pandeo puede llevar a una sobreestimación o subestimación de la capacidad crítica de pandeo.
- Los análisis de pandeo lineales (buckling) en SAP2000 predicen la capacidad teórica al pandeo de una estructura con comportamiento elástico lineal. Los valores propios son calculados para la configuración estructural no deformada, considerando las condiciones de contorno y un conjunto determinado de cargas.
- Se tiene en consideración que el programa de elementos finitos sólo reporta la carga crítica de pandeo elástico, sin considerar que existen otros efectos que pueden tener influencia representativa en la carga crítica de pandeo real de la estructura, como lo son las imperfecciones geométricas del arco, comportamiento inelástico, tensiones residuales, entre otros.
- Al realizar el análisis no-lineal tipo P-Delta se evalúa la estabilidad del puente, incrementando la carga gradualmente hasta alcanzar la carga que produce la inestabilidad de la estructura.

1.10. Esfuerzos y deformaciones primarias en arcos circulares triarticulados

De acuerdo con la teoría de arcos mostrada al inicio del marco teórico el esfuerzo en los elementos de los arcos que se generan está gobernados por una excentricidad por efecto de momentos flectores, que van desde la etapa de construcción hasta la etapa de servicio.

Los principales esfuerzos es conveniente evaluarlos en la fibra inferior y en la fibra superior, encontrándose en tracción o compresión según sea la ubicación de punto de análisis, siendo estas fibras las más alejadas del eje centroidal de la sección del arco, para convención de signos en la figura 66 los esfuerzos de compresión son negativos y las ecuaciones de los esfuerzos combinados en la fibra superior e inferior son:

$$\sigma_s = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_s}{I} - \frac{MY_s}{I} \quad (\text{Ec. 64})$$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A} + \frac{PeY_i}{I} - \frac{MY_i}{I} \quad (\text{Ec. 65})$$

Donde:

P = La carga axial mayorada de una combinación de carga específica.

M = Momento flector mayorado en el caso de arco de concreto reforzado de una combinación de carga específica.

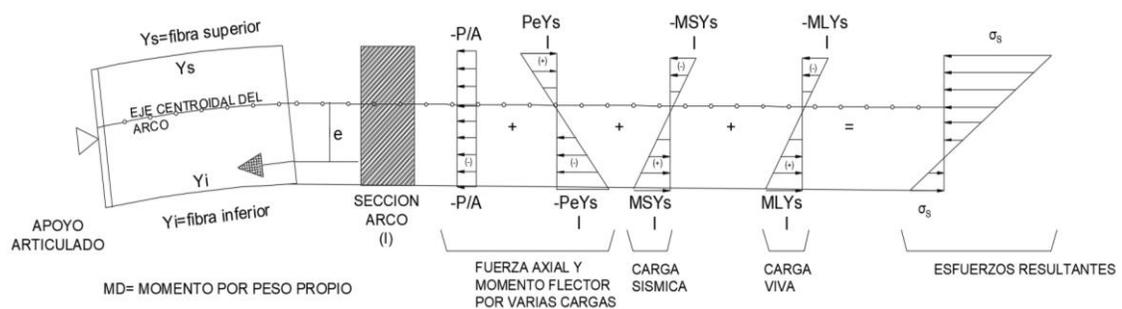
e = M/Po, la excentricidad

Ys = Módulo de sección desde el eje neutro o funicular de cargas hasta la fibra superior.

Yi = Módulo de sección desde el eje neutro o funicular de cargas hasta la fibra superior.

Teniendo en cuenta que σ_s y σ_i son los esfuerzos de las fibras superior e inferior respectivamente sobre el arco, una vez que actúan todas las cargas sobre el arco.

Figura 66. Estado de esfuerzos en el arco de concreto sometido a carga axial y momento flector en etapa de servicio



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Estos esfuerzos son conocidos como esfuerzos de primer orden, de los cuales la carga muerta genera esfuerzos de secundarios de carga lenta tales como flujo plástico.

En la tipología estructural de esta investigación, las fuerzas P y M se transmiten directamente sobre los arcos en un solo punto de aplicación de carga en la corona. Luego estas cargas se transmiten uniformemente a través del arco hasta los arranques.

En la forma de resistir la carga externa es donde difiere la investigación con la de otros autores, ya que otros investigadores han estudiado los arcos con la influencia de elementos verticales denominados péndolas, los cuales transmiten las cargas y sus combinaciones hacia el arco desde el tablero superior de tal

forma que la posición de las cargas vivas si influyen significativamente tanto en la generación de esfuerzos máximos como en la ubicación del funicular de esfuerzos. En esos casos es importante establecer los esfuerzos máximos en los arcos por la variación de la posición de la carga viva móvil definidas por la línea de influencia. La línea de influencia afecta directamente a los esfuerzos máximos variables a lo largo del arco, este fenómeno se conoce como cargas altimétricas.

1.11. Esfuerzos y deformaciones secundarias: Instantáneos y de largo plazo en arcos sometidos a compresión

Según el código ACI 318 para todo análisis de segundo orden se deben tomar las siguientes consideraciones:

- No linealidad del material.
- Curva del elemento y la deriva.
- Duración de la carga.
- Retracción y flujo plástico.
- Interacción con la cimentación.

Pero adicionalmente existen esfuerzos y deformaciones instantáneos tales como al acortamiento elástico del concreto.

1.11.1. Contracción o refracción deformaciones instantáneas del concreto en los arcos

La contracción o retracción por secado del concreto provoca esfuerzos secundarios, considerada como un esfuerzo a largo plazo, y por conceptos indicado en las normas ACI318 $e_c = 0.001$, aplicando las expresiones contenidas en AASHTO:

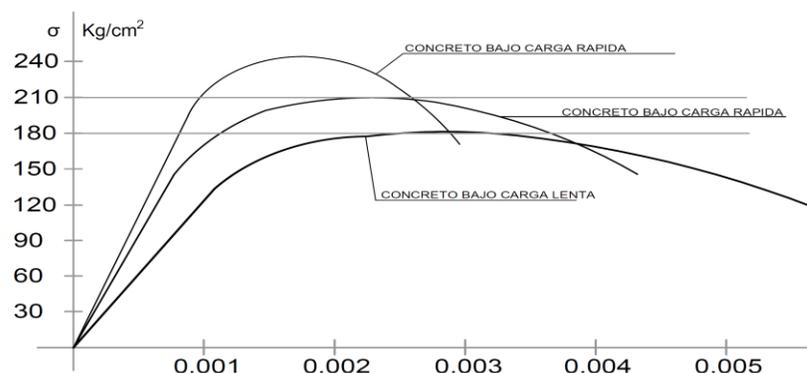
$$\Delta CC = 954 - 8.4H \quad (\text{Ec. 66})$$

Donde H es la humedad relativa anual promedio en porcentaje del sitio de la obra, se puede considerar como la H=90 % para ambientes muy húmedo, H=70 % con humedad intermedia, y H=40 % para una humedad muy seca. Para efectos prácticos en la tesis se consideró H=70 % para comparar los esfuerzos y deformaciones contra otros esfuerzos producidos en los arcos.

1.11.2. Carga lenta y flujo plástico

La deformación por fluencia lenta del concreto es independiente a la que ocurre sin la actuación de cargas, que se conoce como el nombre de retracción, y en las ecuaciones simplificadas del bloque de compresiones de Whitney de la forma parabólica al rectángulo equivalente. El flujo plástico toma en cuenta los efectos de la aplicación de la carga axial a largo plazo, demostrado por diferentes autores que la resistencia del concreto varía según la velocidad y duración de las cargas como se muestra en la figura 67.

Figura 67. **Curva de esfuerzo deformación ($f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$) según ASTM variación por velocidad de aplicación de cargas.**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

La resistencia o el módulo de elasticidad del concreto reforzado sometido a cargas lentas durante un largo período de tiempo es menor que, la resistencia y el módulo de elasticidad de este concreto reforzado sometido a cargas rápidas durante un corto período de tiempo. (Nilson, 2001, p. 58)

Investigaciones de Alvarez y Argudo (2014) indican que “las pruebas de carga realizados para concreto no confinado una carga de largo plazo representa el 80 % de la misma carga en los mismos entornos, aplicada en corto plazo” (p. 12). Adicionalmente de acuerdo con los ensayos de la ASTM, la resistencia última del concreto sometido a carga lenta se aproxima al 85% de la resistencia del mismo hormigón, sometido a carga rápida.

Se calcularon los esfuerzos por contracción y flujo plástico en la corona y en los arranques de los arcos en los escenarios de los arcos empotrados, articulados, y triarticulados, de forma comparativa, de acuerdo con el manual de la AASHTO (2017), el flujo plástico se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta FP = 12 * f_{cgp} - 7f_{cds} \geq 0 \quad (\text{Ec. 67})$$

Donde f_{cgp} es el esfuerzo de compresión neto en el concreto en el centro de gravedad del arco sometido a compresión inmediatamente después de obtener la carga total muerta y viva, proveniente de la superestructura aplicada en la corona del arco.

Donde f_{cds} es el esfuerzo en la sección a la altura del centro de gravedad debido a las cargas muertas, aplicadas después del proceso constructivo finalizado del arco en el momento de desencofrar.

Algunos autores reportan que estas deformaciones han sido observadas desde mucho tiempo atrás, y concluyen que en promedio el efecto de fluencia perdura por los primeros cinco años y que es prácticamente despreciable a partir del segundo año (Whitney y Freyssinet, 1950).

El efecto del flujo plástico depende de las características de la tecnología del concreto como su edad al recibir la carga permanente, la tensión producida y el entorno de humedad ambiental (Casado, 1955). En los arcos, el acortamiento elástico de la directriz por compresión longitudinal se traduce a una reducción de los empujes laterales porque la fuerza se produce en sentido contrario a las fuerzas sobre los apoyos.

2. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. Diferencias con otras investigaciones

De acuerdo a las tecnologías que se han empleado hasta el momento la mayoría han incluido algunos elementos como péndolas verticales que conectan el tablero superior y el cuerpo del arco, así como el uso de pistas vehiculares como un tablero superior de concreto reforzado. En la presente investigación se eliminan elementos como las péndolas verticales y en el tablero superior se emplea la tecnología de concreto preesforzado para salvar luces más grandes, y aprovechar el uso de sistemas isostáticos en los arcos. Esta tipología estructural causa que el proceso constructivo sea más rápido.

En este trabajo se aprovecha la técnica del preesforzado al tablero superior en las vigas simplemente apoyadas, que a diferencia de otras investigaciones consideran el tablero superior junto al arco, es decir el arco asociado a dintel por medio de péndolas verticales de concreto reforzado, y se tenga un apoyo en la corona del arco. En esta investigación no se plantean o desarrollan apoyos intermedios o péndolas que asocian el tablero superior y el arco se denominan arcos asociados a dinteles, cuya función es soportar el tablero superior y transmitir las cargas sobre el arco.

En ese caso las péndolas que asocian el arco al tablero superior no son tomados en cuenta para poder conocer el comportamiento del arco ante cargas desde la corona, con el objetivo de crear un sistema de arco isostático, y también un sistema isostático de vigas del tablero superior y poder trabajar de forma óptima el sistema de preesforzado en las mismas.

El presforzado de vigas para puentes con luces hasta de 40 metros son estructuras muy comunes para la aplicación de la técnica de construcción del preesforzado en Guatemala. El sistema de construcción de puentes arco con tablero superior es posible emplear la técnica del preesforzado en la superestructura, aprovechando la combinación favorable para librar medianas y grandes luces, diseñada para trabajar a flexión con tramos de vigas simplemente apoyadas.

El progreso de los puentes arco y el concreto presforzado ha llevado al desarrollo de la tipología de los puentes arco con tablero superior, los cuales se definieron como puentes arco en los que, por su configuración geométrica y estructural, las cargas permanentes de la superestructura son transmitidas a los estribos, las pilas de apoyo y al arco inferior desde la clave o corona. Los puentes arco de tablero superior se emplean cuando la hondonada o quebrada o topografía que se desea salvar es profunda y otras veces cuando se desea ganar altura, permitiendo el paso de los barcos si fuera un río navegable, el puente vehicular si se tratara de un paso a desnivel en una zona urbana, o el paso de un río caudaloso o que tenga gran energía de arrastre y se desea evitar el daño a las pilas centrales.

Para el diseño de presfuerzo aplicado en las vigas del tablero superior, ya existen teorías ampliamente estudiadas y bastante utilizadas, por lo que aquí solamente se harán referencia a la aplicación en ingeniería de presfuerzo únicamente y los criterios para el modelo estructural planteado, así que los temas específicos tales como las pérdidas instantáneas y diferidas, combinación de esfuerzos, esfuerzos en el acero del presfuerzo, materiales de presfuerzo, componentes del presfuerzo, anclajes, entre otros se podrán consultar en textos especializados.

2.2. Características de la investigación

El enfoque del presente estudio es cuantitativo a través de la recolección y análisis de datos que buscan contestar las preguntas de investigación y aprobar o desaprobar la hipótesis, basadas en un estudio de simulación de análisis estructural computacional para establecer patrones de comportamiento de los puentes arco circulares con tablero superior. Las mediciones son valores numéricos en cada variable que se analizó.

De acuerdo con la metodología será una investigación No experimental debido a que no se prueba la relación de causa entre las variables. La investigación es no experimental porque se realizan estudios de simulación del tipo:

- Descriptivo para investigar las propiedades más significativas de los puentes arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior, en los estados límites de servicio y límites de resistencia.
- Descriptivo porque se analiza la relación entre sucesos aportando la relación que existe entre dos o más propiedades de los arcos, y se determinan los esfuerzos y deformaciones.
- Descriptivo porque se pretende representar la eficiencia del comportamiento estructural en los arcos circulares para puentes de tablero superior evaluando las variables intervinientes.
- Transversal porque no interesa la evolución en el tiempo de los puentes arco con tablero superior para la explicación del comportamiento estructural.

- Exploratoria para determinar la eficiencia del desplazamiento lateral de los arcos circulares gemelos triarticulados en el escenario de incorporar arriostramiento lateral.

2.3. Recolección de datos y análisis de información

Las técnicas y formatos de recolección de datos para la investigación fueron:

- La observación: Sistemas estructurales similares.
- La entrevista: Con personal de COVIAL quien estuvo a cargo del estudio de estado actual de puentes Ing. Miguel Molina de la Unidad Ejecutora de Conservación Vial – COVIAL. Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda, este es referencia de estudio piloto del Estado actual de puentes, Guatemala. Así mismo al Ingeniero Residente Oscar Roberto Peralta Del Valle, 2015 en el caso de la construcción del Puente Olímpico ubicado en la ciudad de Guatemala.
- Colección de datos para la simulación asistida por computadora: Para obtener las variables de respuesta estructural por la técnica de análisis estructural por elementos finitos.
- Las técnicas de análisis de información en la presente información son:
 - Revisión documental.
 - Formulación del modelo estructural para la simulación asistida por computadora.
 - Técnica de estudio de simulación y análisis numérico.

- Presentación de gráficas comparativas de magnitudes de variables por medio de histogramas, gráficas de dispersión y comparación.
- Estimación puntual, por medio de razón o cociente matemática, el promedio muestral de valores numéricos y la varianza muestral.

2.4. Operacionalización de variables de investigación

El objeto de estudio son los puentes arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior de concreto preesforzado, y las variables a operar son:

- La variable independiente de la investigación es:
 - Incorporación de dos articulaciones en los arranques del arco circular y una articulación en la corona del arco circular en concreto reforzado.
- La variable dependiente de la investigación es:
 - Comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior.
- Variables intervinientes: En esta investigación existen variables que no están formuladas en la hipótesis explícitamente, pero que están presentes en el objeto de estudio y la variación de sus valores afectan los resultados, como lo son:
 - Incorporación de concreto preesforzado al tablero superior hasta de luces de 80 metros.

- Geometría del puente: La longitud del tablero superior de concreto preesforzado para puentes con luz de tablero hasta 80 metros, geometría de arcos circulares.
- Propiedades dinámicas de la estructura: Grados de libertad, matriz de rigideces, matriz de masas, matriz de giros y deformaciones.
- Aspectos para el análisis estructural: Restricciones en los apoyos, espectros de respuesta sísmica, análisis modal espectral, y cargas vivas especificados para puentes, esfuerzos y deformaciones.

Por ende el componente principal de estudio es el arco circular triarticulado de concreto reforzado con una escala de medición cuantitativa.

Tabla XVI. **Plantilla de operación de variables de investigación**

VARIABLE	INDICADOR	MEDICIÓN	RANGO DE VARIABILIDAD
VARIABLE INDEPENDIENTE: Incorporación de dos articulaciones en los arranques del arco circular y una articulación en la corona del arco circular en concreto reforzado.	• Cantidad de articulaciones en el arco circular	Unidad	1, 2, 3 Articulaciones
	• Relación flecha / luz de arco, r	mts / mts	1 a 10
	• Rigideces, k	Kg / m T/ m	-----
VARIABLE DEPENDIENTE Comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior.	• Esfuerzos de compresión	kg / cm ²	----
	• Esfuerzos de flexión	kg / cm ²	----
	• Esfuerzos de cortantes	kg / cm ²	----
	• Desplazamiento vertical	mm	----
	• Desplazamiento lateral	mm	----

Continuación tabla XVI.

VARIABLES INTERVINIENTES:	• Longitud del tablero superior de concreto preesforzado	mts	1 – 80
○ Incorporación de concreto preesforzado al tablero superior	• Luz del arco circular	mts	< 80
	• Área de sección del arco	cm ²	----
○ Aspectos geométricos del arco:	• Grados de libertad	Gdl	> 1
	• Matriz de masas	Kg	----
	• Matriz de giros y deformaciones	mm, rad	----
○ Aspectos dinámicos de la estructura:	• Restricciones en los apoyos	Unidad	1 -6
○ Aspectos para el análisis estructural: restricciones en los apoyos	• Espectros de respuesta sísmica	seg, g	-----
	• Análisis modal espectral	seg, g	-----
	• Cargas especificadas vivas para puentes	kg ó Toneladas	-----

Fuente: elaboración propia.

2.5. Fases de investigación

Las fases de la investigación son:

Fase 1: Se demuestra la efectividad del comportamiento estructural del arco circular triarticulado de concreto reforzado, especificando los componentes que hacen factible la tecnología de los arcos circulares triarticulados en puentes vehiculares soportando un tablero superior recto hasta de 80 metros de luz formado por dos tramos de vigas preesforzadas simplemente apoyadas, según los criterios de diseño sísmico empleados en la ingeniería guatemalteca.

Se inicia desde la revisión documental tanto del estado de arte como de las teorías estructurales de arco que demuestran ampliamente el uso de la tecnología de arcos en puentes. Luego por medio de la técnica de estudios de simulación asistida por computadora con la metodología de elementos finitos

para obtener las estimaciones puntuales de las variables de interés. Se define los modelos estructurales tridimensionales estableciendo la muestra estratigráfica representativos en intervalos de 10 metros, que representarán las luces de arco desde 40 a 80 metros.

Fase 2: Para describir el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado con tablero superior de concreto preesforzado en dos luces hasta 40 metros cada tramo, apoyados sobre los arcos, se realizó la recolección de datos por medio de modelo de simulación estructural aplicando cargas verticales y cargas laterales sísmicas, y realizando el procedimiento de análisis estructural por elementos finitos.

Fase 3: Se procesan los resultados obtenidos en las simulaciones y se especifican los criterios de diseño sísmico para el arco circular triarticulado de concreto reforzado en puentes vehiculares, por medio de revisión documental de las normas y códigos de diseño sísmico aplicado a estos puentes, los cuales la mayoría de los códigos los clasifican como puentes no convencionales y que escapan de los análisis o requisitos tradicionales.

Fase 4: Se interpretan los resultados obtenidos de las simulaciones obteniendo los valores numéricos de las variables relevantes para comparar el comportamiento estructural de puentes arco circular triarticulado con tablero superior, con puentes de arcos circulares biarticulados y biempotrados con tablero superior. Se realiza el análisis de datos enfocado a los estados límites de servicio y estados límites de resistencia de los arcos circulares triarticulados para finalmente interpretar los resultados de la investigación basada en la simulación estructural.

2.6. Muestreo aleatorio estratificado

La población se tomó como base el estudio piloto realizado por la Unidad Ejecutora de Conservación Vial – COVIAL del Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda - MCIV denominado estado actual de puentes, el cual determinó la cantidad de 1,072 puentes evaluados con el método de inspección visual finalizado en el mes de junio 2014, de los cuales, la población que interesa con luces grandes mayores a 40 m. Existe una proporción empírica en dicho estudio que concluye que habrá un 50 % de luces grandes que pertenecen a la red vial del MCIV, con lo que se pudo determinar la muestra necesaria.

Además de forma empírica se cuenta con un dato aproximado de puentes de luces largas que se clasificaron por estratos como se muestra a continuación, haciendo la aclaración que en el estudio de COVIAL aún no se cuenta con una clasificación de puentes por longitud o luces exacta porque el estudio piloto no lo detalla con exactitud, pero para efectos de muestreo en la investigación y validación de datos se puede tomar como base las siguientes proporciones.

Tabla XVII. **Cantidad empírica de puentes de luces largas en la red vial nacional del MCIV**

LUZ DE PUENTES	CANTIDAD PROBABLE
PUENTES DE 40 a 50	14 Puentes
PUENTES DE 50 a 60	4 Puentes
PUENTES DE 60 a 70	4 Puentes
PUENTES DE 70 a 80	2 Puentes
TOTAL	24 Puentes

Fuente: Molina (2013). Estado actual de puentes.

En base a este estudio piloto en esta investigación se estima el valor de la proporción poblacional así.

$$n_0 = \frac{Z^2 * q}{E^2 p} \quad (\text{Ec. 68})$$

Siendo p y q una proporción de la población que interesa, para este caso 50 % para cada proporción, para p y q =0.5, y z= 1.96.

Siendo n_0 es la población estimada, entonces, $n_0= 1537$ n_0 obtenido es muy congruente a los 1,072 puentes evaluados por Molina (2013) en el estudio piloto. Conociendo que la población es menor a 5,000 unidades entonces se empleó la fórmula de muestreo:

$$n = \frac{n_0}{1 + \frac{(n_0 - 1)}{N}} \quad (\text{Ec. 69})$$

Los parámetros estadísticos empleados para el cálculo de la muestra son:

- Error máximo muestral, $E=0.05$
- Nivel de confianza del 95%

$$n = \frac{1537}{1 + \frac{(1537 - 1)}{24}} = 24$$

Para obtener una muestra aleatoria estratificada, primero se divide la población en grupos de luces de 10 metros, llamados estratos, que son más homogéneos que la población como un todo. Los elementos de la muestra son entonces seleccionados al azar o por un método sistemático de cada estrato.

Las estimaciones de la población, basadas en la muestra estratificada, usualmente tienen mayor precisión (o menor error muestral) que si la población entera muestreada mediante muestreo aleatorio simple.

Esta técnica se justifica en la simulación porque se quieren estudiar elementos de la población que son puentes de longitudes hasta de 80 metros en luz de arco, al azar. De esta forma se definió que las muestras empleadas en los modelos de estudio de simulación serán de 24 modelos en los cuales se empleó la técnica de análisis estructural por elementos finitos para obtener las principales variables de interés en la respuesta estructural de la línea de investigación.

Este dato muestral coincidentemente es igual al número de casos reportados por Molina (2013) en el estudio piloto, donde reportaron que los daños principalmente causados por las amenazas hidrológicas en las pilas son una cantidad de 24 puentes.

Las variables independientes continuas principales en la investigación son la longitud y la flecha del arco, entonces para la distribución de los modelos de simulación se definió que la muestra ideal para el estudio de simulación es la aleatoria estratificada, y para garantizar la aleatoriedad se empleó la función automática de una hoja de cálculo de la siguiente forma:

- =aleatorio.entre(41:50).
- =aleatorio.entre(51:60).
- =aleatorio.entre(61:70).
- =aleatorio.entre(71:80).

Esta herramienta de las hojas de cálculo devuelve datos al azar, obteniendo los resultados aleatorios estratificados en intervalos de 10 metros en la tabla

XVIII, que van desde 40 m hasta 80 m. La técnica de muestreo por estratos es muy conveniente para el estudio de las variables de respuesta estructural debido a que en la práctica aplicada de la ingeniería civil se tiene la noción de las luces de puentes debido a las técnicas del concreto reforzado y preesforzado en la cual existen estándares de elementos prefabricados de AASHTO que van enfocados en intervalos de longitudes.

Por ejemplo, el intervalo de 40 metros en adelante obedece a la técnica de vigas preesforzadas que permiten que hasta esa longitud sea económicamente viable la construcción de elementos para el tablero superior de esas dimensiones (como se verá más adelante en los componentes estructurales de los modelos de simulación).

Tabla XVIII. **Muestreo aleatorio estratificado en intervalos de 10 metros de longitud de arco circular triarticulado**

ESTRATO DE LONGITUD DE ARCO	L Arco, m Muestra Aleatoria
PUENTES DE 40 A 50m	42
PUENTES DE 51 A 60m	51
PUENTES DE 61 A 70m	62
PUENTES DE 71 A 80m	71

Fuente: elaboración propia.

Debido a que se estudian arcos, triarticulados, biarticulados y biempotrados, con diversas relaciones entre flecha o sagita y luz, se trabajan rebajamientos del orden de 1/6 o 1/8. Como lo establece López (2003), es recomendable 1/7 como valor de franja superior la relación de flecha/luz para arcos rebajados y para arcos peraltados.

En cambio, otros estudios que menciona el mismo autor prefieren límites de 1/10, pero según el criterio se estudia dentro del grupo de arcos peraltados, por lo cual se tiene interés en estudiar el comportamiento de los tres tipos de arcos mencionados en el rango de 1/5 mínimo y 1/8 máximo como relación f/L que en adelante se denominara relación r . Otros autores como Rahan (2011) prefieren la relación no menor a 1/6.

Tabla XIX. **Muestreo aleatorio estratificado de la variable relación $r=f/L$ en intervalos definidos según la longitud L de arco**

L Arco, m	r	r max	f min (m)	f max (m)	q	c (m)
42	1/5	1/8	8.40	5.25	1/18	2.333
51	1/5	1/8	10.20	6.38	1/18	2.833
62	1/5	1/8	12.40	7.75	1/18	3.444
71	1/5	1/8	14.20	8.88	1/18	3.944

Fuente: elaboración propia.

Esta geometría de rebajamientos toma conocimiento a algunos ejemplos de puentes arcos tales como lo reporta Manterola (2015) en su tabla comparativa de puentes de obras de Robert Maillart. En los apéndices se encontrarán las dimensiones geométricas adoptadas en los arcos gemelos rectangulares.

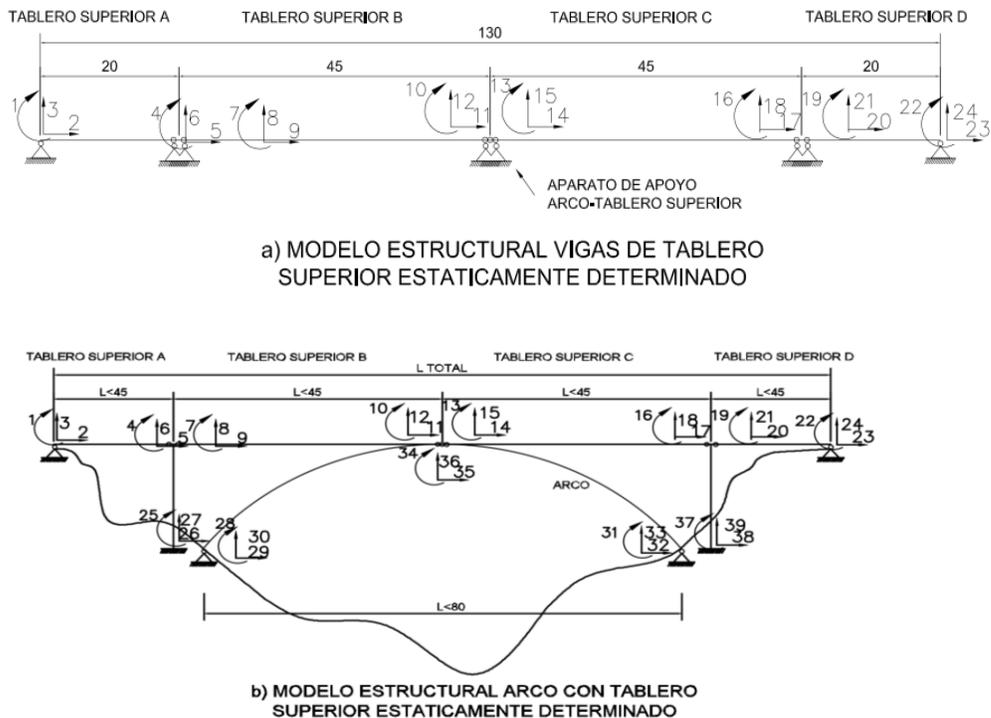
2.7. Modelo para el análisis estructural del tablero superior y subestructura de arco de concreto.

Se utilizan dos claros de tablero superior simplemente apoyados sobre el arco (Figura 68) con claros hasta lo permisible por el concreto preesforzado, por ejemplo 45 metros. La luz de arco es el objeto del estudio, porque el puente en

realidad podrá tener un tablero superior de mucha mayor longitud dada la topografía del terreno para poder salvar la depresión topográfica completa.

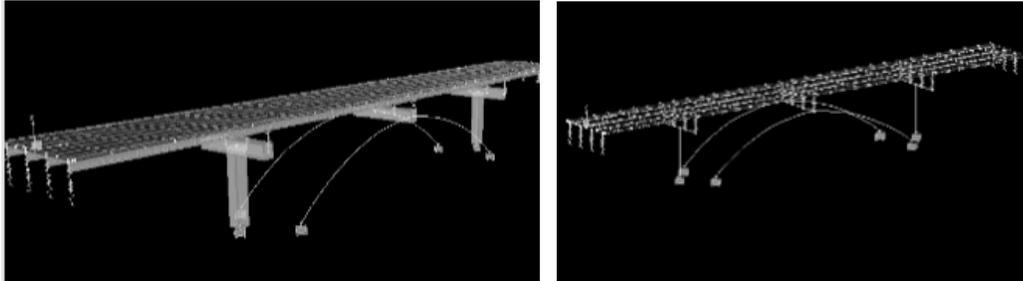
En la figura 68 parte *a* se presenta al modelo de tablero superior estáticamente determinado y se presenta al sistema en general superestructura – subestructura para el caso 3 arco triarticulado como un sistema estáticamente determinado o isostático (parte *b* Figura 68), nótese que existen grados de libertad en el sistema determinado que no transmiten momento y si permiten giros.

Figura 68. **Grados de libertad del tablero superior o superestructura, y subestructura para el arco triarticulado**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Figura 69. **Modelo estructural de elementos finitos asistida por computadora con puentes arco con tablero superior**



Fuente: Elaboración propia, empleando SAP2000.

El cálculo dinámico de puentes arco basado en modelos de cargas móviles se puede abordar mediante métodos de elementos finitos. Estos métodos tienen una aplicabilidad general para cualquier tipo de estructuras, incluyendo si se desea comportamientos de tipo no lineal. Para los casos de estudio se realizaron los modelos espaciales de la estructura en elementos finitos obteniéndose un modelo con un número discreto N de grados de libertad. En todos los casos el problema básico a resolver es el sistema de ecuaciones diferenciales que se realiza por el programa SAP2000 versión 14 creada en el 2010 por la compañía *Computers and Structures, Inc.*,

3. PRESENTACION DE RESULTADOS DEL ESTUDIO DE SIMULACIÓN DEL SISTEMA DE PUENTES ARCO CIRCULAR TRIARTICULADO, BIARTICULADO Y BIEMPOTRADO ASISTIDO POR COMPUTADORA PARA COMPARAR COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

Para el presente estudio de simulación es realizado con el fin de obtener información básica acerca del comportamiento estructural de los puentes con la subestructura de arco circular como principal apoyo de la superestructura, con dos análisis sísmicos: el análisis estático lineal; el segundo, un análisis modal.

En esta investigación se elige que los materiales del concreto presentan un comportamiento elástico en virtud de la eficiencia conocida del concreto reforzado a esfuerzos de compresión a los que está sometido el arco de acuerdo magnitud de los esfuerzos generados en la estructura. También se realiza el análisis comparativo con tres casos de liberación de grados de libertad en los arranques y corona del arco generando los casos empotrados, biarticulados, y triarticulados.

Los análisis dinámicos del puente se llevan a cabo usando el método 3D establecido para puentes en elementos finitos sometido a cargas permanentes y transitorias especificadas en el capítulo 2, sin consideración de la interacción del suelo con la estructura. A continuación, se muestran los resultados en forma de diagramas de momentos, axiales, cortantes y torsiones para el ejemplo arco circular triarticulados con luz de arco $L=71$ m y flecha $f=8.875$ m.

3.1. Resultados del comportamiento estructural de arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas

A continuaciones se presentan los resultados del comportamiento estructural de arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas.

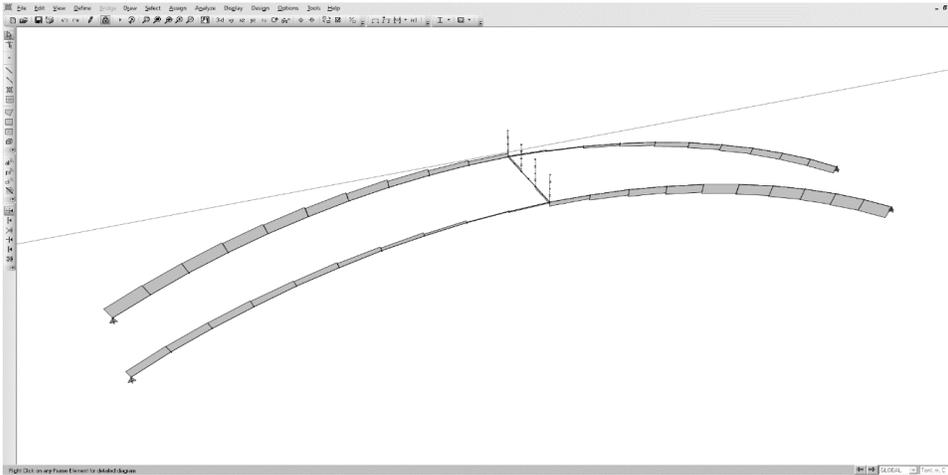
3.1.1. Resultados gráficos de fuerzas internas en arcos circulares triarticulados

A continuación, se mostrarán los diagramas de fuerzas internas tales como fuerza axial, momento flector, cortante y torsión.

3.1.2. Diagrama de fuerzas axiales en arco circular triarticulado L=71 f=8.875 m

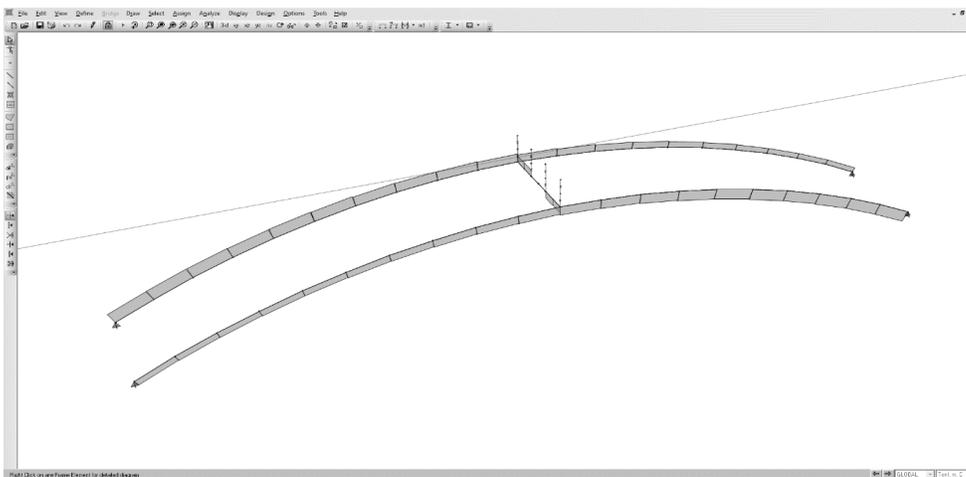
Los diagramas de sollicitación pueden ser definidos como un dibujo geométrico que demuestra de una manera gráfica la Ley de variación del comportamiento de una estructura con fuerzas internas de compresión o tensión. A continuación, se muestran de manera visual la sollicitación dada en cualquier punto a lo largo de un elemento de arco (segmentos de barra) del sistema isostático, los diagramas muestran cómo reacciona internamente los arcos ante la aplicación de cargas externas.

Figura 72. Diagrama de fuerza axial por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 73. Diagrama de fuerza axial por dinámico modal espectral en la dirección transversal Y

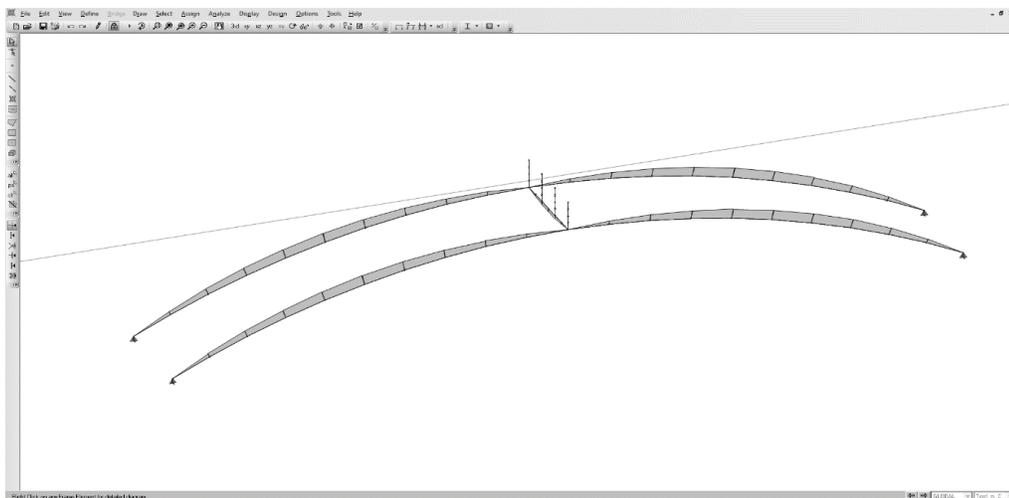


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.3. Diagrama de momentos flectores en arco circular triarticulado $L=71$ $f=8.875$ m

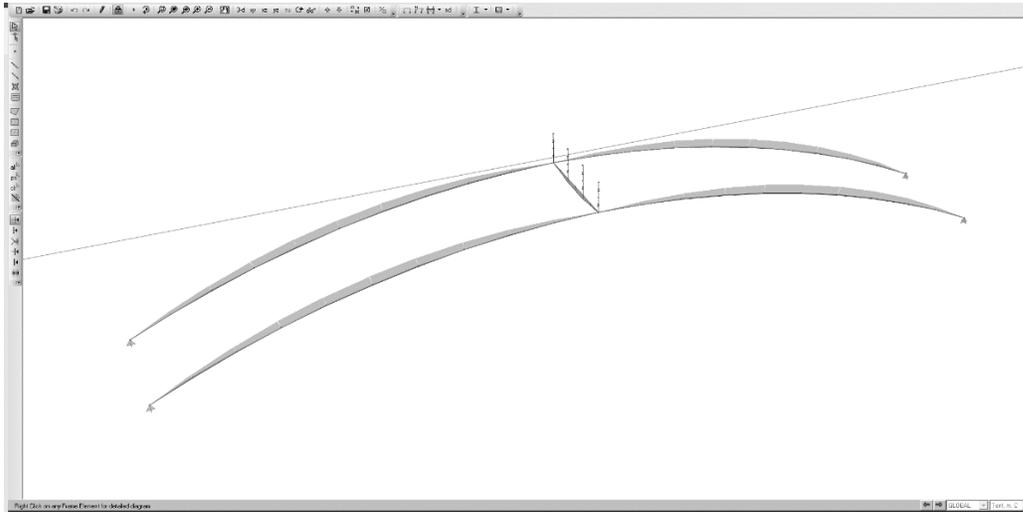
A continuación, se muestra la representación gráfica de la alteración en magnitud del momento flector a lo largo del eje del arco isostático sometido a las cargas externas previamente definidas, con unas condiciones de apoyo articulados en los arranques y en la corona.

Figura 74. Diagrama de momentos por carga muerta



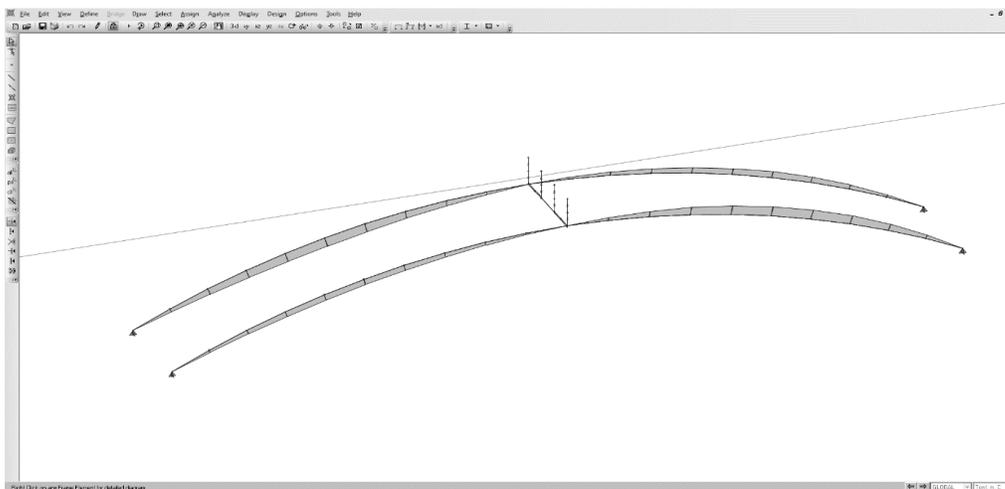
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 75. Diagrama de momentos por carga viva HL-93



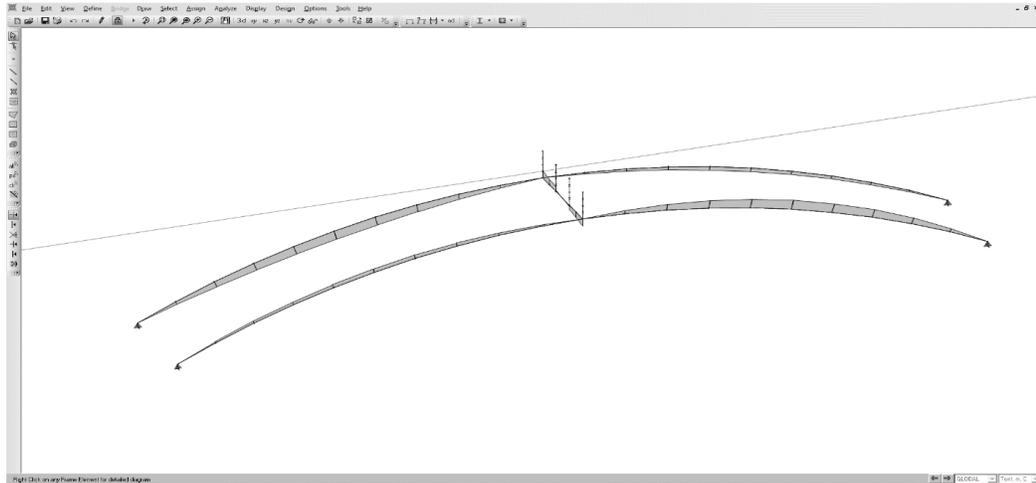
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 76. Diagrama de momentos por carga de sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 77. Diagrama de momentos por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y

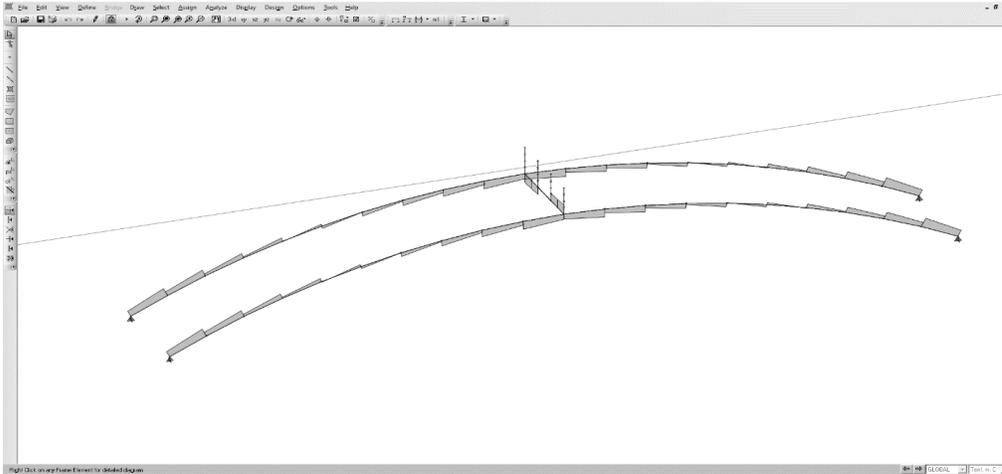


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.4. Diagrama de corte en arco circular triarticulados $L=71$, $f=8.875$ m

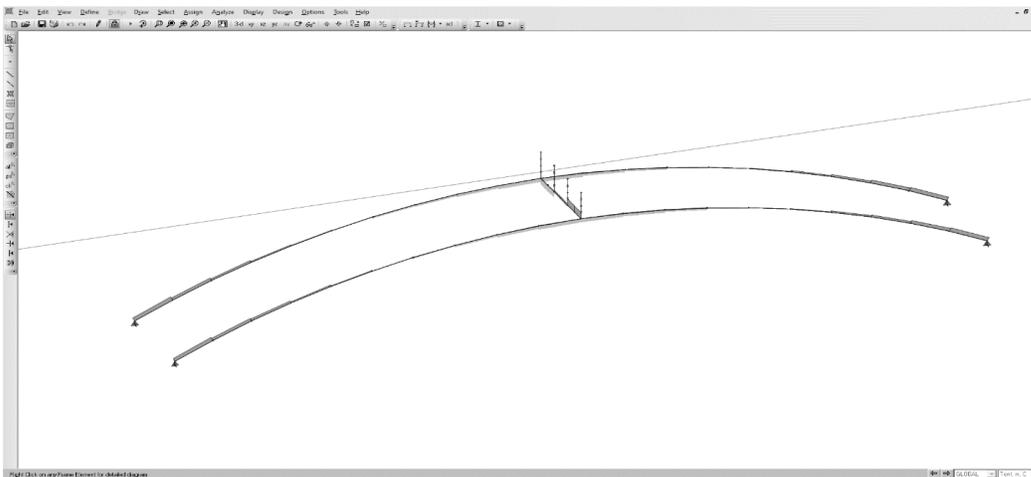
El diagrama de la fuerza cortante es la representación de las variaciones en la magnitud de la fuerza cortante en los arcos, para un determinado conjunto de cargas transversales y condiciones de apoyo articulados en los arranques y en la corona.

Figura 78. Diagrama de corte por carga muerta



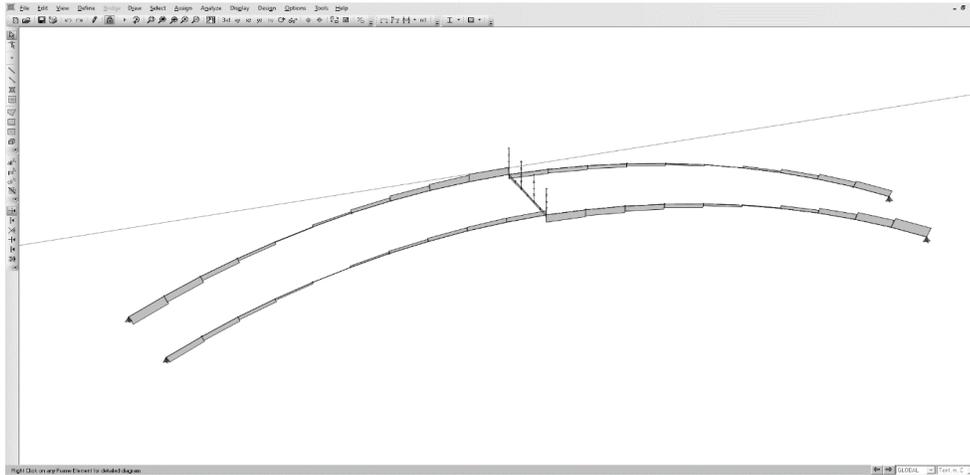
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 79. Diagrama de corte por carga viva HL-93



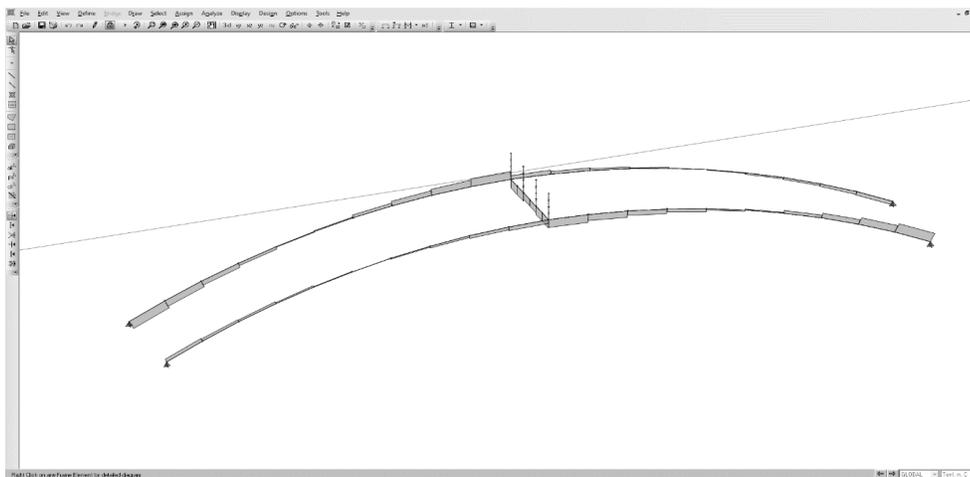
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 80. **Diagrama de corte por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 81. **Diagrama de corte por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y**

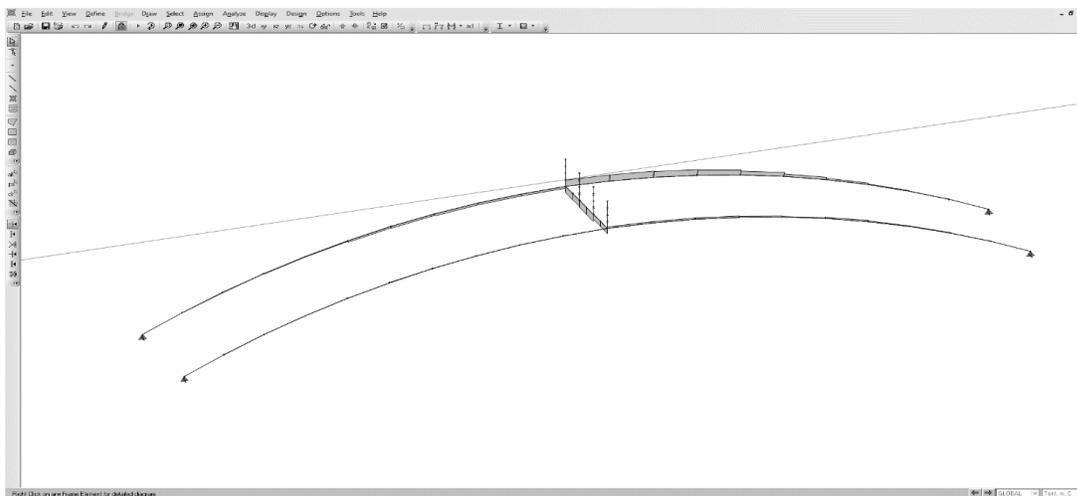


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.5. Diagrama de fuerzas por torsión en arco circular triarticulados $L=71$ $f=8.875$ m

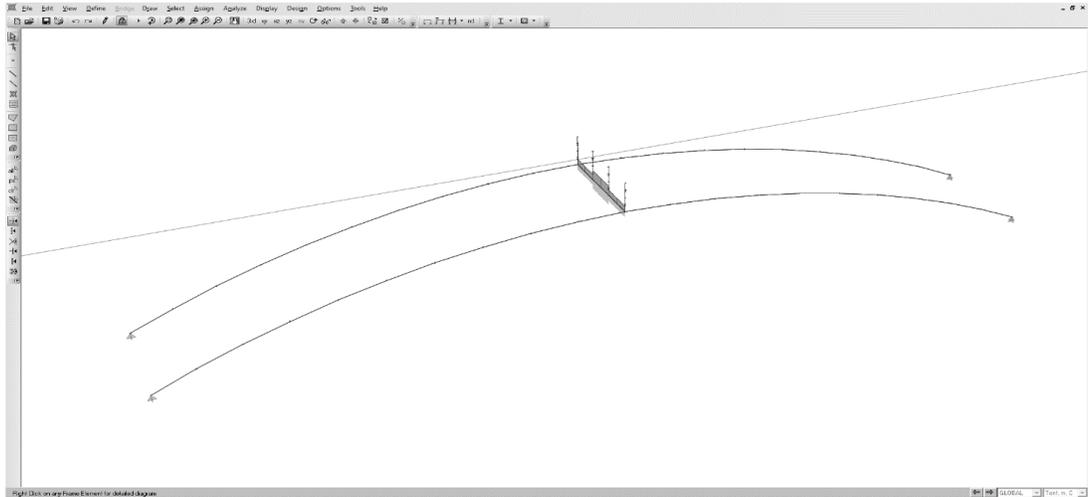
Cuando los arcos de concreto reforzado son solicitados por un momento torsor que provoca una tracción principal alrededor del arco, se forman fisuras diagonales en espiral en las zonas donde el diagrama muestra momentos torsores presentes.

Figura 82. Diagrama de fuerzas por torsión por carga muerta



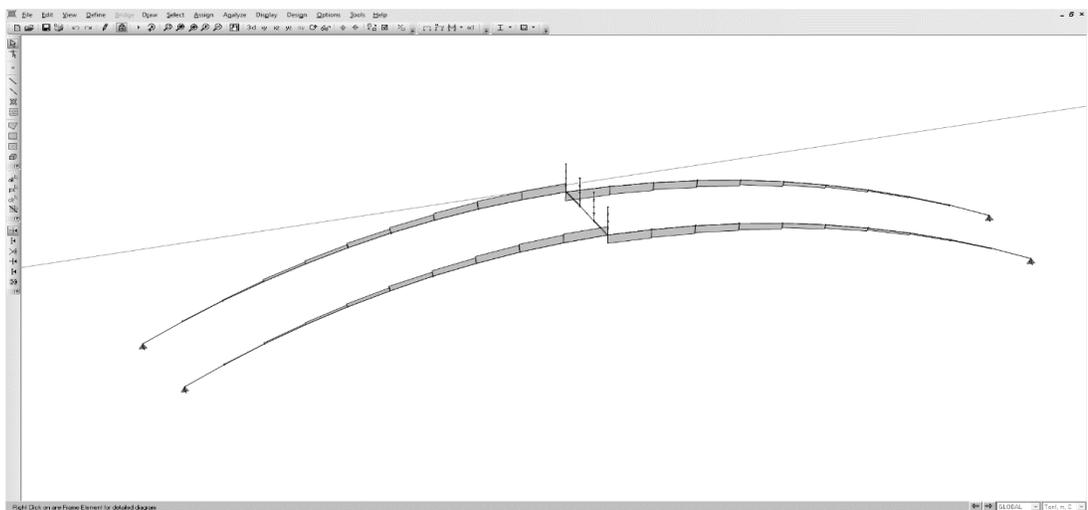
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 83. Diagrama de fuerzas por torsión por carga viva HL-93



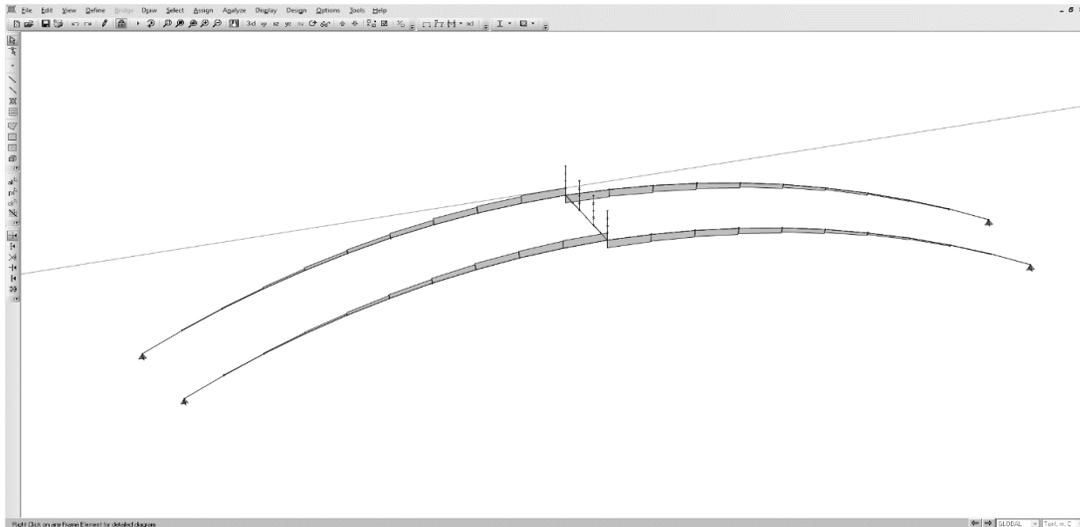
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 84. Diagrama de fuerzas por torsión por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección longitudinal X



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 85. Diagrama de fuerzas por torsión por carga sismo dinámico modal espectral en la dirección transversal Y

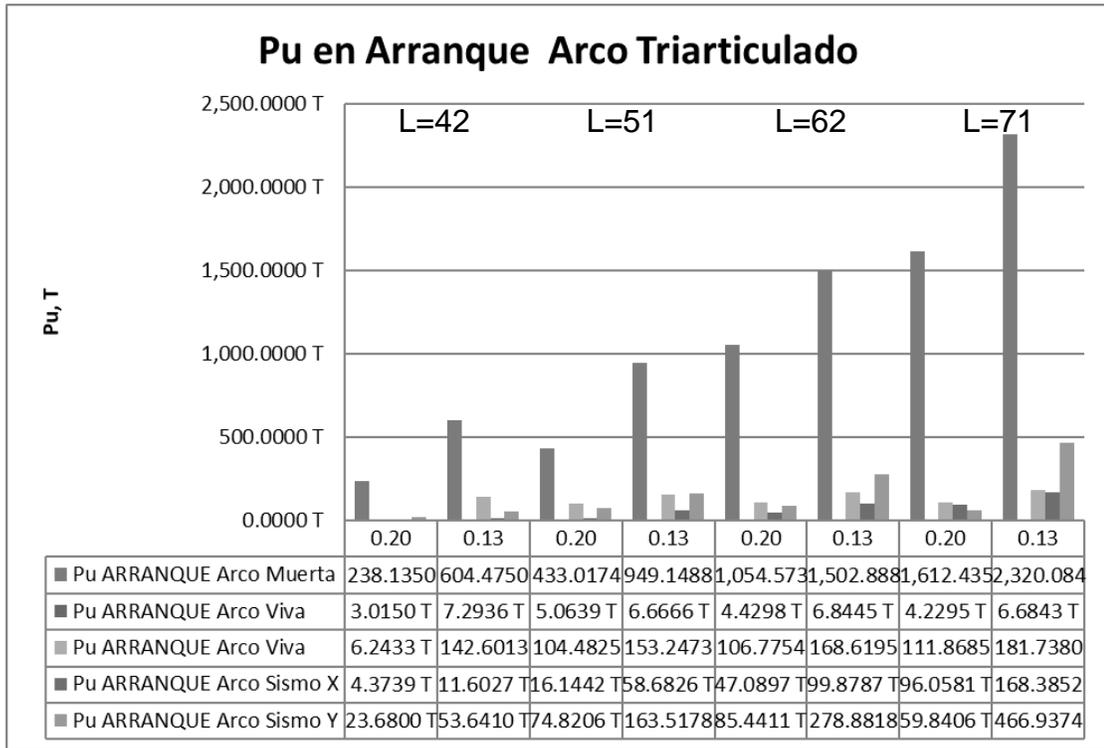


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.6. Fuerzas en el arranque de los arcos circulares triarticulados

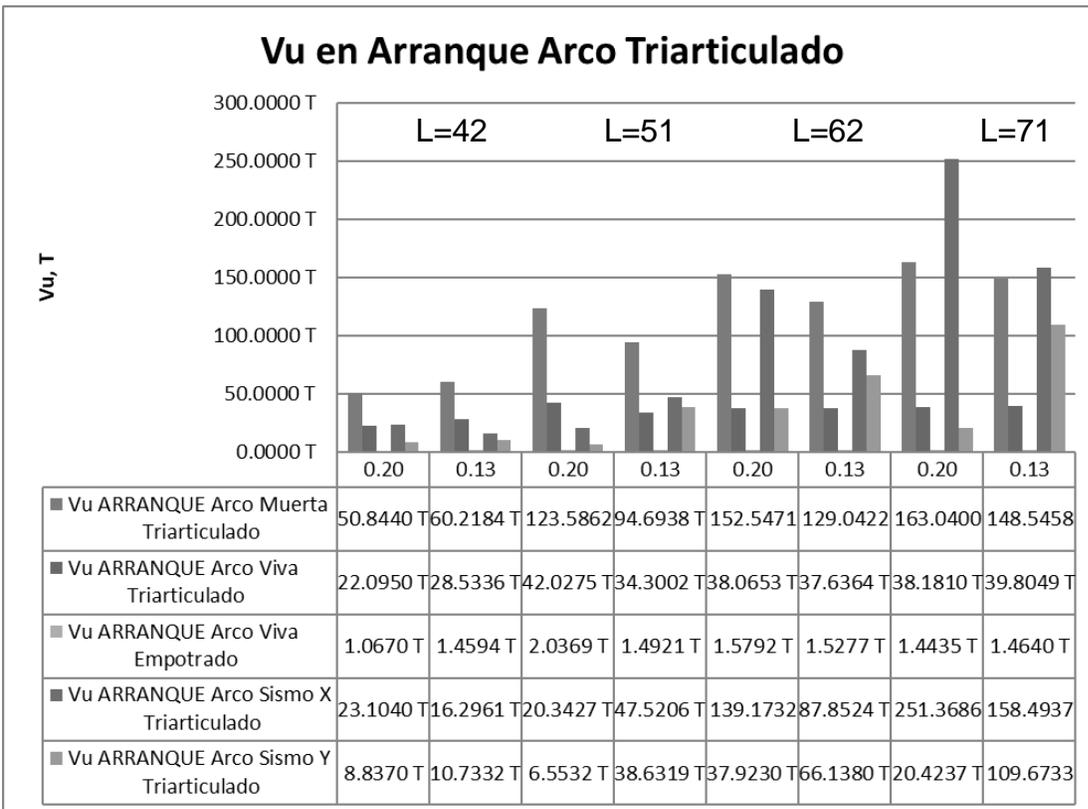
A continuación, se muestra de forma gráfica las magnitudes de las fuerzas obtenidas en los arcos circulares triarticulados para que se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares en puentes con tablero superior.

Figura 86. Presentación de fuerzas axiales para arcos triarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 87. **Presentación de fuerzas cortantes en arranque para arcos triarticulados**

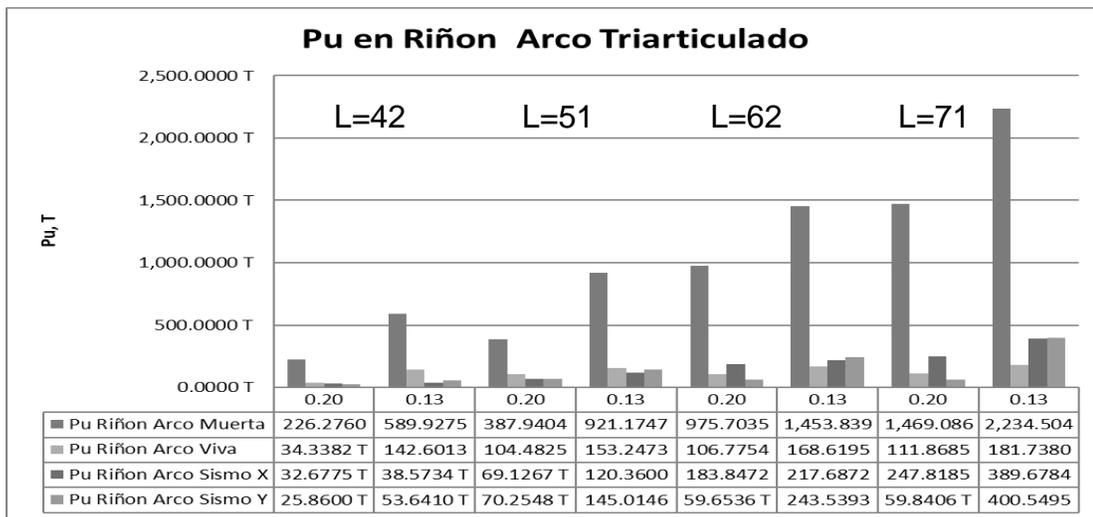


Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.7. **Fuerzas en los riñones de los arcos circulares triarticulados**

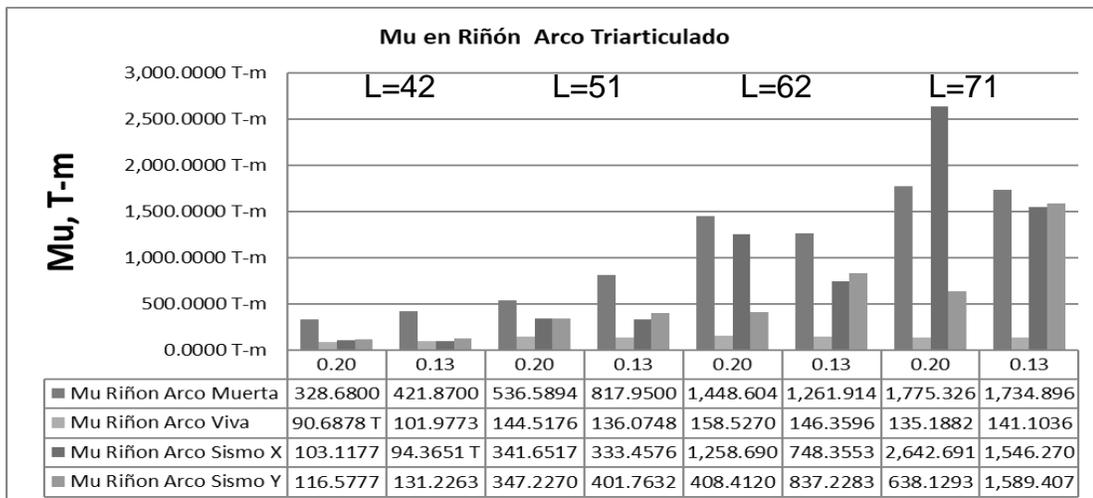
A continuación, se muestra de forma gráfica las magnitudes de las fuerzas obtenidas en las coronas de los arcos circulares triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 88. Presentación de fuerzas axiales en riñón de arcos triarticulados



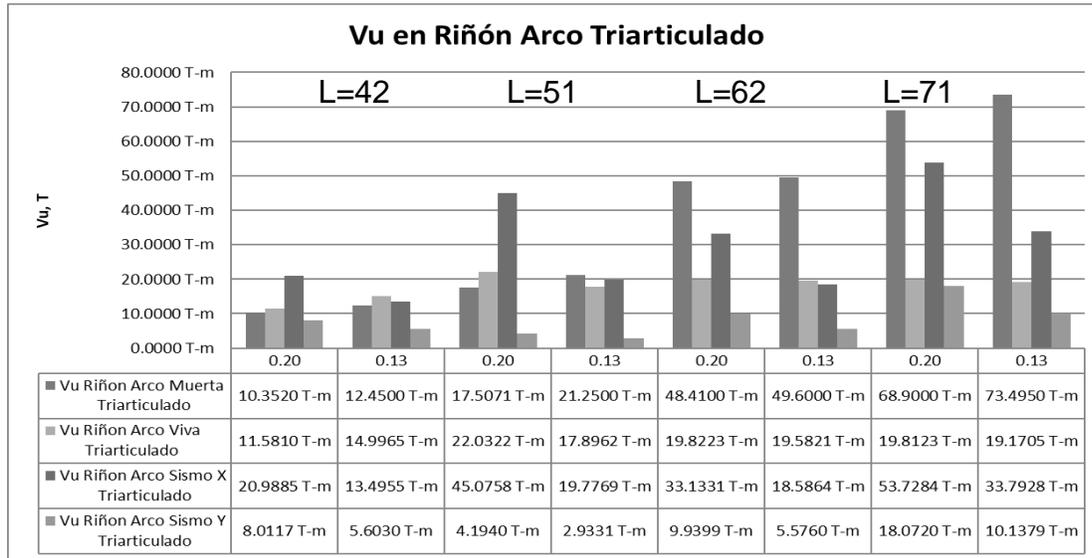
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 89. Presentación de momentos en riñón de arcos triarticulados



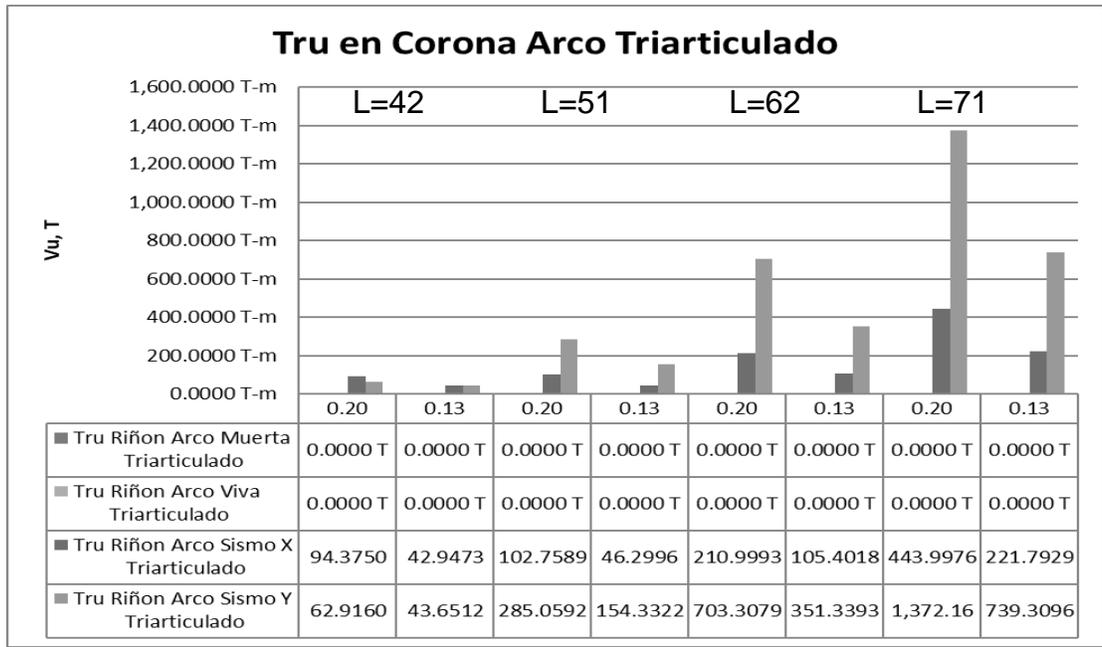
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 90. Presentación de fuerzas cortantes en riñón de arcos triarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 91. Presentación de torsión en riñón de arcos triarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Tabla XX. Promedios de razón entre fuerzas internas en arcos circulares triarticulados para flecha $r=0.20$ entre $r=0.13$

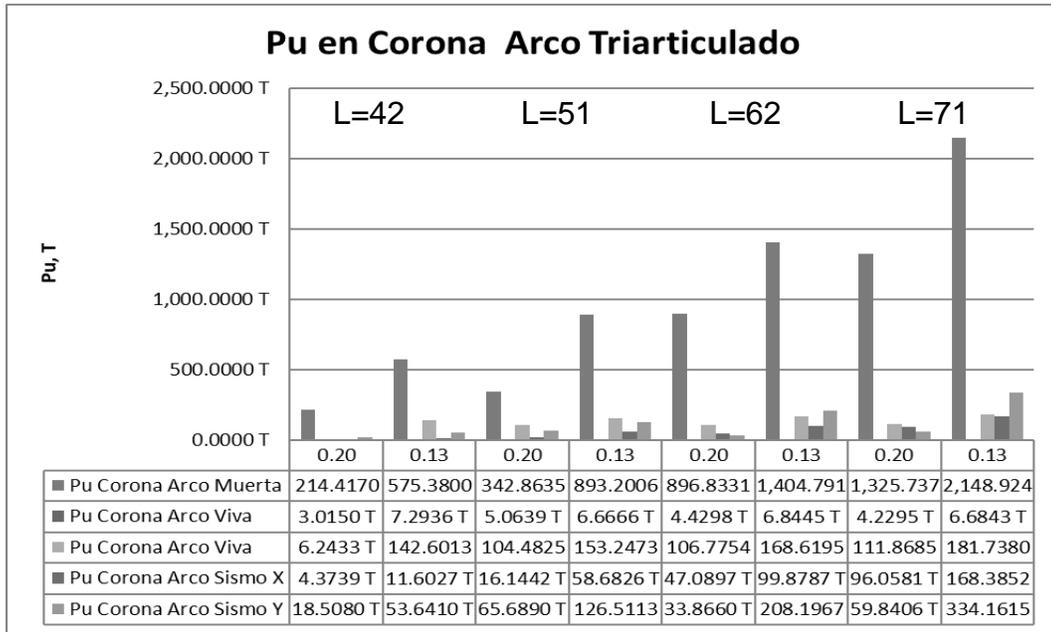
Luz Arco	Razón Pu Muerta Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Viva Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Sismo X Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Sismo Y Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu
42	0.3836	0.5333	0.0231	0.2408	0.5428	0.0413	0.8472	0.7255	0.0199	0.4821	0.3402	0.0288
51	0.4211			0.6818			0.5743			0.4845		
62	0.6711			0.6332			0.8445			0.2449		
71	0.6575			0.6155			0.6360			0.1494		
Luz Arco	Razón Mu Muerta Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Mu	Varianza Muestral Razón Mu	Razón Mu Viva Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Mu	Varianza Muestral Razón Mu	Razón Mu Sismo X Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Mu	Varianza Muestral Razón Mu	Razón Mu Sismo Y Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Mu	Varianza Muestral Razón Mu
42	0.7791	0.9016	0.0503	0.8893	0.9981	0.0083	1.0928	1.3771	0.1361	0.8884	0.6605	0.0634
51	0.6560			1.0620			1.0246			0.8643		
62	1.1479			1.0831			1.6819			0.4878		
71	1.0233			0.9581			1.7091			0.4015		
Luz Arco	Razón Vu Muerta Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu	Razón Vu Viva Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu	Razón Vu Sismo X Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu	Razón Vu Sismo Y Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu
42	0.8315	0.8922	0.0058	0.7722	1.0123	0.0353	1.5552	1.8018	0.1113	1.4299	1.6063	0.0415
51	0.8239			1.2311			2.2792			1.4299		
62	0.9760			1.0123			1.7827			1.7826		
71	0.9375			1.0335			1.5899			1.7826		
Luz Arco	Razón Tru Sismo X Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Tru	Varianza Muestral Razón Tru	Razón Tru Sismo Y Riñon Triarticulado ($r1=0.20/r2=0.13$)	Promedio Razón Tru	Varianza Muestral Razón Tru						
42	2.1975	2.1052	0.0143	1.4413	1.7865	0.0580						
51	2.2194			1.8470								
62	2.0019			2.0018								
71	2.0019			1.8560								

Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.8. Fuerzas en la corona de los arcos circulares triarticulados

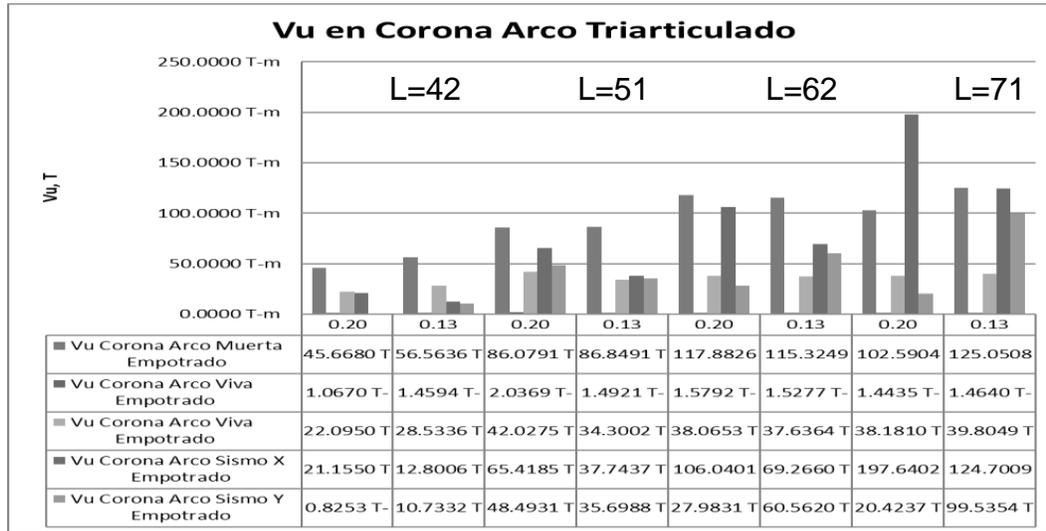
A continuación, se muestra de forma gráfica las magnitudes de las fuerzas obtenidas en las coronas de los arcos circulares triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 92. Presentación de fuerzas axiales en arcos triarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 93. Presentación de fuerzas cortantes Vu para arcos Triarticulados en la Corona



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.9. Resultados gráficos de deformaciones en arcos circulares triarticulados

En el caso de las fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones, se presentan los resultados del escenario más crítico como el interés principal de la presente investigación con arcos circulares sin arriostramiento, es decir los arcos con mayor esbeltez o probabilidad de pandeo, que al momento se desconocen datos de análisis de eficiencia sin arriostramiento lateral para evitar el pandeo lateral, y se presentan los resultados de los arcos circulares triarticulados comparativamente con los arcos empotrados y biarticulados.

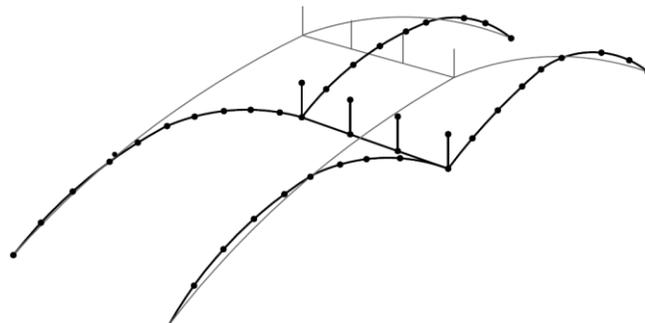
En todos los casos se presentan las cargas sin mayorar, es decir la carga actuante tal cual se obtiene del análisis estructural sin aplicar factores de carga.

Se toma especial interés en los puntos de arranque, riñón y corona, donde interesa conocer estas variables.

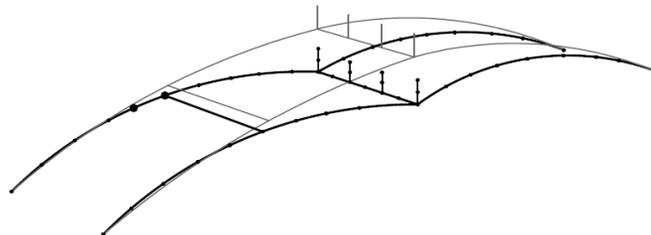
Como ya se ha mencionado en los fundamentos, el segundo problema del estudio de arcos es la determinación de las deformaciones, tanto de flechas como derivas laterales sísmicas, así como de las deformaciones secundarias.

Figura 94. **Deformada por carga muerta y viva en arco circular triarticulado $L=42$ m $f=5.25$**

ARCO SIN ARRIOSTRAMIENTO



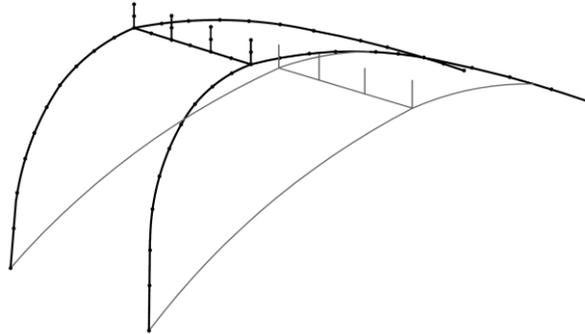
ARCO ARRIOSTRADO $L=1/4$



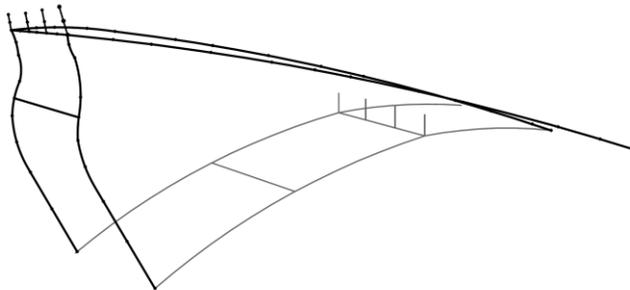
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 95. Deformada por carga sísmica e la dirección transversal Y en arco circular triarticulado $L=42\text{ m}$ $f=5.25$

ARCO SIN ARRIOSTRAMIENTO



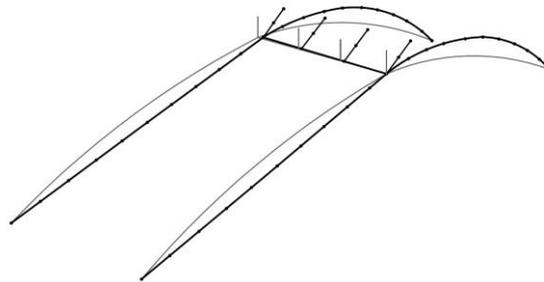
ARCO ARRIOSTRADO $L= 1/4$



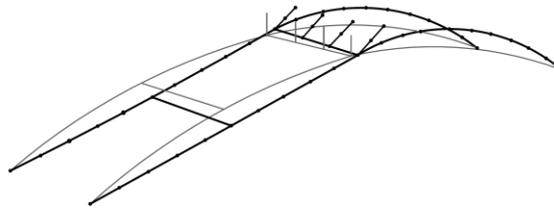
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 96. **Deformada por carga sísmica en la dirección longitudinal X en arco circular triarticulado L=42 m f=5.25**

ARCO SIN ARRIOSTRAMIENTO



ARCO ARRIOSTRADO L= 1/4



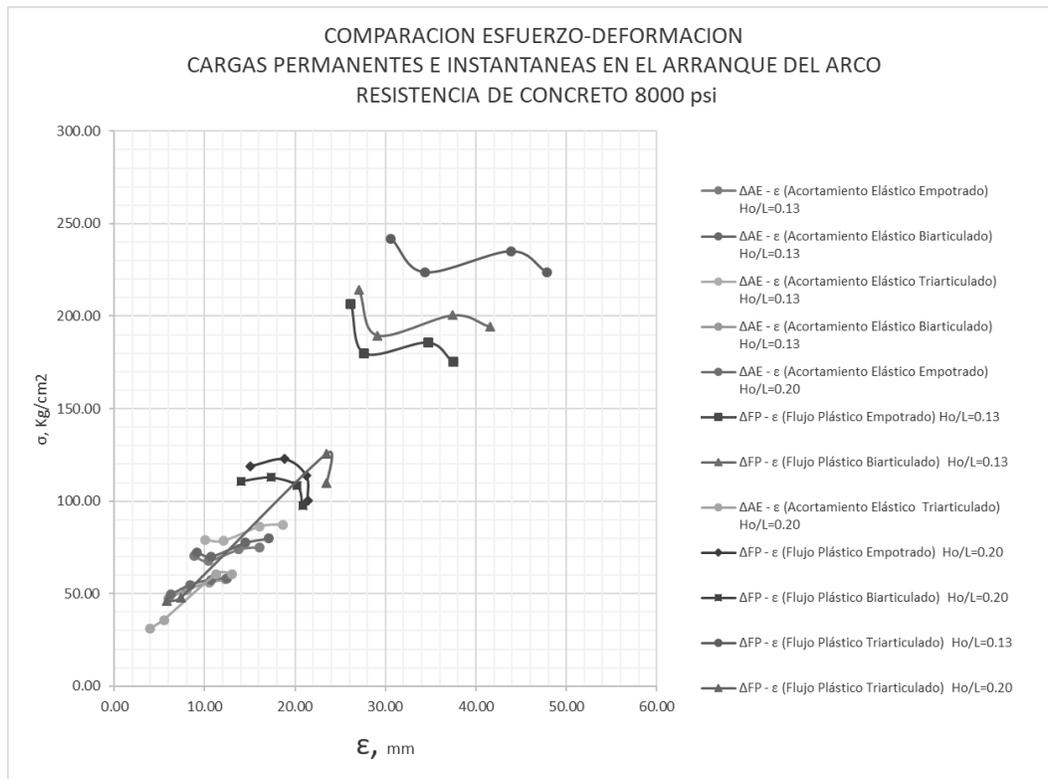
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.1.10. **Resultados de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arcos circulares triarticulados**

Las fuerzas consideradas como cargas permanentes son la carga muerta proveniente de la superestructura, la carga muerta por la subestructura, que a su vez generan deformaciones elásticas, las cuales como se vio en el capítulo 2 y 3, los arcos están sometidos principalmente a fuerzas axiales con cierta excentricidad generada por momentos flectores, pero adicionalmente se tienen los esfuerzos y deformaciones secundarias ocasionadas por flujo plástico y

retracción o contracción del concreto que son instantáneas y que por ser irreversibles se consideran permanentes. En las siguientes gráficas se observa de forma comparativa el comportamiento de los esfuerzos permanentes e instantáneos y sus deformaciones evaluadas en el punto más crítico en el arranque de los arcos donde se acumulan el total de estos esfuerzos y deformaciones, separando los estratos de acuerdo a la relación $r=0.13$ y $r=0.20$.

Figura 97. **Esfuerzo deformación en arcos empotrados, biarticulados y triarticulados**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Los anteriores esfuerzos se pueden comparar con el porcentaje que representan respecto al total de las esfuerzos permanentes e instantáneos para

comprender su impacto en las deformaciones de los arcos, y poder tomar las consideraciones en la etapa constructiva y en la selección de elementos y materiales constructivos.

3.1.11. Resultados de esfuerzos límites de resistencia en arcos circulares triarticulados

Tomando en cuenta que los arcos transforman la mayor parte de las cargas en fuerza de compresión principalmente, entonces la combinación de esfuerzos provocadas por cargas instantáneas, permanentes y accidentales se debe comparar con los esfuerzos permisibles en los límites más críticos de resistencia IV, evento extremo I o límites de servicio III. Por ello se selecciona el análisis de esfuerzos en estado límite extremo para evaluar los esfuerzos con las siguientes consideraciones:

Una vez definido los estados límites que se presentan y analizan, se obtienen los esfuerzos de tensión y compresión para elementos sometidos a grandes cargas axiales de acuerdo con la especificación de la AASHTO (2017) en su sección 5.9.2.3.1, considerando que la compresión sea menor a $0.65 \cdot f_c$ y el esfuerzo de tensión no mayor a $1.6 \cdot \sqrt{f_c}$ obteniendo los datos que se muestran a continuación:

Donde, los esfuerzos provocados por fuerzas permanentes y accidentales sobre la estructura son:

- σ Permanentes son los esfuerzos totales generados por fuerza axiales, momentos flectores causadas por carga muerta y también los esfuerzos secundarios por contracción de concreto, acortamiento elástico y flujo plástico en la corona del arco.

- σ_s Corona Carga Viva son los esfuerzos causados por fuerzas axiales y momentos flectores causados por carga viva en la fibra superior del arco.
- f_i Corona Carga Viva son los esfuerzos causados por fuerzas axiales y momentos flectores causados por carga viva en la fibra inferior del arco.
- σ_s Corona Carga Sismo X son los esfuerzos causados por fuerzas axiales y momentos flectores causados por carga sísmica en la fibra superior del arco.
- f_i Corona Sismo X son los esfuerzos causados por fuerzas axiales y momentos flectores causados por carga sísmica en la fibra inferior del arco.

Para los esfuerzos permisibles de acuerdo con la normativa AASHTO (2017) en la tabla siguiente se describe como:

- f Compresión es igual a $0.65 \cdot (f'c)$
- f Tensión (+) es igual a $1.6 \cdot \sqrt{f'c}$
- f_s (-) es igual a la sumatoria de los esfuerzos permanentes, carga sísmica y carga viva generada por una de las combinaciones de carga más críticas para este elemento de arcos, sobre la fibra inferior del arco.
- f_i (+) es igual a la sumatoria de los esfuerzos permanentes, carga sísmica y carga viva generada por una de las combinaciones de carga más críticas para este elemento de arcos, sobre la fibra inferior del arco.

Tabla XXI. **Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos triarticulados**

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En la Corona	os Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	os Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
3) Arco triararticulado	42	0.20	-178.82	-2.71	-2.71	-0.19	-0.19	-365.60	37.95	-181.73	-181.73
		0.13	-320.26	-6.20	-6.20	-0.50	-0.50	-365.60	37.95	-326.96	-326.96
	51	0.20	-179.70	-2.87	-2.87	-0.44	-0.44	-365.60	37.95	-183.01	-183.01
		0.13	-315.95	-4.21	-4.21	-1.61	-1.61	-365.60	37.95	-321.77	-321.77
	62	0.20	-248.76	-2.03	-2.03	-0.90	-0.90	-365.60	37.95	-251.69	-251.69
		0.13	-335.95	-3.21	-3.21	-1.90	-1.90	-365.60	37.95	-341.06	-341.06
	71	0.20	-244.15	-1.40	-1.40	-1.20	-1.20	-365.60	37.95	-246.75	-246.75
		0.13	-336.88	-2.27	-2.27	-2.10	-2.10	-365.60	37.95	-341.26	-341.26

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXII. **Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos triarticulados**

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En el Arranque	os Arranque Carga Viva	fi Arranque Carga Viva	os Arranque Carga Sismo X	fi Arranque Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
3) Arco triararticulado	42	0.20	-172.28	-0.27	-0.27	-0.19	-0.19	-365.60	37.95	-172.75	-172.75
		0.13	-416.16	-6.20	-6.20	-0.50	-0.50	-365.60	37.95	-422.87	-422.87
	51	0.20	-178.71	-2.87	-2.87	-0.44	-0.44	-365.60	37.95	-182.03	-182.03
		0.13	-397.19	-4.21	-4.21	-1.61	-1.61	-365.60	37.95	-403.01	-403.01
	62	0.20	-281.17	-2.03	-2.03	-0.90	-0.90	-365.60	37.95	-284.10	-284.10
		0.13	-416.18	-3.21	-3.21	-1.90	-1.90	-365.60	37.95	-421.29	-421.29
	71	0.20	-265.43	-1.40	-1.40	-1.20	-1.20	-365.60	37.95	-268.03	-268.03
		0.13	-406.00	-2.27	-2.27	-2.10	-2.10	-365.60	37.95	-410.38	-410.38

Fuente: elaboración propia.

Del diagrama de momentos se pueden obtener información de los arcos triarticulados, por ejemplo, en el riñón cuenta con una gran excentricidad debido a que se encuentran los mayores momentos flectores a $L/4$, por lo tanto,

obtendremos los mayores esfuerzos combinados para los arcos triarticulados en esa ubicación.

Tabla XXIII. Esfuerzos aplicados y permisibles en el riñón de arcos triarticulados

Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En la Riñón	σ s Riñón Carga Viva	f _i Riñón Carga Viva	σ s Riñón Carga Sismo X	f _i Riñón Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	f _s (-) kg/cm ²	f _i (+) kg/cm ²
3) Arco triararticulado	42	0.20	-184.06	-1.49	-1.49	-1.42	-1.42	-365.60	37.95	-186.97	-186.97
		0.13	-326.54	-6.20	-6.20	-1.68	-1.68	-365.60	37.95	-334.42	-334.42
	51	0.20	-191.45	-2.87	-2.87	-1.90	-1.90	-365.60	37.95	-196.21	-196.21
		0.13	-323.46	-4.21	-4.21	-3.31	-3.31	-365.60	37.95	-330.98	-330.98
	62	0.20	-262.88	-2.03	-2.03	-3.50	-3.50	-365.60	37.95	-268.42	-268.42
		0.13	-344.96	-3.21	-3.21	-4.15	-4.15	-365.60	37.95	-352.31	-352.31
	71	0.20	-260.89	-1.40	-1.40	-3.10	-3.10	-365.60	37.95	-265.39	-265.39
		0.13	-347.11	-2.27	-2.27	-4.87	-4.87	-365.60	37.95	-354.25	-354.25

Fuente: elaboración propia.

3.2. Resultados del comportamiento estructural de los arcos circulares triarticulados con criterios de diseño sísmico, y comparativo con arcos empotrados y biarticulados

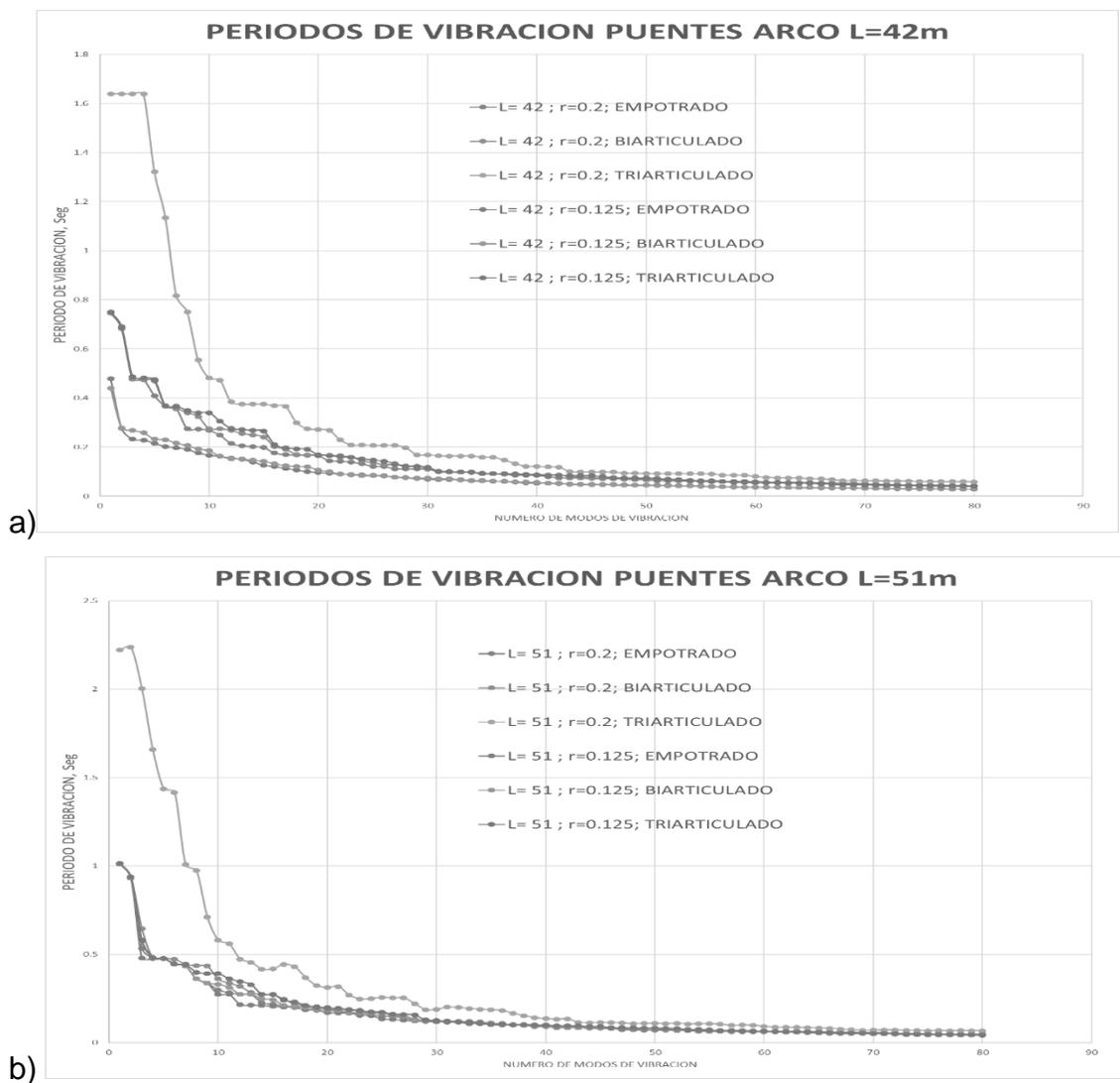
Los resultados del diseño sísmico para los arcos en esta investigación son obtenidos del análisis multi modal, como los periodos de vibración, derivas sísmicas, entre los más relevantes presentados a continuación.

3.2.1. Períodos de vibración de puentes arco circular triarticulado en el escenario crítico de pandeo

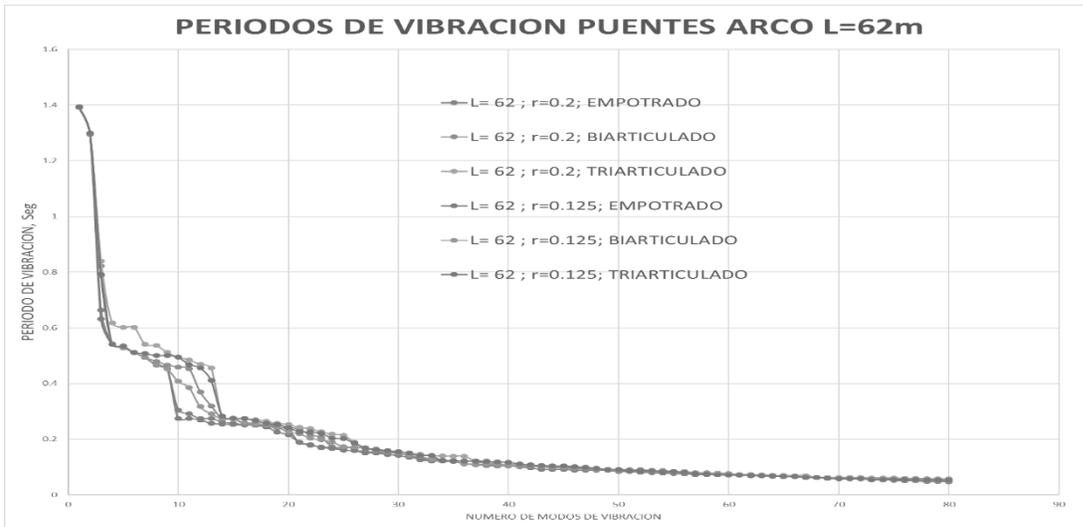
Se muestran los períodos de vibración obtenido en el escenario, de dos arcos gemelos sin arriostramiento lateral y se trabajan las formas modales de los 24 modelos de puentes, para arcos esbeltos sin arriostramiento intermedio son

presentadas en las gráficas siguientes empleando el análisis modal con caso tipo vectores Eigen, en las abscisas se colocaron el número de modos de vibración y en las ordenadas representa el período de vibración.

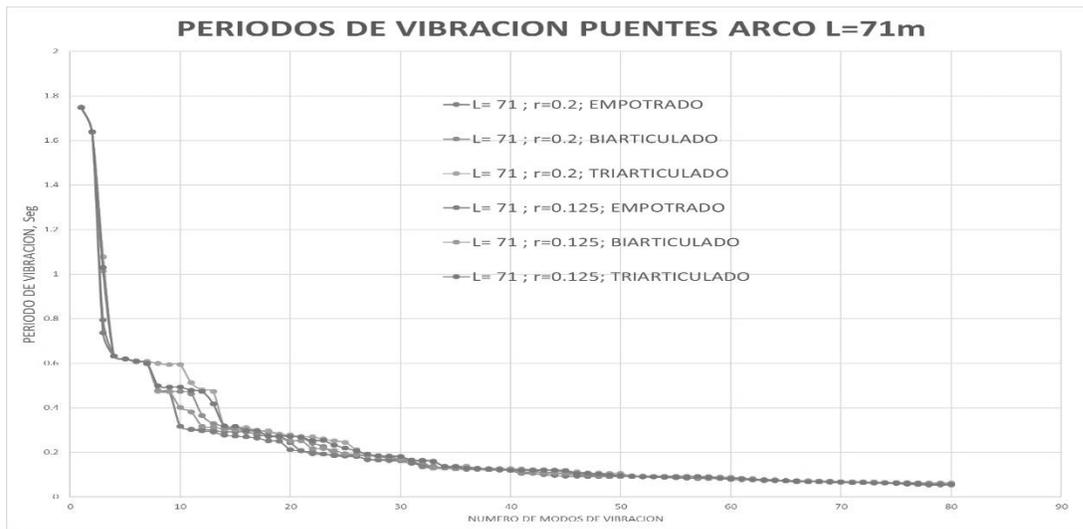
Figura 98. **Gráficas de variación de períodos de vibración arcos no arriostrados**



Continuación figura 98.



c)



d)

Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

La razón o cociente de los períodos de alguna forma muestra la relación que existe en el período de vibración al liberar el grado de libertad de giro en los arranques y en la corona simultáneamente mediante la relación ω Empotrado / ω Triarticulado con los siguientes resultados:

Tabla XXIV.

Relación de periodos de vibración

$\omega_{Empotrado}/\omega_{Triarticulado}$ para $r=0.20$

	$\omega_{Empotrado}$	$\omega_{Biarticulado}$		$\omega_{Empotrado}$	$\omega_{Biarticulado}$
Valor estadístico	$/\omega_{Triarticulado}$	$/\omega_{Triarticulado}$	Valor estadístico	$/\omega_{Triarticulado}$	$/\omega_{Triarticulado}$
	L= 42 ; r=0.2	L= 42 ; r=0.2;		L= 51 ; r=0.2;	L= 51 ; r=0.2;
Promedio r=0.20	0.631	0.663	Promedio r=0.20	0.899	0.950
VARIANZA r=0.20	0.015	0.014	VARIANZA r=0.20	0.031	0.029

	$\omega_{Empotrado}$	$\omega_{Biarticulado}$		$\omega_{Empotrado}$	$\omega_{Biarticulado}$
Valor estadístico	$/\omega_{Triarticulado}$	$/\omega_{Triarticulado}$	Valor estadístico	$/\omega_{Triarticulado}$	$/\omega_{Triarticulado}$
	L= 62 ; r=0.2;	L= 62 ; r=0.2;		L= 71 ; r=0.2;	L= 71 ; r=0.2;
Promedio r=0.20	0.903	0.953	Promedio r=0.20	0.906	0.955
VARIANZA r=0.20	0.009	0.003	VARIANZA r=0.20	0.010	0.005

Fuente: elaboración propia.

La razón o cociente de los períodos de vibración mediante la relación $\omega_{Biarticulado} / \omega_{Triarticulado}$ muestra los siguientes resultados:

Tabla XXV.

**Relación de períodos de vibración
 $\omega_{\text{Biarticulado}}/\omega_{\text{Triarticulado}}$ para $r=0.13$**

Valor estadístico	$\omega_{\text{Empotrado}}$	$\omega_{\text{Biarticulado}}$	Valor estadístico	$\omega_{\text{Empotrado}}$	$\omega_{\text{Biarticulado}}$
	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$		$/\omega_{\text{Triarticulado}}$	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$
	L= 42 ; r=0.13	L= 42 ; r=0.13;		L= 51 ; r=0.13;	L= 51 ; r=0.13;
Promedio r=0.13	0.617	0.629	Promedio r=0.13	0.915	0.961
VARIANZA r=0.13	0.006	0.004	VARIANZA r=0.13	0.007	0.002

Valor estadístico	$\omega_{\text{Empotrado}}$	$\omega_{\text{Biarticulado}}$	Valor estadístico	$\omega_{\text{Empotrado}}$	$\omega_{\text{Biarticulado}}$
	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$		$/\omega_{\text{Triarticulado}}$	$/\omega_{\text{Triarticulado}}$
	L= 62 ; r=0.13;	L= 62 ; r=0.13;		L= 71 ; r=0.13;	L= 71 ; r=0.13;
Promedio r=0.13	0.909	0.957	Promedio r=0.13	0.908	0.957
VARIANZA r=0.13	0.009	0.003	VARIANZA r=0.13	0.008	0.004

Fuente: elaboración propia.

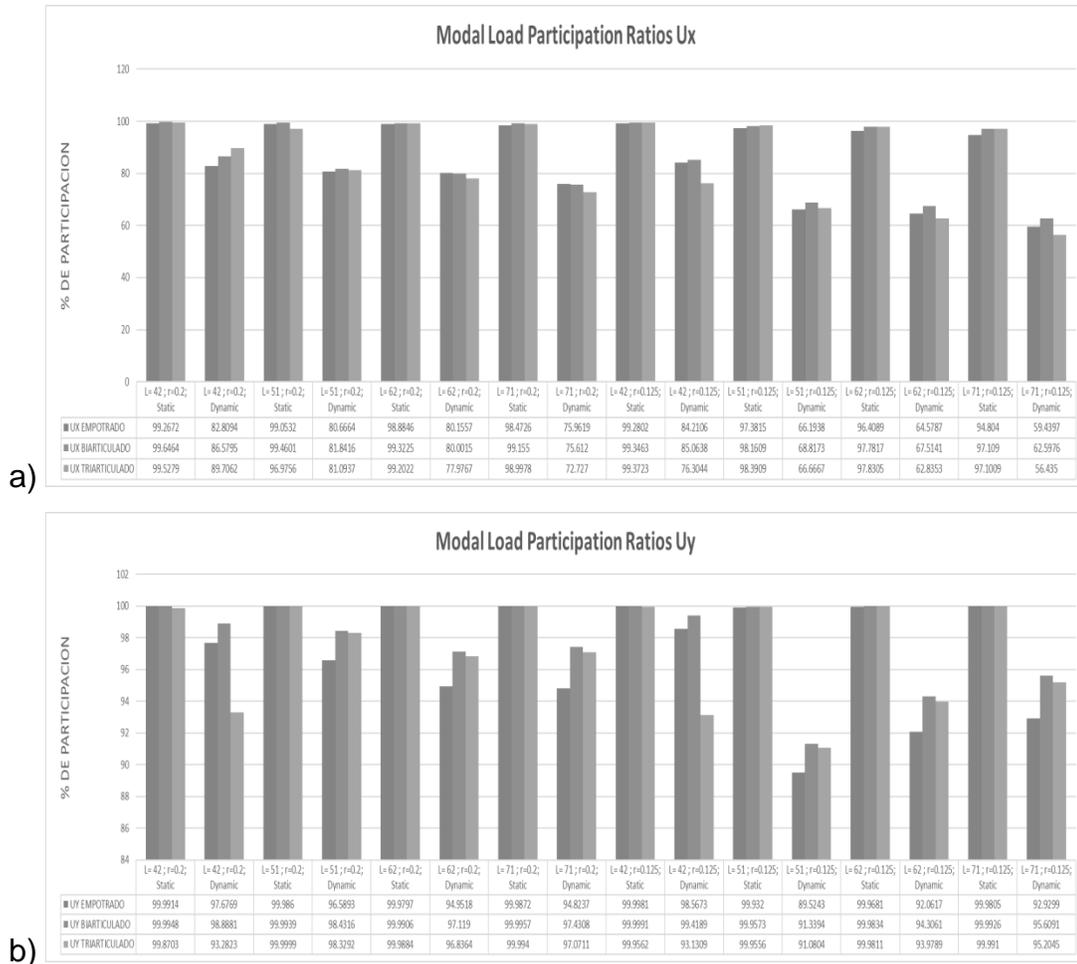
También es necesario mostrar la significancia de los modos predominantes del resto de modos de vibración, las cuales se podrán apreciar de forma gráfica los modos predominantes en los arcos triarticulados que se encontrarán en los apéndices.

3.2.2. Participación modal de puentes arco circular triarticulado en el escenario más crítico de pandeo

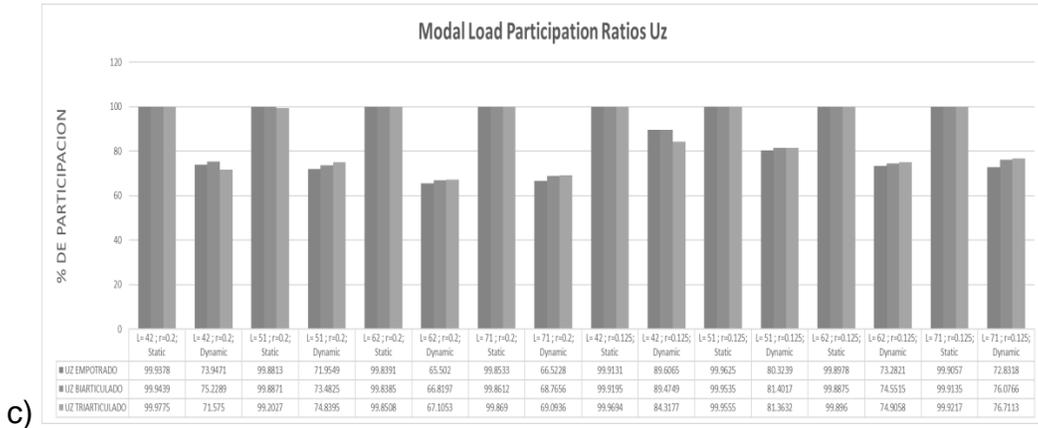
Se muestra en las siguientes gráficas la participación modal de puentes arco circular triarticulado en el escenario más crítico de pandeo como lo son arcos

gemelos sin arriostamiento lateral, datos obtenidos por medio de análisis modal de los Eigen Vectores.

Figura 99. Gráficas de participación modal obtenida para n=80 modos



Continuación figura 99.



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Tabla XXVI. Participación modal obtenida para n=80 modos en arcos con r=0.20

r=Ho/L	Componente de carga sismica	Promedio "Modal Load Participation Ratios" Sismo Estático	Varianza "Modal Load Participation Ratios" Sismo Estático	Promedio "Modal Load Participation Ratios" Sismo Dinámico	Varianza "Modal Load Participation Ratios" Sismo Dinámico
r=0.20	UX EMPOTRADO	98.92	0.1132	79.90	8.2087
	UX BIARTICULADO	99.40	0.0434	81.01	20.6221
	UX TRIARTICULADO	98.68	1.3325	80.38	50.6105
r=0.20	UY EMPOTRADO	99.99	0.0000	96.01	1.8804
	UY BIARTICULADO	99.99	0.0000	97.97	0.6903
	UY TRIARTICULADO	99.96	0.0039	96.38	4.6937
r=0.20	UZ EMPOTRADO	99.88	0.0019	69.48	16.8832
	UZ BIARTICULADO	99.88	0.0021	71.07	15.4973
	UZ TRIARTICULADO	99.73	0.1244	70.65	11.1316

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. Participación modal obtenida para n=80 modos en arcos con
r=0.13

r=Ho/L	Componente de carga sísmica	Promedio "Modal Load Participation Ratios" Sismo Estático	Varianza "Modal Load Participation Ratios" Sismo Estático	Promedio "Modal Load Participation Ratios" Sismo Dinámico	Varianza "Modal Load Participation Ratios" Sismo Dinámico
r=0.13	UX EMPOTRADO	96.97	3.5042	68.61	116.5208
	UX BIARTICULADO	98.10	0.8801	71.00	95.1022
	UX TRIARTICULADO	98.17	0.9175	65.56	69.1188
r=0.13	UY EMPOTRADO	99.97	0.0008	93.27	14.5558
	UY BIARTICULADO	99.98	0.0003	95.17	11.2219
	UY TRIARTICULADO	99.97	0.0003	93.35	3.0113
r=0.13	UY EMPOTRADO	99.92	0.0009	79.01	61.6637
	UY BIARTICULADO	99.92	0.0007	80.38	45.4172
	UY TRIARTICULADO	99.94	0.0011	79.32	18.4807

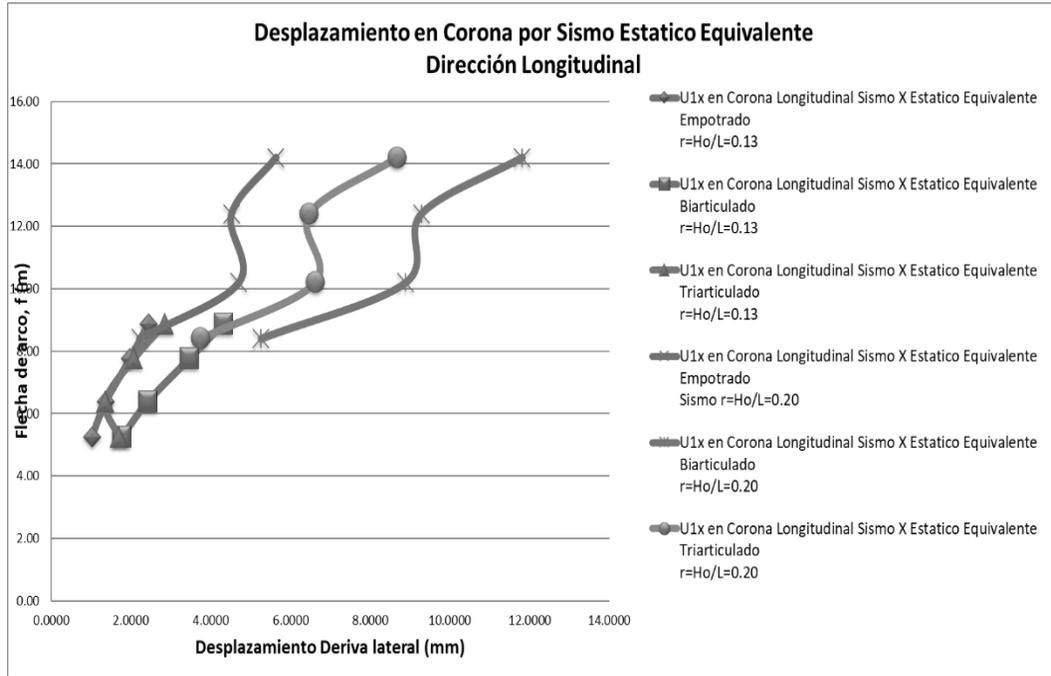
Fuente: elaboración propia.

3.2.3. Derivas sísmicas en arcos circulares triarticulados

Se presentan desplazamientos debidos a sismo estático equivalente para evaluar la respuesta estructural del sistema considerando la deformación en corona.

En la dirección longitudinal (Ux) se obtuvieron los siguientes resultados de desplazamientos en la corona debidas a sismo estático equivalente:

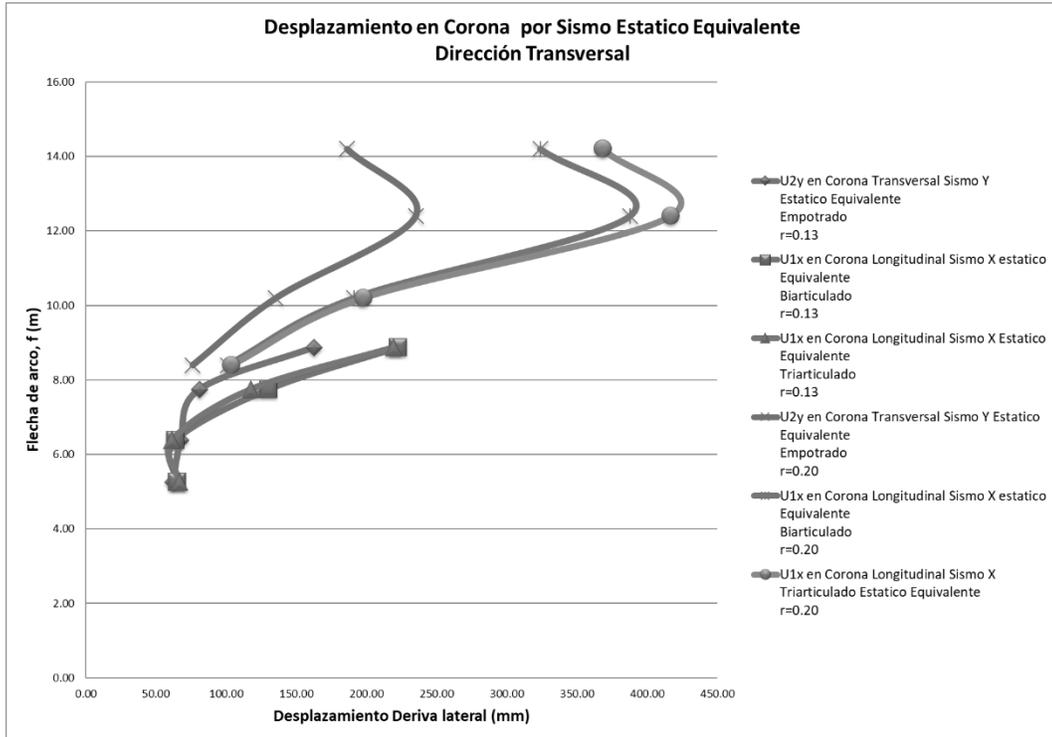
Figura 100. Deriva lateral en la dirección longitudinal U_x en corona del arco originada por sismo estático equivalente



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

En la dirección transversal (U_y) desplazamientos en la corona por sismo estático equivalente se obtuvieron los siguientes resultados:

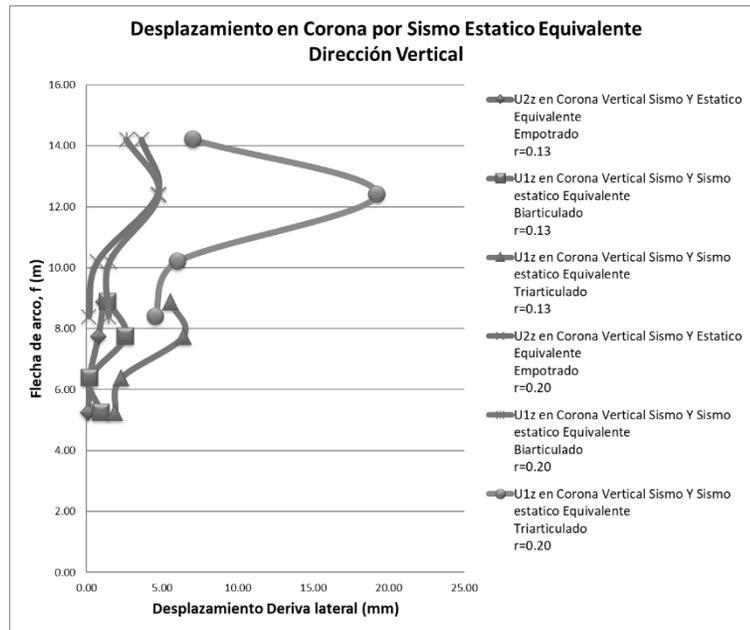
Figura 101. **Deriva lateral en la dirección vertical Uy en corona del arco originada por sismo estático equivalente**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

En la dirección vertical (Uz) se obtuvieron los siguientes resultados de desplazamientos en la corona debidas a sismo estático equivalente:

Figura 102. **Deriva lateral en la dirección transversal U_z en corona del arco originada por sismo estático equivalente**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

La relación de índices comparativos entre las derivas sísmicas longitudinales, transversales y verticales en relación con los arcos triarticulados comparativamente con los arcos empotrados y biarticulados son los siguientes.

Tabla XXVIII. Razones de derivas sísmicas longitudinales U_x para arcos triarticulados, biarticulados y empotrados

GEOMETRIA DE ARCO			RAZON DE DERIVAS SISMICAS U_x POR SISMO ESTATICO		
Luz Arco	H_o	L/H_o	Razón U_{1x} Triarticulado / U_{1x} Empotrado $r=H_o/L=0.13$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	5.25	0.13	1.6537	1.21	0.0917
51	6.38	0.13	0.9868		
62	7.75	0.13	1.0457		
71	8.88	0.13	1.1695		
Luz Arco	H_o	L/H_o	Razón U_{1x} Triarticulado / U_{1x} Empotrado $r=H_o/L=0.20$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	8.40	0.20	1.6930	1.52	0.0170
51	10.20	0.20	1.4068		
62	12.40	0.20	1.4315		
71	14.20	0.20	1.5407		
Luz Arco	H_o	L/H_o	Razón U_{1x} Triarticulado / U_{1x} Biarticulado $r=H_o/L=0.13$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	5.25	0.13	0.9517	0.69	0.0316
51	6.38	0.13	0.5603		
62	7.75	0.13	0.5973		
71	8.88	0.13	0.6595		
Luz Arco	H_o	L/H_o	Razón U_{1x} Triarticulado / U_{1x} Biarticulado $r=H_o/L=0.20$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	8.40	0.20	0.7141	0.72	0.0005
51	10.20	0.20	0.7448		
62	12.40	0.20	0.6976		
71	14.20	0.20	0.7355		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXIX. Razón de derivas sísmicas transversales U_y para arcos triarticulados, biarticulados y empotrados

GEOMETRIA DE ARCO			RAZON DE DERIVAS SISMICAS U_y POR SISMO ESTATICO		
Luz Arco	Ho	L/Ho	U_y Triarticulado / U_y Empotrado $r=Ho/L=0.13$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	5.25	0.13	1.0773	1.2	0.0622
51	6.38	0.13	0.9071		
62	7.75	0.13	1.4513		
71	8.88	0.13	1.3505		
Luz Arco	Ho	L/Ho	U_y Triarticulado / U_y Empotrado $r=Ho/L=0.20$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	8.40	0.20	1.3668	1.64	0.0796
51	10.20	0.20	1.4608		
62	12.40	0.20	1.7729		
71	14.20	0.20	1.9783		
Luz Arco	Ho	L/Ho	U_y Triarticulado / U_y Biarticulado $r=Ho/L=0.13$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	5.25	0.13	1.0275	0.97	0.0028
51	6.38	0.13	0.9622		
62	7.75	0.13	0.9011		
71	8.88	0.13	0.9853		
Luz Arco	Ho	L/Ho	U_y Triarticulado / U_y Biarticulado $r=Ho/L=0.20$	Promedio Razón Estático Equivalente	Varianza Muestral Relación Estático Equivalente
42	8.40	0.20	1.0284	1.07	0.0025
51	10.20	0.20	1.0342		
62	12.40	0.20	1.0746		
71	14.20	0.20	1.1368		

Fuente: elaboración propia.

3.2.4. Revisión de balanceo de rigideces obtenidas en los arcos circulares triarticulados

A continuación, se muestran las rigideces de los arcos, las rigideces de las pilas centrales, para evaluar el criterio de balanceo de rigideces de la subestructura, comparadas de acuerdo con el caso de carga dinámico modal espectral para Categoría de Diseño Sísmico SDC según AASHTO, evaluadas en el sentido transversal (eje y), y en el sentido longitudinal (eje x).

Tabla XXX. **Balanceo de rigideces en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L Arco	U2Y en Corona	U2Y en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2*m_3}{k_3*m_2} \geq 0.50$
1) Arco Empotrado	42	0.20	42	62.000 mm	7.160 mm	0.13	No cumple	172.16 T	154.10 T	0.10	No cumple
		0.13		67.673 mm	24.115 mm	0.40	No cumple	264.40 T	236.67 T	0.32	No cumple
	51	0.20	51	80.946 mm	11.506 mm	0.17	No cumple	289.78 T	242.10 T	0.12	No cumple
		0.13		76.060 mm	6.287 mm	0.10	No cumple	388.57 T	324.63 T	0.07	No cumple
	62	0.20	62	162.401 mm	22.343 mm	0.17	No cumple	425.44 T	334.93 T	0.11	No cumple
		0.13		135.418 mm	14.332 mm	0.13	No cumple	599.53 T	472.00 T	0.08	No cumple
	71	0.20	71	235.123 mm	42.490 mm	0.24	No cumple	632.30 T	474.98 T	0.14	No cumple
		0.13		186.205 mm	24.149 mm	0.17	No cumple	912.90 T	685.77 T	0.10	No cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXI. Balanceo de rigideces en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L Arco	U2Y en Corona	U2Y en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2*m_3}{k_3*m_2} \geq 0.50$
2) Arco biarticulado	42	0.20	42	65.010 mm	6.820 mm	0.12	No cumple	160.41 T	143.59 T	0.09	No cumple
		0.13		63.800 mm	1.991 mm	0.03	No cumple	272.08 T	243.54 T	0.03	No cumple
	51	0.20	51	130.366 mm	16.657 mm	0.15	No cumple	267.39 T	223.39 T	0.11	No cumple
		0.13		101.085 mm	7.300 mm	0.09	No cumple	403.85 T	337.40 T	0.06	No cumple
	62	0.20	62	222.580 mm	26.770 mm	0.15	No cumple	407.84 T	321.08 T	0.09	No cumple
		0.13		191.273 mm	17.252 mm	0.11	No cumple	634.54 T	499.56 T	0.07	No cumple
	71	0.20	71	387.897 mm	57.452 mm	0.20	No cumple	618.98 T	464.97 T	0.11	No cumple
		0.13		324.034 mm	33.806 mm	0.14	No cumple	982.63 T	738.15 T	0.08	No cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXII. Balanceo de rigideces en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L Arco	U2Y en Corona	U2Y en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2*m_3}{k_3*m_2} \geq 0.50$
3) Arco triarticulado	42	0.20	42	66.795 mm	8.723 mm	0.15	No cumple	115.01 T	102.95 T	0.12	No cumple
		0.13		61.389 mm	8.040 mm	0.15	No cumple	305.52 T	273.47 T	0.12	No cumple
	51	0.20	51	117.476 mm	5.092 mm	0.05	No cumple	184.49 T	154.14 T	0.04	No cumple
		0.13		103.961 mm	7.330 mm	0.08	No cumple	465.76 T	389.12 T	0.06	No cumple
	62	0.20	62	219.317 mm	26.592 mm	0.15	No cumple	461.76 T	363.53 T	0.10	No cumple
		0.13		197.818 mm	17.724 mm	0.11	No cumple	723.47 T	569.57 T	0.07	No cumple
	71	0.20	71	416.849 mm	60.057 mm	0.19	No cumple	676.85 T	508.45 T	0.11	No cumple
		0.13		368.359 mm	36.455 mm	0.13	No cumple	1,097.18 T	824.19 T	0.07	No cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIII. **Balanceo de rigideces en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L puente	U1X en Corona	U2X en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2 * m_3}{k_3 * m_2} \geq 0.50$
1) Arco Empotrado	42	0.20	90.62 m	2.220 mm	.680 mm	0.34	No cumple	172.16 T	154.10 T	0.27	No cumple
		0.13		1.025 mm	1.728 mm	1.88	Cumple	264.40 T	236.67 T	1.51	Cumple
	51	0.20	99.60 m	4.707 mm	1.080 mm	0.27	No cumple	289.78 T	242.10 T	0.19	No cumple
		0.13		1.376 mm	.558 mm	0.48	No cumple	388.57 T	324.63 T	0.34	No cumple
	62	0.20	110.62 m	4.524 mm	1.244 mm	0.35	No cumple	425.44 T	334.93 T	0.22	No cumple
		0.13		1.980 mm	.934 mm	0.60	Cumple	599.53 T	472.00 T	0.37	No cumple
	71	0.20	119.62 m	5.640 mm	1.975 mm	0.47	No cumple	632.30 T	474.98 T	0.26	No cumple
		0.13		2.438 mm	1.294 mm	0.71	Cumple	912.90 T	685.77 T	0.40	No cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIV. **Balanceo de rigideces en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L puente	U1X en Corona	U2X en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2 * m_3}{k_3 * m_2} \geq 0.50$
2) Arco biarticulado	42	0.20	90.62 m	5.263 mm	.654 mm	0.14	No cumple	160.41 T	143.59 T	0.11	No cumple
		0.13		1.781 mm	1.127 mm	0.71	Cumple	272.08 T	243.54 T	0.57	Cumple
	51	0.20	99.60 m	8.891 mm	.306 mm	0.04	No cumple	267.39 T	223.39 T	0.03	No cumple
		0.13		2.424 mm	.560 mm	0.28	No cumple	403.85 T	337.40 T	0.19	No cumple
	62	0.20	110.62 m	9.284 mm	1.288 mm	0.18	No cumple	407.84 T	321.08 T	0.11	No cumple
		0.13		3.466 mm	.986 mm	0.36	No cumple	634.54 T	499.56 T	0.22	No cumple
	71	0.20	119.62 m	11.814 mm	2.204 mm	0.25	No cumple	618.98 T	464.97 T	0.14	No cumple
		0.13		4.323 mm	1.492 mm	0.46	No cumple	982.63 T	738.15 T	0.26	No cumple

Fuente: elaboración propia.

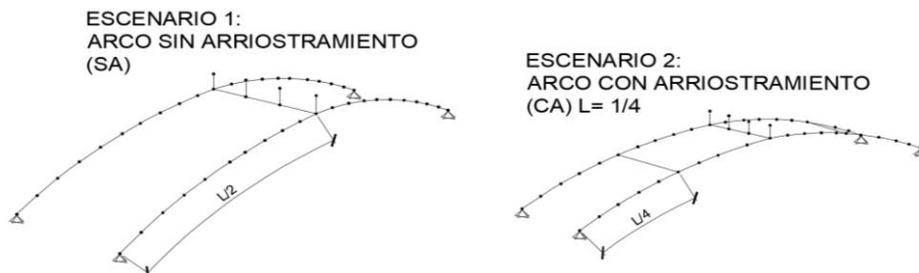
Tabla XXXV. **Balanceo de rigideces en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en Categoría de Diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L puente	U1X en Corona	U2X en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2+m_3}{k_3 m_2} \geq 0.50$
3) Arco triarticulado	42	0.20	90.62 m	3.758 mm	.792 mm	0.24	No cumple	115.01 T	102.95 T	0.19	No cumple
		0.13		1.695 mm	.890 mm	0.59	Cumple	305.52 T	273.47 T	0.47	No cumple
	51	0.20	99.60 m	6.622 mm	1.291 mm	0.23	No cumple	184.49 T	154.14 T	0.16	No cumple
		0.13		1.358 mm	.519 mm	0.46	No cumple	465.76 T	389.12 T	0.32	No cumple
	62	0.20	110.62 m	6.476 mm	1.142 mm	0.22	No cumple	461.76 T	363.53 T	0.14	No cumple
		0.13		2.070 mm	.951 mm	0.58	Cumple	723.47 T	569.57 T	0.36	No cumple
	71	0.20	119.62 m	8.689 mm	1.075 mm	0.16	No cumple	676.85 T	508.45 T	0.09	No cumple
		0.13		2.851 mm	1.576 mm	0.74	Cumple	1,097.18 T	824.19 T	0.42	No cumple

Fuente: elaboración propia.

Como segundo escenario se agrega un elemento transversal que une a los arcos gemelos para arriostrar lateralmente el arco, y evaluar de forma exploratoria la mejora en la rigidez lateral ubicado en el riñón del arco obteniendo los siguientes resultados:

Figura 103. **Escenario de arcos no arriostrados y no arriostrados**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Tabla XXXVI. **Balaceo de rigideces en los puentes arco con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L Arco	U2Y en Corona	U2Y en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2+m_3}{k_3 m_2} \geq 0.50$	
1) Arco Empotrado	42	0.20	42	64.830 mm	7.160 mm	0.12	No cumple	172.16 T	154.10 T	0.10	No cumple	
		0.13		58.170 mm	24.115 mm	0.46	No cumple	264.40 T	236.67 T	0.37	No cumple	
	51	0.20	51	73.780 mm	11.506 mm	0.19	No cumple	289.78 T	242.10 T	0.13	No cumple	
		0.13		71.640 mm	6.287 mm	0.11	No cumple	388.57 T	324.63 T	0.07	No cumple	
	62	0.20	62	114.280 mm	22.343 mm	0.25	No cumple	425.44 T	334.93 T	0.15	No cumple	
		0.13		121.417 mm	14.332 mm	0.15	No cumple	599.53 T	472.00 T	0.09	No cumple	
	71	0.20	71	121.120 mm	42.490 mm	0.47	No cumple	632.30 T	474.98 T	0.26	No cumple	
		0.13		106.710 mm	24.149 mm	0.30	No cumple	912.90 T	685.77 T	0.17	No cumple	
	2) Arco biarticulado	42	0.20	42	67.230 mm	6.820 mm	0.11	No cumple	160.41 T	143.59 T	0.09	No cumple
			0.13		63.500 mm	1.991 mm	0.04	No cumple	272.08 T	243.54 T	0.03	No cumple
51		0.20	51	123.620 mm	16.657 mm	0.16	No cumple	267.39 T	223.39 T	0.11	No cumple	
		0.13		107.740 mm	7.300 mm	0.08	No cumple	403.85 T	337.40 T	0.06	No cumple	
62		0.20	62	154.370 mm	26.770 mm	0.22	No cumple	407.84 T	321.08 T	0.14	No cumple	
		0.13		138.340 mm	17.252 mm	0.16	No cumple	634.54 T	499.56 T	0.10	No cumple	
71		0.20	71	210.560 mm	57.452 mm	0.36	No cumple	618.98 T	464.97 T	0.20	No cumple	
		0.13		165.530 mm	33.806 mm	0.27	No cumple	982.63 T	738.15 T	0.15	No cumple	
3) Arco triarticulado		42	0.20	42	58.280 mm	8.723 mm	0.17	No cumple	115.01 T	102.95 T	0.13	No cumple
			0.13		62.970 mm	8.040 mm	0.14	No cumple	305.52 T	273.47 T	0.11	No cumple
	51	0.20	51	156.120 mm	5.092 mm	0.04	No cumple	184.49 T	154.14 T	0.03	No cumple	
		0.13		102.340 mm	7.330 mm	0.09	No cumple	465.76 T	389.12 T	0.06	No cumple	
	62	0.20	62	162.170 mm	26.592 mm	0.21	No cumple	461.76 T	363.53 T	0.13	No cumple	
		0.13		148.300 mm	17.724 mm	0.15	No cumple	723.47 T	569.57 T	0.09	No cumple	
	71	0.20	71	197.670 mm	60.057 mm	0.40	No cumple	676.85 T	508.45 T	0.23	No cumple	
		0.13		187.510 mm	36.455 mm	0.26	No cumple	1,097.18 T	824.19 T	0.15	No cumple	

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXVII. **Balaceo de rigideces en los puentes arco con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	L puente	U1X en Corona	U2X en Pila	k2/k3	$\frac{k_2}{k_3} \geq 0.50$	m2 Pila	m3 Arco	k2*m3/k3 *m2	$\frac{k_2+m_3}{k_3 m_2} \geq 0.50$
1) Arco Empotrado	42	0.20	90.62 m	2.141 mm	.680 mm	0.35	No cumple	172.16 T	154.10 T	0.28	No cumple
		0.13		.963 mm	1.728 mm	2.00	Cumple	264.40 T	236.67 T	1.61	Cumple
	51	0.20	99.60 m	4.310 mm	1.080 mm	0.30	No cumple	289.78 T	242.10 T	0.21	No cumple
		0.13		.456 mm	.558 mm	1.46	Cumple	388.57 T	324.63 T	1.02	Cumple
	62	0.20	110.62 m	1.240 mm	1.244 mm	1.27	Cumple	425.44 T	334.93 T	0.79	Cumple
		0.13		1.204 mm	.934 mm	0.99	Cumple	599.53 T	472.00 T	0.61	Cumple
	71	0.20	119.62 m	1.499 mm	1.975 mm	1.75	Cumple	632.30 T	474.98 T	0.99	Cumple
		0.13		.754 mm	1.294 mm	2.28	Cumple	912.90 T	685.77 T	1.29	Cumple
2) Arco biarticulado	42	0.20	90.62 m	1.434 mm	.654 mm	0.51	Cumple	160.41 T	143.59 T	0.41	No cumple
		0.13		.940 mm	1.127 mm	1.34	Cumple	272.08 T	243.54 T	1.07	Cumple
	51	0.20	99.60 m	2.900 mm	.306 mm	0.13	No cumple	267.39 T	223.39 T	0.09	No cumple
		0.13		.800 mm	.560 mm	0.84	Cumple	403.85 T	337.40 T	0.58	Cumple
	62	0.20	110.62 m	2.400 mm	1.288 mm	0.68	Cumple	407.84 T	321.08 T	0.42	No cumple
		0.13		1.080 mm	.986 mm	1.16	Cumple	634.54 T	499.56 T	0.72	Cumple
	71	0.20	119.62 m	3.000 mm	2.204 mm	0.98	Cumple	618.98 T	464.97 T	0.55	Cumple
		0.13		1.360 mm	1.492 mm	1.46	Cumple	982.63 T	738.15 T	0.82	Cumple
3) Arco triarticulado	42	0.20	90.62 m	.795 mm	.792 mm	1.11	Cumple	115.01 T	102.95 T	0.89	Cumple
		0.13		.100 mm	.890 mm	9.94	Cumple	305.52 T	273.47 T	7.97	Cumple
	51	0.20	99.60 m	.670 mm	1.291 mm	2.31	Cumple	184.49 T	154.14 T	1.61	Cumple
		0.13		.468 mm	.519 mm	1.33	Cumple	465.76 T	389.12 T	0.93	Cumple
	62	0.20	110.62 m	1.920 mm	1.142 mm	0.76	Cumple	461.76 T	363.53 T	0.47	No cumple
		0.13		.675 mm	.951 mm	1.79	Cumple	723.47 T	569.57 T	1.11	Cumple
	71	0.20	119.62 m	1.160 mm	1.075 mm	1.23	Cumple	676.85 T	508.45 T	0.70	Cumple
		0.13		.914 mm	1.576 mm	2.30	Cumple	1,097.18 T	824.19 T	1.30	Cumple

Fuente: elaboración propia.

Obteniendo la razón k^2/k^3 es fácil calcular el grado de rigidez se deberá aumentar para alcanzar el valor mayor a 0.5, dividiendo cada uno de los valores de k_x/k^3 obtenidos dentro de 0.5, entonces se calculan los promedios del aumento de rigidez mostrados en la siguiente tabla para los casos sin arriostramiento (SA) y los casos con arriostramiento (CA):

Tabla XXXVIII. Cuadro comparativo de la razón de las rigideces K^2 y arcos K^3 sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	K2/K3 SIN ARRIOSTRAMIENTO (SA)	AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA $k2/K3>0.5$ SA	PROMEDIO AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA $k2/K3>0.5$ SA	VARIANZA DE AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA $k2/K3>0.5$ SA
1) Arco Empotrado	42	0.20	0.13	3.875	3.085	1.338
		0.13	0.40	1.256		
	51	0.20	0.17	2.939		
		0.13	0.10	5.054		
	62	0.20	0.17	2.861		
		0.13	0.13	3.719		
	71	0.20	0.24	2.078		
		0.13	0.17	2.896		
2) Arco biarticulado	42	0.20	0.12	4.266	5.179	14.649
		0.13	0.03	14.340		
	51	0.20	0.15	3.269		
		0.13	0.09	5.785		
	62	0.20	0.15	3.273		
		0.13	0.11	4.364		
	71	0.20	0.20	2.536		
		0.13	0.14	3.600		
3) Arco triararticulado	42	0.20	0.15	3.427	4.556	5.197
		0.13	0.15	3.417		
	51	0.20	0.05	9.637		
		0.13	0.08	5.924		
	62	0.20	0.15	3.246		
		0.13	0.11	4.393		
	71	0.20	0.19	2.607		
		0.13	0.13	3.795		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXXIX. **Cuadro comparativo de la razón de las rigideces de pilas K2 y arcos K3 con arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	K2/K3 CON ARRIOSTRAMIENTO (CA)	AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA k2/K3>0.5 (CA)	PROMEDIO AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA k2/K3>0.5 (CA)	VARIANZA DE AUMENTO DE RIGIDEZ REQUERIDO PARA k2/K3>0.5 (CA)
1) Arco Empotrado	42	0.20	0.13	3.850	2.556	1.805
		0.13	0.46	1.080		
	51	0.20	0.19	2.679		
		0.13	0.11	4.760		
	62	0.20	0.25	2.013		
		0.13	0.15	3.335		
	71	0.20	0.47	1.071		
		0.13	0.30	1.660		
2) Arco biarticulado	42	0.20	0.12	4.191	4.477	17.486
		0.13	0.04	14.273		
	51	0.20	0.16	3.100		
		0.13	0.09	5.611		
	62	0.20	0.22	2.270		
		0.13	0.16	3.157		
	71	0.20	0.36	1.377		
		0.13	0.27	1.839		
3) Arco triarticulado	42	0.20	0.17	2.990	3.747	6.489
		0.13	0.16	3.197		
	51	0.20	0.05	9.093		
		0.13	0.09	5.832		
	62	0.20	0.21	2.401		
		0.13	0.15	3.294		
	71	0.20	0.40	1.236		
		0.13	0.26	1.932		

Fuente: elaboración propia.

Tabla XL.

**Cuadro de razón U2Y SA / U2Y CA en categoría de diseño
sísmico C según AASHTO sentido transversal**

Caso	Luz Arco	r=Ho/L	U2Y en Corona Sin arriostramiento	U2Y en Corona Con arriostramiento	U2Y SIN ARRIOSTRAMIENTO / U2Y CON ARRIOSTRAMIENTO	PROMEDIO RAZON UY SA / UY CA	VARIANZA DE LA RAZON UY SA / UY CA
1) Arco Empotrado	42	0.20	62.000 mm	61.589 mm	1.007	1.319	0.123
		0.13	67.673 mm	58.170 mm	1.163		
	51	0.20	80.946 mm	73.780 mm	1.097		
		0.13	76.060 mm	71.640 mm	1.062		
	62	0.20	162.401 mm	114.280 mm	1.421		
		0.13	135.418 mm	121.417 mm	1.115		
	71	0.20	235.123 mm	121.120 mm	1.941		
		0.13	186.205 mm	106.710 mm	1.745		
2) Arco biarticulado	42	0.20	65.010 mm	63.869 mm	1.018	1.342	0.148
		0.13	63.800 mm	63.500 mm	1.005		
	51	0.20	130.366 mm	123.620 mm	1.055		
		0.13	101.085 mm	98.043 mm	1.031		
	62	0.20	222.580 mm	154.370 mm	1.442		
		0.13	191.273 mm	138.340 mm	1.383		
	71	0.20	387.897 mm	210.560 mm	1.842		
		0.13	324.034 mm	165.530 mm	1.958		
3) Arco triarticulado	42	0.20	66.795 mm	58.280 mm	1.146	1.381	0.180
		0.13	61.389 mm	57.429 mm	1.069		
	51	0.20	117.476 mm	110.845 mm	1.060		
		0.13	103.961 mm	102.340 mm	1.016		
	62	0.20	219.317 mm	162.170 mm	1.352		
		0.13	197.818 mm	148.300 mm	1.334		
	71	0.20	416.849 mm	197.670 mm	2.109		
		0.13	368.359 mm	187.510 mm	1.964		

Fuente: elaboración propia.

3.2.5. Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral para arcos circulares triarticulados

De acuerdo con la normativa descrita anteriormente, se obtuvieron los siguientes resultados para los arcos sin arriostramiento:

Tabla XLI. Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	$\Delta (L/D)$	$\Delta (L/C)$	$0.12H_o$	$\Delta (L/C) \text{ Min}>0.12H_o$	$\frac{L}{\Delta \bar{D}} < \frac{L}{\Delta \bar{C}}$	D/C
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.85 m	2.00	0.92	.203 ft	3.37 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	6.15%
			5.25 m	0.13	2.50 m	2.00	0.95	.222 ft	2.29 ft	2.07 ft	Capacidad Ok	Cumple	10.74%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	2.00	0.49	.266 ft	1.74 ft	4.02 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	15.24%
			6.38 m	0.13	2.50 m	2.00	0.78	.250 ft	1.65 ft	2.51 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	15.15%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	2.00	0.40	.533 ft	4.33 ft	4.88 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	12.30%
			7.75 m	0.13	2.50 m	2.00	0.65	.444 ft	0.62 ft	3.05 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	71.64%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	2.00	0.35	.771 ft	6.72 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	13.80%
			8.88 m	0.13	2.50 m	2.00	0.56	.611 ft	0.39 ft	3.49 ft	Aumentar Capacidad	No Cumple	157.21%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLII. Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	$\Delta (L/D)$	$\Delta (L/C)$	$0.12H_o$	$\Delta (L/C) \text{ Min}>0.12H_o$	$\frac{L}{\Delta \bar{D}} < \frac{L}{\Delta \bar{C}}$	D/C
2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.00 m	1.00	0.36	.213 ft	3.87 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	6.45%
			5.25 m	0.13	2.50 m	1.00	0.48	.209 ft	1.04 ft	2.07 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	20.20%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.25	.428 ft	8.20 ft	4.02 ft	Capacidad Ok	Cumple	10.65%
			6.38 m	0.13	2.50 m	1.00	0.39	.332 ft	2.39 ft	2.51 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	13.88%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	1.00	0.20	.730 ft	12.18 ft	4.88 ft	Capacidad Ok	Cumple	14.96%
			7.75 m	0.13	2.50 m	1.00	0.32	.628 ft	4.29 ft	3.05 ft	Capacidad Ok	Cumple	20.57%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.18	1.273 ft	15.71 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	22.76%
			8.88 m	0.13	2.50 m	1.00	0.28	1.063 ft	6.01 ft	3.49 ft	Capacidad Ok	Cumple	30.43%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIII. **Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido transversal Uy**

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	$\Delta (L/D)$	$\Delta (L/C)$	0.12Ho	$\Delta (L/C) \text{ Min}>0.12\text{Ho}$	$\frac{L}{\Delta \bar{D}} < \frac{L}{\Delta \bar{C}}$	D/C
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.00 m	0.50	0.18	.219 ft	9.18 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	6.63%
			5.25 m	0.13	2.50 m	0.50	0.24	.201 ft	4.36 ft	2.07 ft	Capacidad Ok	Cumple	9.74%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	0.50	0.12	.385 ft	14.66 ft	4.02 ft	Capacidad Ok	Cumple	9.60%
			6.38 m	0.13	2.50 m	0.50	0.20	.341 ft	6.42 ft	2.51 ft	Capacidad Ok	Cumple	13.59%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	0.50	0.10	.720 ft	20.03 ft	4.88 ft	Capacidad Ok	Cumple	14.74%
			7.75 m	0.13	2.50 m	0.50	0.16	.649 ft	9.19 ft	3.05 ft	Capacidad Ok	Cumple	21.27%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	0.50	0.09	1.368 ft	24.70 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	24.46%
			8.88 m	0.13	2.50 m	0.50	0.14	1.209 ft	11.63 ft	3.49 ft	Capacidad Ok	Cumple	34.59%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIV. **Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco empotrado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	$\Delta (L/D)$	$\Delta (L/C)$	0.12Ho	$\Delta (L/C) \text{ Min}>0.12\text{Ho}$	$\frac{L}{\Delta \bar{D}} < \frac{L}{\Delta \bar{C}}$	D/C
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.85 m	2.00	0.92	.007 ft	3.37 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.22%
			5.25 m	0.13	2.50 m	2.00	0.95	.003 ft	2.29 ft	2.07 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.16%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	2.00	0.49	.015 ft	1.74 ft	4.02 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.89%
			6.38 m	0.13	2.50 m	2.00	0.78	.005 ft	1.65 ft	2.51 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.27%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	2.00	0.40	.015 ft	4.33 ft	4.88 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.34%
			7.75 m	0.13	2.50 m	2.00	0.65	.006 ft	0.62 ft	3.05 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	1.05%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	2.00	0.35	.019 ft	6.72 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.33%
			8.88 m	0.13	2.50 m	2.00	0.56	.008 ft	0.39 ft	3.49 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	2.06%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLV. **Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco biarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC) sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	Δ (L/D)	Δ (L/C)	0.12Ho	Δ (L/C) Min>0.12Ho	$\frac{L}{\Delta D} < \frac{L}{\Delta C}$	D/C
2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.00 m	1.00	0.36	.017 ft	3.87 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.52%
			5.25 m	0.13	2.50 m	1.00	0.48	.006 ft	1.04 ft	2.07 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.56%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.25	.029 ft	8.20 ft	4.02 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.73%
			6.38 m	0.13	2.50 m	1.00	0.39	.008 ft	2.39 ft	2.51 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.33%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	1.00	0.20	.030 ft	12.18 ft	4.88 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.62%
			7.75 m	0.13	2.50 m	1.00	0.32	.011 ft	4.29 ft	3.05 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.37%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.18	.039 ft	15.71 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.69%
			8.88 m	0.13	2.50 m	1.00	0.28	.014 ft	6.01 ft	3.49 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.41%

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLVI. **Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco triarticulado sin arriostramiento en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC) sentido longitudinal Ux**

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Bo	ϑ	x	Δ (L/D)	Δ (L/C)	0.12Ho	Δ (L/C) Min>0.12Ho	$\frac{L}{\Delta D} < \frac{L}{\Delta C}$	D/C
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	3.00 m	1.00	0.36	.012 ft	3.87 ft	3.31 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.37%
			5.25 m	0.13	2.50 m	1.00	0.48	.006 ft	1.04 ft	2.07 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.54%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.25	.022 ft	8.20 ft	4.02 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.54%
			6.38 m	0.13	2.50 m	1.00	0.39	.004 ft	2.39 ft	2.51 ft	Aumentar Capacidad	Cumple	0.19%
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	2.50 m	1.00	0.20	.021 ft	12.18 ft	4.88 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.44%
			7.75 m	0.13	2.50 m	1.00	0.32	.007 ft	4.29 ft	3.05 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.22%
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	2.50 m	1.00	0.18	.029 ft	15.71 ft	5.59 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.51%
			8.88 m	0.13	2.50 m	1.00	0.28	.009 ft	6.01 ft	3.49 ft	Capacidad Ok	Cumple	0.27%

Fuente: elaboración propia.

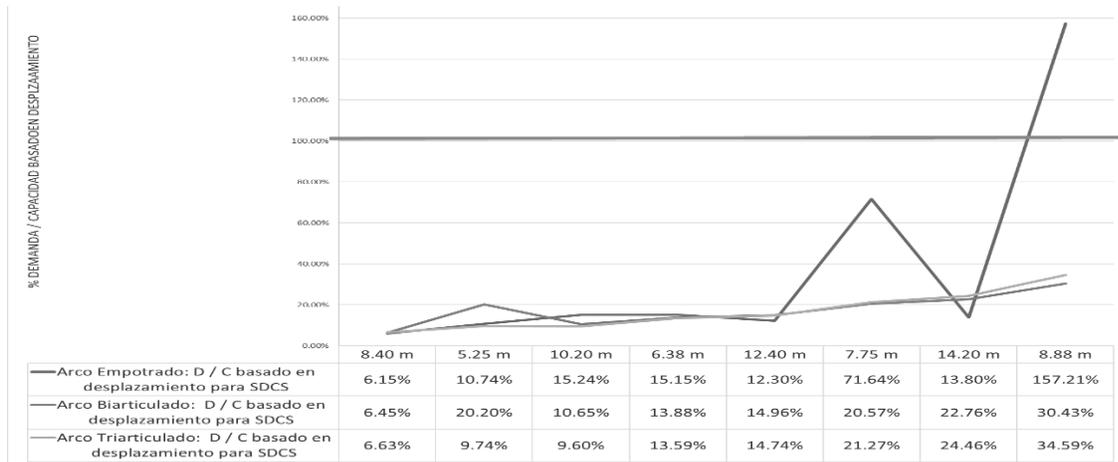
Tabla XLVII. **Promedios de Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral en los puentes arco sin arriostramiento con tablero superior en categoría de diseño sísmico C según AASHTO (SDC)**

Caso	Luz Arco	Ho	r=Ho/L	D/C SENTIDO TRANSVERSAL Uy	PROMEDIO D/C SENTIDO TRANSVERSAL Uy	VARIANZA MUESTRAL D/C SENTIDO TRANSVERSAL Uy	D/C SENTIDO LONGITUDINAL L Uy	PROMEDIO D/C SENTIDO LONGITUDINAL Uy	VARIANZA MUESTRAL D/C SENTIDO LONGITUDINAL Uy
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	0.20	6.15%	11.87%	0.16%	0.22%	0.44%	0.0009%
	51	10.20 m	0.20	15.24%			0.89%		
	62	12.40 m	0.20	12.30%			0.34%		
	71	14.20 m	0.20	13.80%			0.33%		
	42	5.25 m	0.13	10.74%	63.68%	46.56%	0.16%	0.89%	0.0077%
	51	6.38 m	0.13	15.15%			0.27%		
	62	7.75 m	0.13	71.64%			1.05%		
71	8.88 m	0.13	157.21%	2.06%					
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	0.20	6.45%	13.71%	0.49%	0.52%	0.64%	0.0001%
	51	10.20 m	0.20	10.65%			0.73%		
	62	12.40 m	0.20	14.96%			0.62%		
	71	14.20 m	0.20	22.76%			0.69%		
	42	5.25 m	0.13	20.20%	21.27%	0.47%	0.56%	0.42%	0.0001%
	51	6.38 m	0.13	13.88%			0.33%		
	62	7.75 m	0.13	20.57%			0.37%		
71	8.88 m	0.13	30.43%	0.41%					
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	0.20	6.63%	13.86%	0.61%	0.37%	0.46%	0.0001%
	51	10.20 m	0.20	9.60%			0.54%		
	62	12.40 m	0.20	14.74%			0.44%		
	71	14.20 m	0.20	24.46%			0.51%		
	42	5.25 m	0.13	9.74%	19.80%	1.20%	0.54%	0.30%	0.0003%
	51	6.38 m	0.13	13.59%			0.19%		
	62	7.75 m	0.13	21.27%			0.22%		
71	8.88 m	0.13	34.59%	0.27%					

Fuente: elaboración propia.

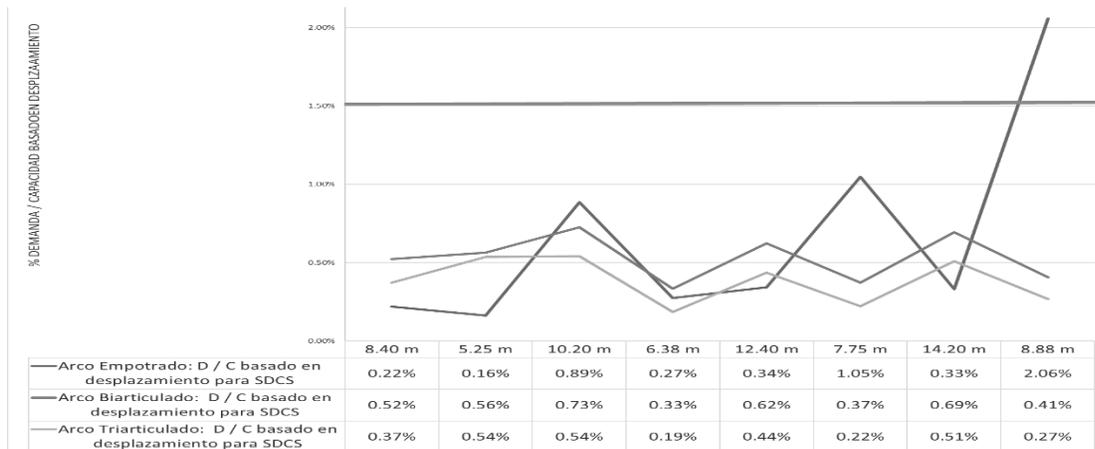
A continuación, se gráfica, las demandas versus capacidades de los arcos triarticulados, biarticulados y empotrados, para comprender la eficiencia mediante la relación en porcentaje de la demanda D versus capacidad C.

Figura 104. Gráficas de comportamiento de la Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDC en el sentido transversal Uy



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 105. Gráficas de comportamiento de la Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDCS en el sentido longitudinal Ux



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.2.6. Efectos P- Δ en arcos circulares para puentes con tablero superior

La normativa AASHTO (2017) se evaluó los efectos de segundo orden obteniendo los siguientes resultados, donde Δe es la deriva estáticamente equivalente:

Tabla XLVIII. Efectos P- Δ en arcos circulares empotrados

Caso	Luz Arco	Ho	r=Ho/L	Δe	R	T	Ts	Rd	Δ	Puy	ϕ	Mny	Δ Puy	$\Delta Pu < 0.25 * \phi Mn$
1) Arco Empotrado	42	8.40	0.20	0.0620 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.06 m	410.14 T	0.9	833.59 T-m	25.43 T-m	Cumple
		5.25	0.13	0.0677 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.07 m	621.39 T	0.9	17.44 T-m	42.05 T-m	Rigidez
	51	10.20	0.20	0.0809 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.08 m	648.17 T	0.9	1,991.50 T-m	52.47 T-m	Cumple
		6.38	0.13	0.0761 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.08 m	876.02 T	0.9	448.40 T-m	66.63 T-m	Cumple
	62	12.40	0.20	0.1624 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.16 m	929.13 T	0.9	3,354.91 T-m	150.89 T-m	Cumple
		7.75	0.13	0.1354 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.14 m	1,306.85 T	0.9	877.81 T-m	176.97 T-m	Cumple
	71	14.20	0.20	0.2351 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.24 m	1,346.82 T	0.9	5,644.88 T-m	316.67 T-m	Cumple
		8.88	0.13	0.1862 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.19 m	1,940.99 T	0.9	1,259.72 T-m	361.42 T-m	No cumple, aumentar Rigidez

Fuente: elaboración propia.

Tabla XLIX. Efectos P- Δ en arcos circulares biarticulados

Caso	Luz Arco	Ho	r=Ho/L	Δe	R	T	Ts	Rd	Δ	Puy	ϕ	Mny	Δ Puy	$\Delta Pu < 0.25 * \phi Mn$
2) Arco biarticulado	42	8.40	0.20	0.0650 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.07 m	378.00 T	0.9	1,356.59 T-m	24.57 T-m	Cumple
		5.25	0.13	0.0638 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.06 m	634.09 T	0.9	2,032.18 T-m	40.46 T-m	Cumple
	51	10.20	0.20	0.1304 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.13 m	591.25 T	0.9	2,126.95 T-m	77.08 T-m	Cumple
		6.38	0.13	0.1011 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.10 m	902.10 T	0.9	2,531.64 T-m	91.19 T-m	Cumple
	62	12.40	0.20	0.2226 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.22 m	883.73 T	0.9	3,613.19 T-m	196.70 T-m	Cumple
		7.75	0.13	0.1913 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.19 m	1,372.82 T	0.9	5,054.19 T-m	262.58 T-m	Cumple
	71	14.20	0.20	0.3879 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.39 m	1,310.24 T	0.9	3,344.53 T-m	508.24 T-m	Cumple
		8.88	0.13	0.3240 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.32 m	2,076.76 T	0.9	4,909.14 T-m	672.94 T-m	Cumple

Fuente: elaboración propia.

Tabla L. **Efectos P- Δ en arcos circulares triarticulados**

Caso	Luz Arco	Ho	r=Ho/L	Δe	R	T	Ts	Rd	Δ	Puy	ϕ	Mny	Δ Puy	$\Delta Pu < 0.25 * \phi Mn$
3) Arco triarticulado	42	8.40	0.20	0.0668 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.07 m	276.85 T	0.9	416.00 T-m	18.49 T-m	Cumple
		5.25	0.13	0.0614 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.06 m	717.98 T	0.9	1,401.00 T-m	44.08 T-m	Cumple
	51	10.20	0.20	0.1175 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.12 m	447.35 T	0.9	2,745.74 T-m	52.55 T-m	Cumple
		6.38	0.13	0.1040 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.10 m	1,046.45 T	0.9	2,534.55 T-m	108.79 T-m	Cumple
	62	12.40	0.20	0.2193 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.22 m	1,003.61 T	0.9	4,969.39 T-m	220.11 T-m	Cumple
		7.75	0.13	0.1978 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.20 m	1,573.41 T	0.9	6,588.92 T-m	311.25 T-m	Cumple
	71	14.20	0.20	0.4168 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.42 m	1,437.61 T	0.9	6,817.14 T-m	599.26 T-m	Cumple
		8.88	0.13	0.3684 m	1.5	1.00 seg	0.4073	1	0.37 m	2,330.66 T	0.9	6,772.15 T-m	858.52 T-m	Cumple

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con las cargas axiales, sin mayorar para el arco en la combinación más crítica (Evento extremo I) aplicados en la corona la parte más alta de los arcos provenientes de la superestructura, y basado en cargas sísmicas estáticas equivalentes se calcula el índice de estabilidad Q obteniendo los siguientes resultados:

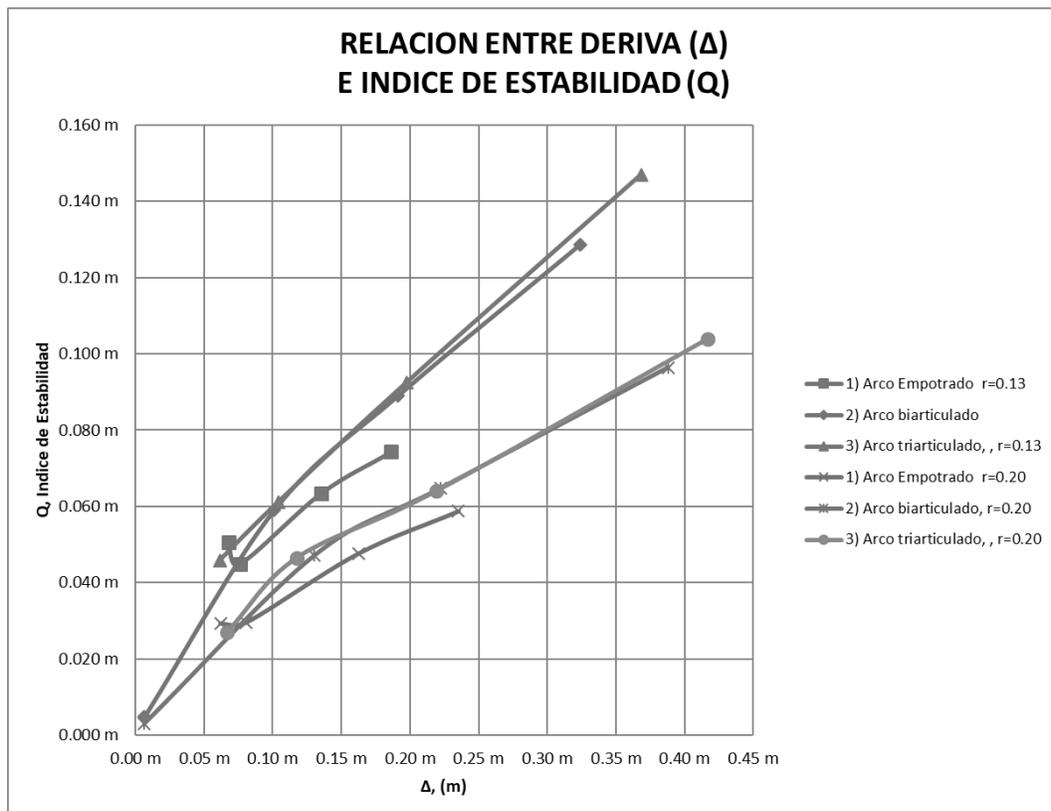
Tabla LI. Índice de estabilidad Q y carga estática equivalente Vi en la corona del arco

Caso	Luz Arco	Ho	r=Ho/L	Δ	Puy	\emptyset	Mny	$\Delta * Puy$	Vi	Q
1) Arco Empotrado	42	8.40	0.20	0.06 m	410.14 T	0.9	833.59 T-m	25.43 T-m	103.30 T	0.0293
		5.25	0.13	0.07 m	621.39 T	0.9	17.44 T-m	42.05 T-m	158.64 T	0.0505
	51	10.20	0.20	0.08 m	648.17 T	0.9	1,991.50 T-m	52.47 T-m	173.87 T	0.0296
		6.38	0.13	0.08 m	876.02 T	0.9	448.40 T-m	66.63 T-m	233.14 T	0.0448
	62	12.40	0.20	0.16 m	929.13 T	0.9	3,354.91 T-m	150.89 T-m	255.26 T	0.0477
		7.75	0.13	0.14 m	1,306.85 T	0.9	877.81 T-m	176.97 T-m	359.72 T	0.0635
	71	14.20	0.20	0.24 m	1,346.82 T	0.9	5,644.88 T-m	316.67 T-m	379.38 T	0.0588
		8.88	0.13	0.19 m	1,940.99 T	0.9	1,259.72 T-m	361.42 T-m	547.74 T	0.0743
2) Arco biarticulado	42	8.40	0.20	0.07 m	378.00 T	0.9	1,356.59 T-m	24.57 T-m	96.25 T	0.0304
		5.25	0.13	0.06 m	634.09 T	0.9	2,032.18 T-m	40.46 T-m	163.25 T	0.0472
	51	10.20	0.20	0.13 m	591.25 T	0.9	2,126.95 T-m	77.08 T-m	160.43 T	0.0471
		6.38	0.13	0.10 m	902.10 T	0.9	2,531.64 T-m	91.19 T-m	242.31 T	0.0590
	62	12.40	0.20	0.22 m	883.73 T	0.9	3,613.19 T-m	196.70 T-m	244.70 T	0.0648
		7.75	0.13	0.19 m	1,372.82 T	0.9	5,054.19 T-m	262.58 T-m	380.72 T	0.0890
	71	14.20	0.20	0.39 m	1,310.24 T	0.9	3,344.53 T-m	508.24 T-m	371.39 T	0.0964
		8.88	0.13	0.32 m	2,076.76 T	0.9	4,909.14 T-m	672.94 T-m	589.58 T	0.1286
3) Arco triarticulado	42	8.40	0.20	0.07 m	276.85 T	0.9	416.00 T-m	18.49 T-m	69.01 T	0.0319
		5.25	0.13	0.06 m	717.98 T	0.9	1,401.00 T-m	44.08 T-m	183.31 T	0.0458
	51	10.20	0.20	0.12 m	447.35 T	0.9	2,745.74 T-m	52.55 T-m	110.70 T	0.0465
		6.38	0.13	0.10 m	1,046.45 T	0.9	2,534.55 T-m	108.79 T-m	279.45 T	0.0611
	62	12.40	0.20	0.22 m	1,003.61 T	0.9	4,969.39 T-m	220.11 T-m	277.06 T	0.0641
		7.75	0.13	0.20 m	1,573.41 T	0.9	6,588.92 T-m	311.25 T-m	434.08 T	0.0925
	71	14.20	0.20	0.42 m	1,437.61 T	0.9	6,817.14 T-m	599.26 T-m	406.11 T	0.1039
		8.88	0.13	0.37 m	2,330.66 T	0.9	6,772.15 T-m	858.52 T-m	658.31 T	0.1469

Fuente: elaboración propia.

Se puede observar el comportamiento estructural ante la deriva sísmica Δ y del índice de estabilidad Q ilustrado en la siguiente gráfica.

Figura 106. Grafica de derivas Vrs índices de estabilidad de acuerdo con la normativa AASHTO



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Tabla LII. Promedios de Índices de Estabilidad Q de acuerdo con la flecha de los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados

Caso	L	Ho	r=Ho/L	Q	Promedio De Estabilidad Q	Varianza Muestral De Estabilidad Q
1) Arco Empotrado	42.00 m	5.25	0.13	0.050 m	0.0583	0.0002
	51.00 m	6.38	0.13	0.045 m		
	62.00 m	7.75	0.13	0.063 m		
	71.00 m	8.88	0.13	0.074 m		
	42.00 m	8.40	0.20	0.029 m	0.0413	0.0002
	51.00 m	10.20	0.20	0.030 m		
	62.00 m	12.40	0.20	0.048 m		
	71.00 m	14.20	0.20	0.059 m		
Caso	L	Ho	r=Ho/L	Q	Promedio De Estabilidad Q	Varianza Muestral De Estabilidad Q
2) Arco biarticulado	42.00 m	5.25	0.13	0.005 m	0.0703	0.0027
	51.00 m	6.38	0.13	0.059 m		
	62.00 m	7.75	0.13	0.089 m		
	71.00 m	8.88	0.13	0.129 m		
	42.00 m	8.40	0.20	0.003 m	0.0528	0.0015
	51.00 m	10.20	0.20	0.047 m		
	62.00 m	12.40	0.20	0.065 m		
	71.00 m	14.20	0.20	0.096 m		
Caso	L	Ho	r=Ho/L	Q	Promedio De Estabilidad Q	Varianza Muestral De Estabilidad Q
3) Arco triarticulado	42.00 m	5.25	0.13	0.046 m	0.0866	0.0020
	51.00 m	6.38	0.13	0.061 m		
	62.00 m	7.75	0.13	0.093 m		
	71.00 m	8.88	0.13	0.147 m		
	42.00 m	8.40	0.20	0.027 m	0.0604	0.0011
	51.00 m	10.20	0.20	0.047 m		
	62.00 m	12.40	0.20	0.064 m		
	71.00 m	14.20	0.20	0.104 m		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LIII. Razón de promedios de Índices de Estabilidad Q de acuerdo con la flecha de los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados

$r=H_0/L$	Razon Promedios Estabilidad Q Empotrado / Q Triarticulado
0.13	0.67
0.13	
0.13	
0.13	
0.20	0.68
0.20	
0.20	
0.20	
$r=H_0/L$	Estabilidad Q Biarticulado / Q Triarticulado
0.13	0.81
0.13	
0.13	
0.13	
0.20	0.87
0.20	
0.20	
0.20	

Fuente: elaboración propia.

3.2.7. Resultados de análisis de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento

Existiendo varias metodologías de evaluación de pandeo de elementos sometidos a carga axial principalmente, se realiza un comparativo de normas

aplicables para evaluar las limitaciones de los arcos en el efecto de pandeo obteniendo los siguientes resultados:

Tabla LIV. Demanda – Capacidad (D/C) según las normas aplicadas a pandeo de arcos

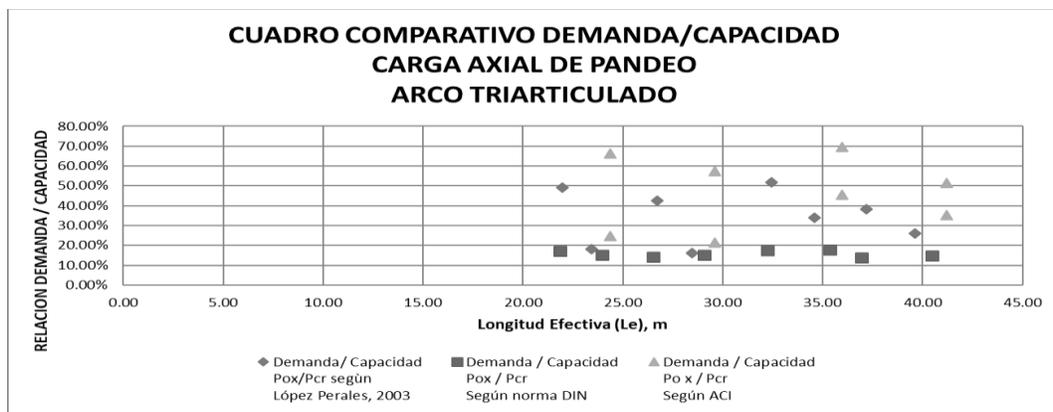
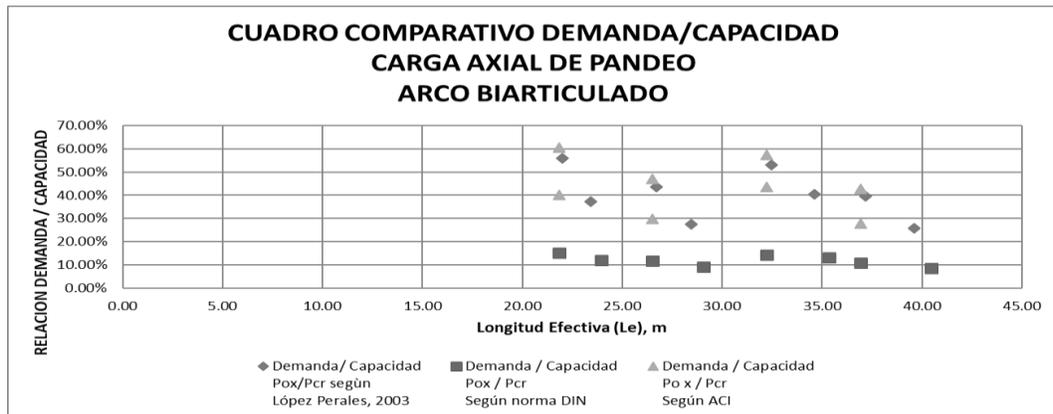
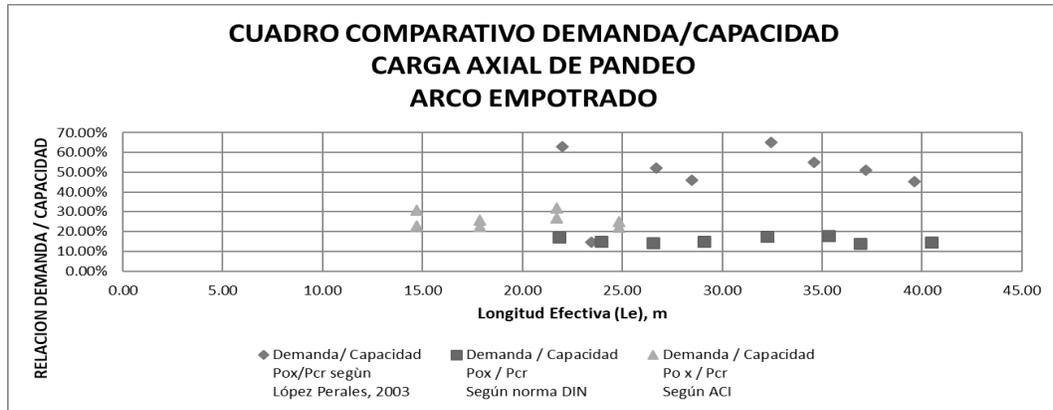
Caso	Ho	L/Ho	Demanda/ Capacidad Pox/Pcr según López Perales, 2003	Promedio D/C Pox/Pcr según López Perales, 2003	Varianza Muestral D/C Pox/Pcr según López Perales, 2003	Demanda / Capacidad Pox / Pcr Según norma DIN	Promedio D/C Pox / Pcr Según norma DIN	Varianza Muestral D/C Pox / Pcr Según norma DIN	Demanda / Capacidad Po x / Pcr Según ACI	Promedio D/C Po x / Pcr Según ACI	Varianza Muestral D/C Po x / Pcr Según ACI
1) Arco Empotrado	8.40 m	0.20	14.48%	40.24%	3.15%	15.10%	15.67%	0.02%	22.78%	23.64%	0.05%
	10.20 m	0.20	46.14%			14.99%			22.61%		
	12.40 m	0.20	55.08%			17.90%			26.99%		
	14.20 m	0.20	45.26%			14.71%			22.18%		
	5.25 m	0.13	62.83%	57.81%	0.51%	16.99%	15.63%	0.04%	30.79%	28.33%	0.12%
	6.38 m	0.13	52.24%			14.13%			25.60%		
	7.75 m	0.13	65.04%			17.59%			31.87%		
	8.88 m	0.13	51.12%			13.82%			25.05%		
2) Arco biarticulado	8.40 m	0.20	37.11%	32.69%	0.51%	12.06%	10.62%	0.05%	40.14%	35.36%	0.59%
	10.20 m	0.20	27.59%			8.96%			29.84%		
	12.40 m	0.20	40.33%			13.10%			43.62%		
	14.20 m	0.20	25.73%			8.36%			27.83%		
	5.25 m	0.13	55.93%	47.99%	0.60%	15.12%	12.98%	0.04%	60.49%	51.90%	0.70%
	6.38 m	0.13	43.54%			11.77%			47.09%		
	7.75 m	0.13	52.96%			14.32%			57.29%		
	8.88 m	0.13	39.52%			10.69%			42.75%		
3) Arco triarticulado	8.40 m	0.20	18.23%	23.55%	0.66%	5.92%	7.65%	0.07%	24.53%	31.69%	1.20%
	10.20 m	0.20	15.98%			5.19%			21.50%		
	12.40 m	0.20	33.83%			10.99%			45.52%		
	14.20 m	0.20	26.15%			8.50%			35.19%		
	5.25 m	0.13	49.20%	45.44%	0.37%	13.30%	12.29%	0.03%	66.20%	61.14%	0.67%
	6.38 m	0.13	42.61%			11.52%			57.33%		
	7.75 m	0.13	51.64%			13.96%			69.49%		
	8.88 m	0.13	38.31%			10.36%			51.55%		

Fuente: elaboración propia.

En la Figura 105 se puede visualizar de forma gráfica cada caso de restricciones de grados de libertad tiene un comportamiento según la longitud efectiva como se muestra a continuación:

Figura 107.

Cuadros comparativos de demanda capacidad por pandeo de fuerza axial según las normas aplicables en arcos



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.2.8. Resultados de comparativos de factor de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento y con arriostramiento por análisis de segundo orden

A continuación, se muestra los resultados comparativos de la capacidad de carga por medio de análisis de segundo orden evaluando dos escenarios, el primer escenario es el caso general que se ha trabajado con arcos gemelos no arriostrados lateralmente, y el segundo escenario se da al implementar un elemento de arriostramiento lateral resistente a momento ubicada en el centro del riñón de cada arco, es decir agregar un marco transversal de arriostramiento para evaluar el incremento de la capacidad de carga crítica axial para el primer modo de pandeo obtenidas por el método de elementos finitos. Debido a que se obtienen en elementos finitos varios modos de pandeo, únicamente se muestran los resultados del primer modo de pandeo siendo el más crítico para efectos de evaluar el límite de resistencia de pandeo.

Tabla LV. Factores de pandeo en la dirección longitudinal X por análisis de segundo orden con elementos finitos

Caso	Luz Arco	Ho	L/Ho	FACTOR DE PANDEO SA	PROMEDIO DE FACTOR DE PANDEO SA	VARIANZA MUESTRAL DE FACTOR DE PANDEO SA
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	0.20	6.9342	6.2922	0.2653
	51	10.20 m	0.20	5.9633		
	62	12.40 m	0.20	6.4722		
	71	14.20 m	0.20	5.7992		
	42	5.25 m	0.13	6.1889	6.4678	0.2232
	51	6.38 m	0.13	7.1087		
	62	7.75 m	0.13	6.0463		
	71	8.88 m	0.13	6.5272		
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	0.20	3.2785	3.2386	0.1340
	51	10.20 m	0.20	2.8397		
	62	12.40 m	0.20	3.1209		
	71	14.20 m	0.20	3.7155		
	42	5.25 m	0.13	2.9947	3.0219	0.0717
	51	6.38 m	0.13	3.1625		
	62	7.75 m	0.13	2.6584		
	71	8.88 m	0.13	3.2718		
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	0.20	2.1179	1.8264	0.0753
	51	10.20 m	0.20	1.6372		
	62	12.40 m	0.20	1.5516		
	71	14.20 m	0.20	1.9990		
	42	5.25 m	0.13	1.7266	1.7775	0.0583
	51	6.38 m	0.13	1.8565		
	62	7.75 m	0.13	1.4757		
	71	8.88 m	0.13	2.0513		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVI. Factores de pandeo en la dirección transversal Y por análisis de segundo orden con elementos finitos

Caso	Luz Arco	Ho	L/Ho	FACTOR DE PANDEO SA	PROMEDIO DE FACTOR DE PANDEO SA	VARIANZA MUESTRAL DE FACTOR DE PANDEO SA
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	0.20	49.8260	45.2131	13.6964
	51	10.20 m	0.20	42.8495		
	62	12.40 m	0.20	46.5067		
	71	14.20 m	0.20	41.6704		
	42	5.25 m	0.13	44.4707	46.4747	11.5253
	51	6.38 m	0.13	51.0799		
	62	7.75 m	0.13	43.4465		
	71	8.88 m	0.13	46.9017		
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	0.20	23.5581	23.2714	6.9186
	51	10.20 m	0.20	20.4047		
	62	12.40 m	0.20	22.4251		
	71	14.20 m	0.20	26.6977		
	42	5.25 m	0.13	21.5187	21.7138	3.7014
	51	6.38 m	0.13	22.7241		
	62	7.75 m	0.13	19.1024		
	71	8.88 m	0.13	23.5099		
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	0.20	13.5824	12.7150	2.2752
	51	10.20 m	0.20	11.7643		
	62	12.40 m	0.20	11.1494		
	71	14.20 m	0.20	14.3638		
	42	5.25 m	0.13	12.4065	12.7724	3.0101
	51	6.38 m	0.13	13.3399		
	62	7.75 m	0.13	10.6034		
	71	8.88 m	0.13	14.7397		

Fuente: elaboración propia.

Con lo anterior se traduce en la demanda capacidad por carga crítica de pandeo por el método de análisis de segundo orden con efecto P-Delta, que se resume en la siguiente tabla de D/C:

Tabla LVII. **Demanda / Capacidad (D/C) de pandeo en la dirección longitudinal X por análisis de segundo orden con elementos finitos**

Caso	Ho	L/Ho	D/C Según ACI Metodo P-Delta SA	Promedio D/C Según Metodo P-Delta SA	Varianza Muestral D/C P-Delta SA	D / C Según Metodo P-Delta CA	Promedio D/C Según Metodo P-Delta CA	Varianza Muestral D/C P-Delta CA
1) Arco Empotrado	8.40 m	0.20	14.42%	15.97%	3.15%	15.31%	14.72%	0.02%
	10.20 m	0.20	16.77%					
	12.40 m	0.20	15.45%					
	14.20 m	0.20	17.24%					
	5.25 m	0.13	16.16%	15.52%	0.51%	15.46%	14.89%	
	6.38 m	0.13	14.07%					
	7.75 m	0.13	16.54%					
	8.88 m	0.13	15.32%					
2) Arco biarticulado	8.40 m	0.20	30.50%	31.17%	0.51%	27.37%	28.56%	0.05%
	10.20 m	0.20	35.22%					
	12.40 m	0.20	32.04%					
	14.20 m	0.20	26.91%					
	5.25 m	0.13	33.39%	33.30%	0.60%	31.59%	28.39%	
	6.38 m	0.13	31.62%					
	7.75 m	0.13	37.62%					
	8.88 m	0.13	30.56%					
3) Arco triararticulado	8.40 m	0.20	47.22%	55.69%	0.66%	47.22%	43.87%	0.07%
	10.20 m	0.20	61.08%					
	12.40 m	0.20	64.45%					
	14.20 m	0.20	50.03%					
	5.25 m	0.13	57.92%	57.07%	0.37%	54.50%	47.23%	
	6.38 m	0.13	53.87%					
	7.75 m	0.13	67.77%					
	8.88 m	0.13	48.75%					

Fuente: elaboración propia.

Tabla LVIII. **Factor de pandeo en la dirección transversal X por análisis de segundo orden con elementos finitos**

Caso	Ho	r=L/Ho	FACTOR DE PANDEO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL "X" SIN ARRIOSTRAMIENTO	FACTOR DE PANDEO EN LA DIRECCION TRANSVERSAL "X" CON ARRIOSTRAMIENTO	% AUMENTO DE CAPACIDAD AL ARRIOSTRAR	PROMEDIO % AUMENTO DE CAPACIDAD	VARIANZA MUESTRAL
1) Arco Empotrado	42.00 m	0.13	6.1889	6.4690	104.53%	104.77%	0.0063
	51.00 m	0.13	7.1087	7.2723	102.30%		
	62.00 m	0.13	6.0463	5.8418	96.62%		
	71.00 m	0.13	6.5272	7.5471	115.63%		
	42.00 m	0.20	6.9342	6.5334	94.22%	108.81%	0.0122
	51.00 m	0.20	5.9633	7.2006	120.75%		
	62.00 m	0.20	6.4722	7.0175	108.42%		
	71.00 m	0.20	5.7992	6.4865	111.85%		
2) Arco biarticulado	42.00 m	0.13	2.9947	3.1656	105.71%	124.10%	0.1276
	51.00 m	0.13	3.1625	5.6158	177.58%		
	62.00 m	0.13	2.6584	2.7654	104.02%		
	71.00 m	0.13	3.2718	3.5690	109.08%		
	42.00 m	0.20	3.2785	3.6536	111.44%	108.93%	0.0022
	51.00 m	0.20	2.8397	3.2042	112.84%		
	62.00 m	0.20	3.1209	3.4048	109.10%		
	71.00 m	0.20	3.7155	3.8033	102.36%		
3) Arco triarticulado	42.00 m	0.13	1.7266	1.8350	106.28%	125.82%	0.0205
	51.00 m	0.13	1.6372	2.3035	140.69%		
	62.00 m	0.13	1.4757	1.8818	127.52%		
	71.00 m	0.13	2.0513	2.6419	128.79%		
	42.00 m	0.20	2.1179	2.1179	100.00%	130.33%	0.0774
	51.00 m	0.20	1.6372	1.8574	113.45%		
	62.00 m	0.20	1.5516	2.3711	152.82%		
	71.00 m	0.20	1.9990	3.0997	155.06%		

Fuente: elaboración propia.

3.3. Resultados para comparación del comportamiento estructural de arcos circulares biarticulados y biempotrados

Las fuerzas axiales, momentos, cortantes y torsión son evaluadas empleando un análisis de promedios de las razones a/b para describir el comportamiento de estas variables:

Las razones de fuerza axial por carga muerta en el arranque del arco se calculan así:

- $P_{ud \text{ Empotrado}} / P_{ud \text{ Triarticulado}}$
- $P_{ud \text{ Empotrado}} / P_{ud \text{ Triarticulado}}$

Donde P_{ud} es la fuerza axial por carga muerta, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente. La razón de fuerza axial por carga viva en el arranque del arco se calcula así:

- $P_{uv \text{ Empotrado}} / P_{uv \text{ Triarticulado}}$
- $P_{uv \text{ Empotrado}} / P_{uv \text{ Triarticulado}}$

Donde P_{uv} es la fuerza axial por carga muerta, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

Las razones de fuerza axial por carga debida a sismo en la dirección longitudinal U_x en el arranque del arco se calculan así:

- $P_{u \text{ Sismo X Empotrado}} / P_{u \text{ Sismo X Triarticulado}}$
- $P_{u \text{ Sismo X Empotrado}} / P_{u \text{ Sismo X Triarticulado}}$

Donde $P_{u \text{ Sismo X}}$ es fuerza axial por carga debida a sismo en la dirección longitudinal U_x al puente, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

Las razones de fuerza axial por carga debida al sismo en la dirección transversal U_y en el arranque del arco se calculan así:

- $Pu_{\text{Sismo Y Empotrado}} / Pu_{\text{Sismo Y Triarticulado}}$
- $Pu_{\text{Sismo Y Empotrado}} / Pu_{\text{Sismo Y Triarticulado}}$

Donde $Pu_{\text{Sismo X}}$ es de fuerza axial por carga debida a sismo en la dirección transversal al puente, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

Las razones de fuerza cortante por carga muerta en el arranque del arco se calculan así:

- $Pud_{\text{Empotrado}} / Pud_{\text{Triarticulado}}$
- $Pud_{\text{Empotrado}} / Pud_{\text{Triarticulado}}$

Donde Pud es la fuerza cortante por carga muerta, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

La razón de fuerza cortante por carga viva en el arranque del arco se calcula así:

- $Puv_{\text{Empotrado}} / Puv_{\text{Triarticulado}}$
- $Puv_{\text{Empotrado}} / Puv_{\text{Triarticulado}}$

Donde Puv es la fuerza cortante por carga muerta, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente. Las razones de fuerza cortante por carga debida a sismo en la dirección longitudinal Ux en el arranque del arco se calculan así:

- $Pu_{\text{Sismo X Empotrado}} / Pu_{\text{Sismo X Triarticulado}}$
- $Pu_{\text{Sismo X Empotrado}} / Pu_{\text{Sismo X Triarticulado}}$

Donde $P_{u \text{ Sismo } X}$ es fuerza cortante por carga debida a sismo en la dirección longitudinal U_x al puente, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

Las razones de fuerza cortante por carga debida al sismo en la dirección transversal U_y en el arranque del arco se calculan así:

- $P_{u \text{ Sismo } Y \text{ Empotrado}} / P_{u \text{ Sismo } Y \text{ Triarticulado}}$
- $P_{u \text{ Sismo } Y \text{ Empotrado}} / P_{u \text{ Sismo } Y \text{ Triarticulado}}$

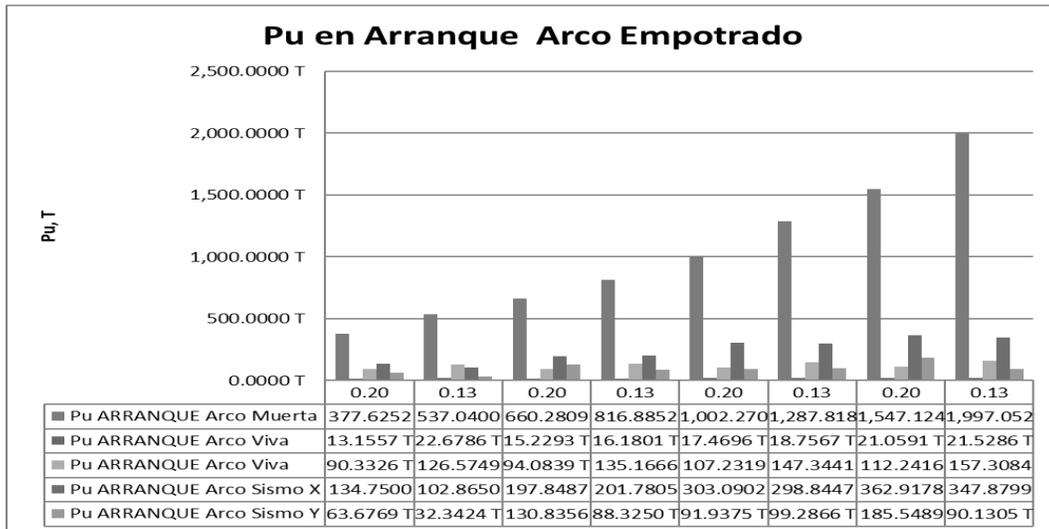
Donde $P_{u \text{ Sismo } X}$ es de fuerza cortante por carga debida a sismo en la dirección transversal al puente, y los subíndices indican a que arco pertenece empotrado, biarticulado o triarticulado respectivamente.

Lo anterior se replica en las fuerzas obtenidas en la corona de los arcos calculando las razones de la misma forma que se realiza en el arranque.

3.3.1. Resultados de fuerzas axiales en el arranque de los arcos circulares empotrados, y biarticulados

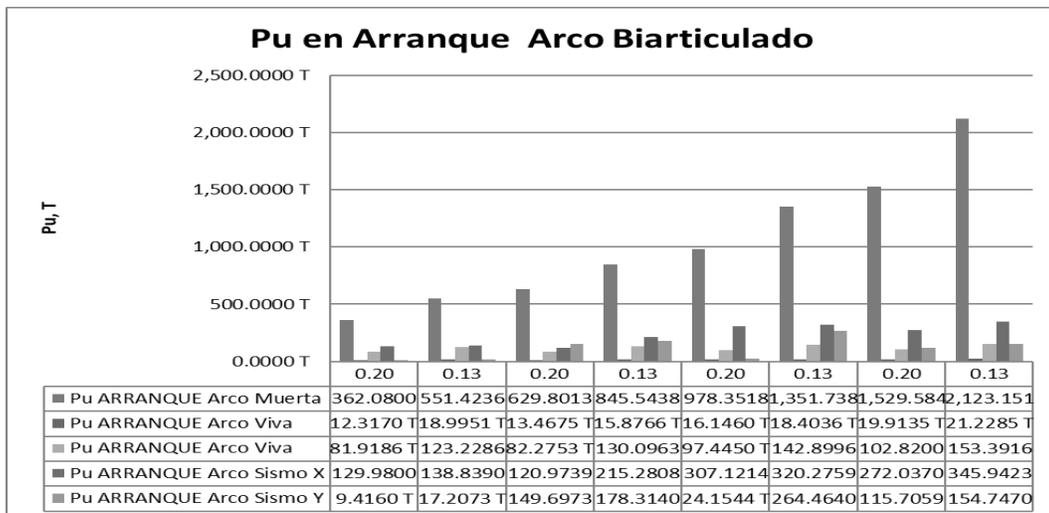
A continuación, se muestra las magnitudes de las fuerzas axiales obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 108. Resultados de fuerzas axiales para arcos empotrados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 109. Presentación de fuerzas axiales para arcos biarticulados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.3.2. Comparación basada en razones de fuerzas axiales del arranque de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

Para realizar la comparación de la eficiencia de los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados, se calculó las razones respecto a los triarticulados para cada una de las fuerzas axiales en los arcos.

Tabla LIX. Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en el arranque

Luz Arco	$r=H_0/L$	Razón Pu Muerta Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Viva Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Razón Pu Viva Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	1.5858	1.2551	0.1208	1.0681	1.0846	0.0010	1.1027	1.1096	0.0005
51	0.20	1.5248			1.1308			1.1435		
62	0.20	0.9504			1.0820			1.1004		
71	0.20	0.9595			1.0575			1.0916		
42	0.13	0.8884	0.8667	0.0002	1.1939	1.0616	0.0078	1.0272	1.0307	0.0000
51	0.13	0.8607			1.0191			1.0390		
62	0.13	0.8569			1.0192			1.0311		
71	0.13	0.8608			1.0141			1.0255		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LX. Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos biarticulados/triarticulados

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Pu Muerta Biarticulado/Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Viva Biarticulado/Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Razón Pu Viva Biarticulado/Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	1.5205	1.2128	0.1014	4.0852	3.7745	0.7428	13.1210	3.9351	37.5069
51	0.20	1.4544			2.6595			0.7875		
62	0.20	0.9277			3.6449			0.9126		
71	0.20	0.9486			4.7082			0.9191		
42	0.13	0.9122	0.9044	0.0001	2.6044	2.7126	0.1122	0.8641	0.8511	0.0001
51	0.13	0.8908			2.3815			0.8489		
62	0.13	0.8994			2.6888			0.8475		
71	0.13	0.9151			3.1759			0.8440		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXI. Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos empotrados/triarticulados en el arranque

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Pu Sismo X Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Pu Sismo Y Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	1.0367	1.2197	0.0901	6.7626	3.2616	7.0011
51	0.20	1.6355			0.8740		
62	0.20	0.9869			3.8062		
71	0.20	1.3341			1.6036		
42	0.13	0.7409	0.9042	0.0130	1.8796	0.8332	0.4938
51	0.13	0.9373			0.4953		
62	0.13	0.9331			0.3754		
71	0.13	1.0056			0.5824		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXII. **Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos biarticulados/triarticulados en el arranque**

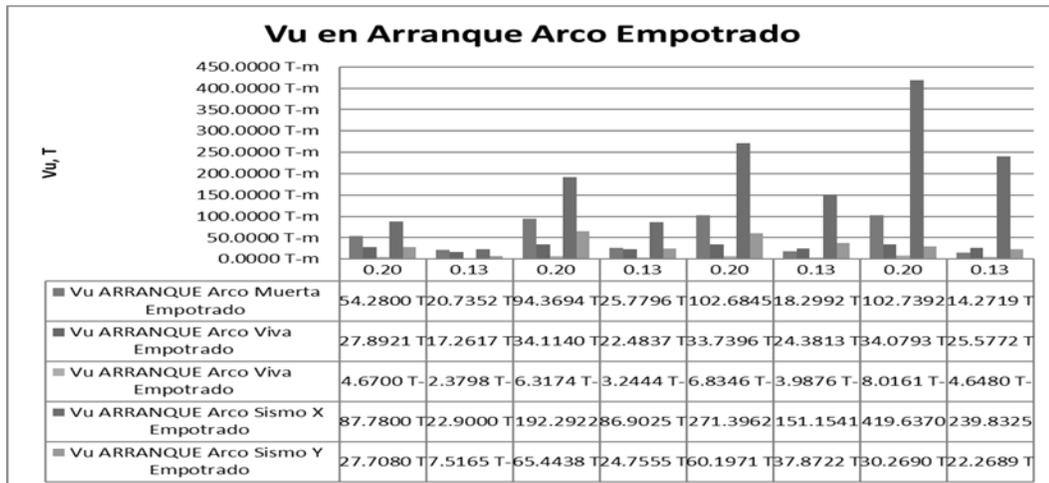
Luz Arco	$r=H_0/L$	Razón Pu Sismo X Biarticulado/Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Pu Sismo Y Biarticulado/Triarticulado	Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	29.7172	14.5775	149.2512	0.3976	1.1537	0.8853
51	0.20	7.4933			2.0007		
62	0.20	6.5221			0.2827		
71	0.20	2.8320			1.9336		
42	0.13	11.9661	5.2239	20.6636	0.3208	0.6727	0.1636
51	0.13	3.6686			1.0905		
62	0.13	3.2066			0.9483		
71	0.13	2.0545			0.3314		

Fuente: elaboración propia.

3.3.3. Resultados de fuerzas cortantes en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

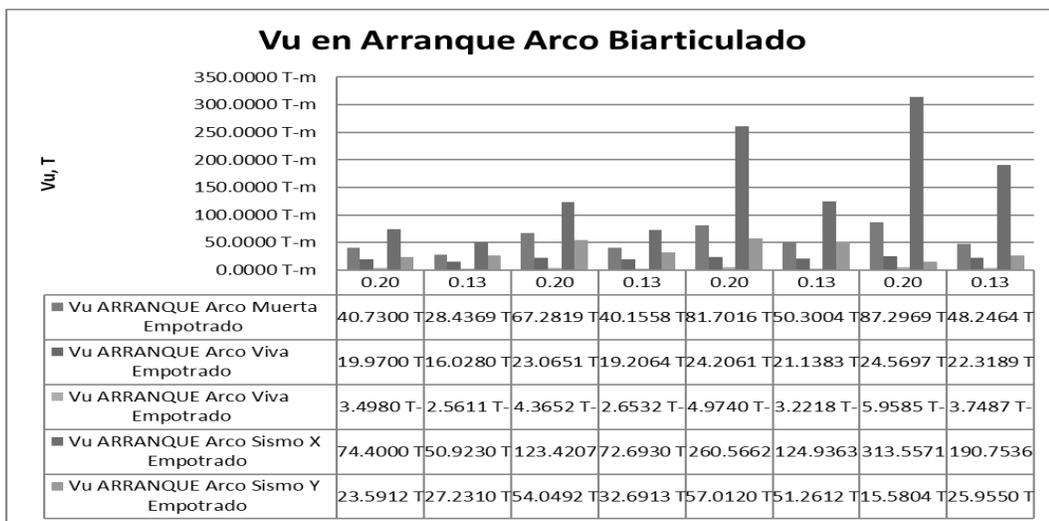
A continuación, se muestra las magnitudes de las fuerzas cortantes obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 110. Presentación de fuerzas cortantes Vx para arcos empotrados en el arranque



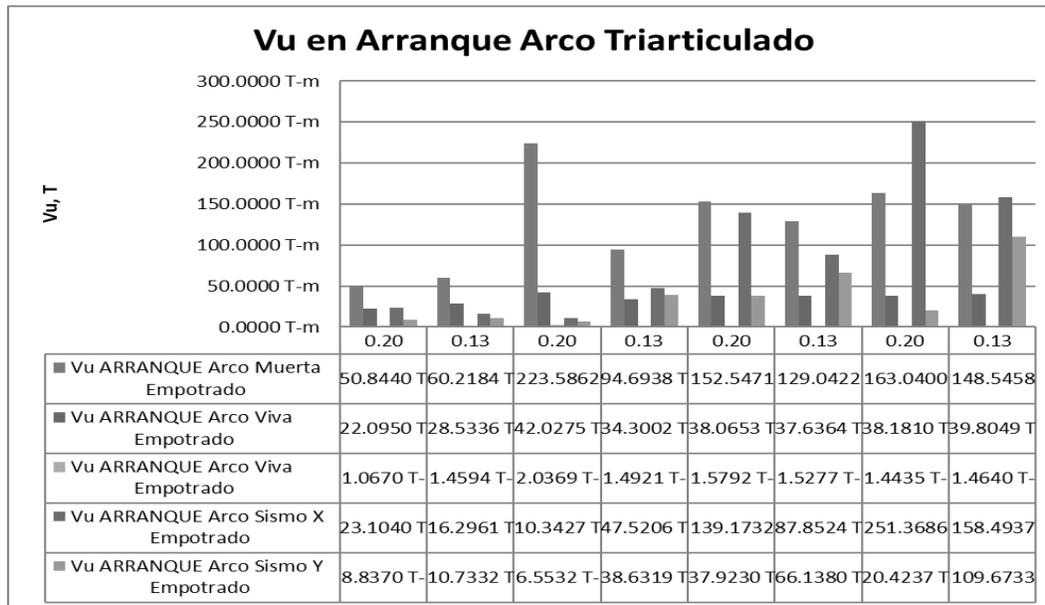
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 111. Presentación de fuerzas cortantes Vx para arcos empotrados



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 112. **Presentación de fuerzas cortantes Vx para arcos empotrados**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.3.4. Comparación basada en razones de fuerzas cortantes en el arranque en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

De acuerdo con la relación de fuerzas cortantes en el arranque de arcos para los tres casos de condiciones de apoyo y grado de libertad en la corona, se calcularon las razones, obteniendo el valor adimensional que nos indica si la razón es mayor a uno, entonces la fuerza cortante del arco triarticulado es menor a las fuerzas de las comparaciones, o bien, si es menor a uno, entonces la fuerza cortante del arco triarticulado es mayor a su par de comparación.

Tabla LXIII. Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en el arranque

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Vu Muerta Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu	Razón Vu Viva Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Viva	Varianza Muestral Razón Vu Viva	Razón Vu Viva Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Viva	Varianza Muestral Razón Vu Viva
42	0.20	1.0676	0.7836	0.0389	1.3967	1.4142	0.0019	1.3350	1.3754	0.0026
51	0.20	0.7636			1.4790			1.4472		
62	0.20	0.6731			1.3938			1.3741		
71	0.20	0.6301			1.3870			1.3453		
42	0.13	0.3443	0.2136	0.0132	1.0770	1.1368	0.0017	0.9292	1.1574	0.0232
51	0.13	0.2722			1.1706			1.2228		
62	0.13	0.1418			1.1534			1.2377		
71	0.13	0.0961			1.1460			1.2399		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIV. Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos biarticulados /triarticulados en el arranque

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Vu Muerta Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Vu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Pu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	0.8011	0.6041	0.0173	0.9038	0.6830	0.0235	3.2784	3.1747	0.6614
51	0.20	0.5444			0.5488			2.1431		
62	0.20	0.5356			0.6359			3.1497		
71	0.20	0.5354			0.6435			4.1278		
42	0.13	0.4722	0.4027	0.0038	0.5617	0.5610	0.0000	1.7549	2.0506	0.1417
51	0.13	0.4241			0.5600			1.7782		
62	0.13	0.3898			0.5616			2.1089		
71	0.13	0.3248			0.5607			2.5606		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXV. Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos empotrado/triarticulado en el arranque

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Vu Sismo X Arranque Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Sismo X	Varianza Muestral Razón Vu Sismo X	Razón Vu Sismo Y Arranque Empotrado / Triarticulado	Razón Vu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Vu Sismo Y
42	0.20	1.1798	1.2598	0.0492	1.1745	1.3460	0.1627
51	0.20	1.5580			1.2108		
62	0.20	1.0416			1.0559		
71	0.20	1.3383			1.9428		
42	0.13	0.4497	1.0281	0.1494	0.2760	0.6575	0.0674
51	0.13	1.1955			0.7573		
62	0.13	1.2098			0.7388		
71	0.13	1.2573			0.8580		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVI. Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos biarticulado /triarticulado en el arranque

Luz Arco	r=Ho/L	Pu Sismo X Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Pu Sismo Y Biarticulado/ Triarticulado	Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	3.2202	3.7198	4.5858	2.6696	3.2959	11.5144
51	0.20	6.0671			8.2478		
62	0.20	1.8722			1.5034		
71	0.20	1.2474			0.7629		
42	0.13	3.1249	1.8201	0.7751	2.5371	1.0988	0.9935
51	0.13	1.5297			0.8462		
62	0.13	1.4221			0.7751		
71	0.13	1.2035			0.2367		

Fuente: elaboración propia.

3.3.5. Resultados de fuerzas torsionales en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados

A continuación, se muestra las magnitudes de las fuerzas torsionales obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de

forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 113. **Representación de magnitudes graficas de fuerzas de torsión Trx para arcos empotrados**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

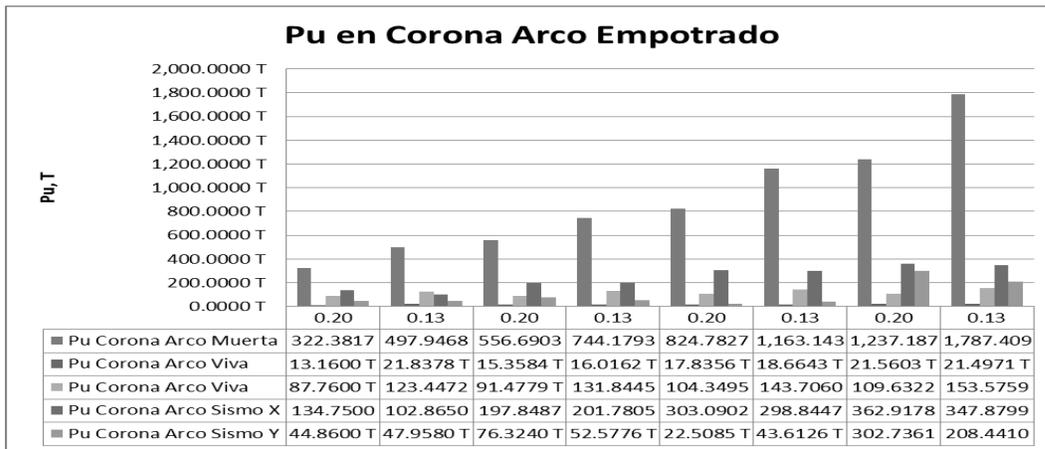
3.3.6. Comparación basada en razones de fuerzas torsionales en el arranque en arcos circulares empotrados y biarticulados

En el caso de la torsión únicamente se reportan datos en los arcos empotrados, debido a que los biarticulados y triarticulados tienen la capacidad de anular los momentos por torsión debido a la articulación en los apoyos.

3.3.7. Resultados de fuerzas axiales en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados

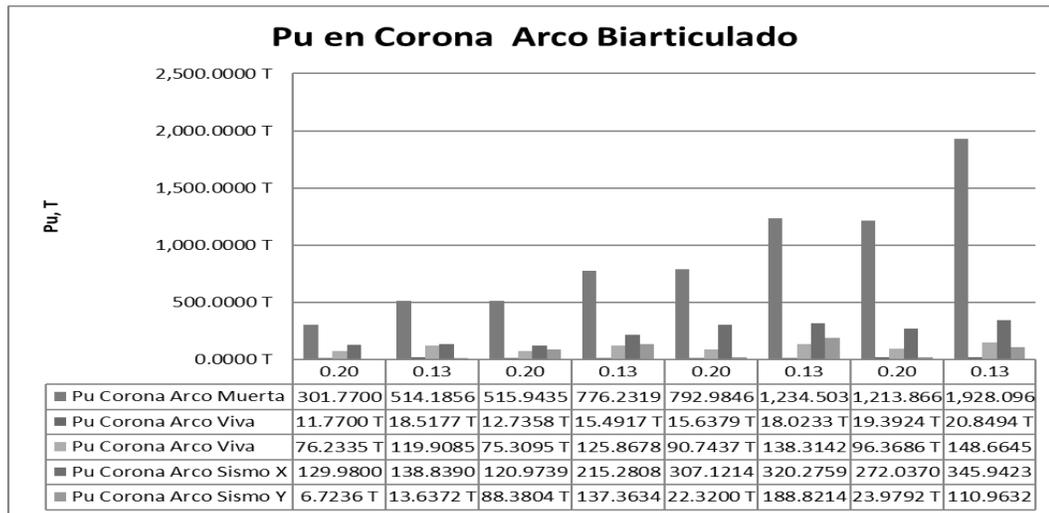
A continuación, se muestra las magnitudes de las fuerzas axiales en la corona obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 114. Presentación de fuerzas axiales en arcos empotrados en la corona



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 115. **Presentación de fuerzas axiales en arcos biarticulados en la corona**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.3.8. Comparación basada en razones de fuerzas axiales de la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

De acuerdo con la relación de fuerzas axiales en la corona de arcos para los tres casos de condiciones de apoyo y grado de libertad en la corona, se calcularon las razones, obteniendo el valor adimensional que nos indica si la razón es mayor a uno, entonces la fuerza axial del arco triarticulado es menor a las fuerzas de las comparaciones, o bien, si es menor a uno, entonces la fuerza axial del arco triarticulado es mayor a su par de comparación.

Tabla LXVII. Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en la corona

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Pu Muerta Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Viva Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Razón Pu Viva Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	1.5035	1.2450	0.1378	1.1181	1.1441	0.0019	1.1512	1.1634	0.0012
51	0.20	1.6236			1.2059			1.2147		
62	0.20	0.9197			1.1405			1.1499		
71	0.20	0.9332			1.1118			1.1376		
42	0.13	0.8654	0.8396	0.0003	1.1793	1.0699	0.0053	1.0295	1.0373	0.0001
51	0.13	0.8332			1.0339			1.0475		
62	0.13	0.8280			1.0356			1.0390		
71	0.13	0.8318			1.0311			1.0330		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXVIII. Razón de fuerzas axiales de carga muerta y viva para arcos biarticulados/triarticulados en la corona

Luz Arco	r=Ho/L	Razón Pu Muerta Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Pu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Razón Pu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	1.4074	1.1780	0.1049	3.9038	3.6335	0.7467	1.2210	0.9133	0.0462
51	0.20	1.5048			2.5150			0.7208		
62	0.20	0.8842			3.5302			0.8499		
71	0.20	0.9156			4.5850			0.8614		
42	0.13	0.8936	0.8847	0.0002	2.5389	2.6538	0.1130	0.8409	0.8251	0.0001
51	0.13	0.8690			2.3238			0.8213		
62	0.13	0.8788			2.6333			0.8203		
71	0.13	0.8972			3.1192			0.8180		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXIX. Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos Empotrados/triarticulados en la corona

Luz Arco	$r=H_o/L$	Razón Pu Sismo X Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Pu Sismo Y Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	1.0367	1.2197	0.0901	6.6721	5.2923	31.2121
51	0.20	1.6355			0.8636		
62	0.20	0.9869			1.0084		
71	0.20	1.3341			12.6249		
42	0.13	0.7409	0.9042	0.0130	3.5167	1.5022	2.3563
51	0.13	0.9373			0.3828		
62	0.13	0.9331			0.2310		
71	0.13	1.0056			1.8785		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXX. Razón de fuerzas axiales de carga sísmica para arcos biarticulados /triarticulados en la corona

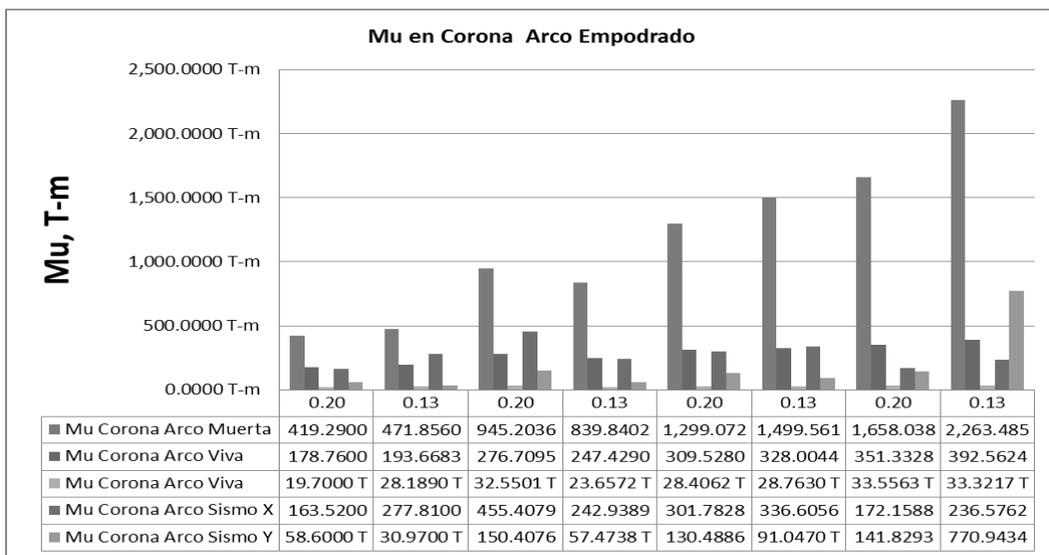
Luz Arco	$r=H_o/L$	Razón Pu Sismo X Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Vu Sismo Y Biarticulado/ Triarticulado	Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	29.7172	14.5775	149.2512	0.3633	0.6921	0.2070
51	0.20	7.4933			1.3454		
62	0.20	6.5221			0.6591		
71	0.20	2.8320			0.4007		
42	0.13	11.9661	5.2239	20.6636	0.2542	0.6448	0.1712
51	0.13	3.6686			1.0858		
62	0.13	3.2066			0.9069		
71	0.13	2.0545			0.3321		

Fuente: elaboración propia.

3.3.9. Resultados de momentos flectores en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados

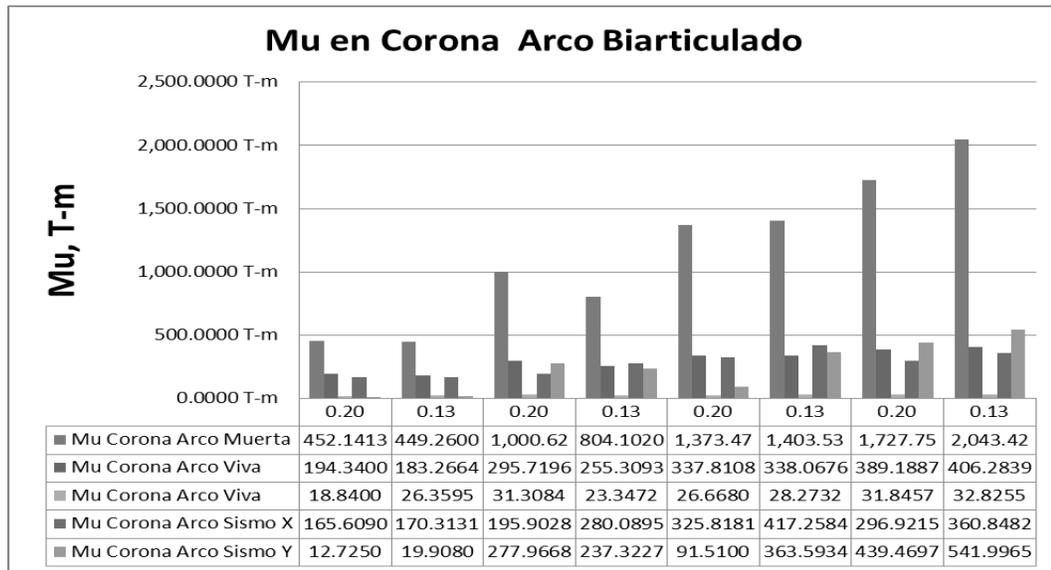
A continuación, se muestra las magnitudes de momentos flectores en la corona obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 116. **Presentación de momentos flectores Mu para arcos empotrados en la Corona**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 117. **Presentación de momentos flectores Mu para arcos biarticulados en la Corona**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

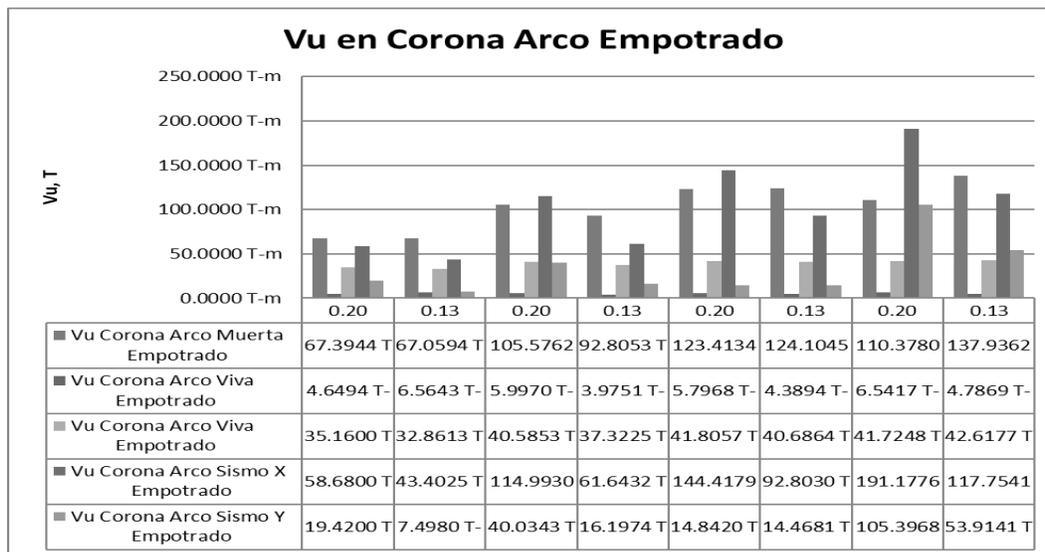
3.3.10. Comparación basada en razones de momentos en la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

Se reporta que para los arcos circulares triarticulados los momentos en la corona se anulan. Mientras que en los arcos biarticulados y empotrados para si se generan momentos flectores, los cuales se muestran a continuación.

3.3.11. Resultados de fuerzas cortantes en la corona de los arcos circulares empotrados y biarticulados

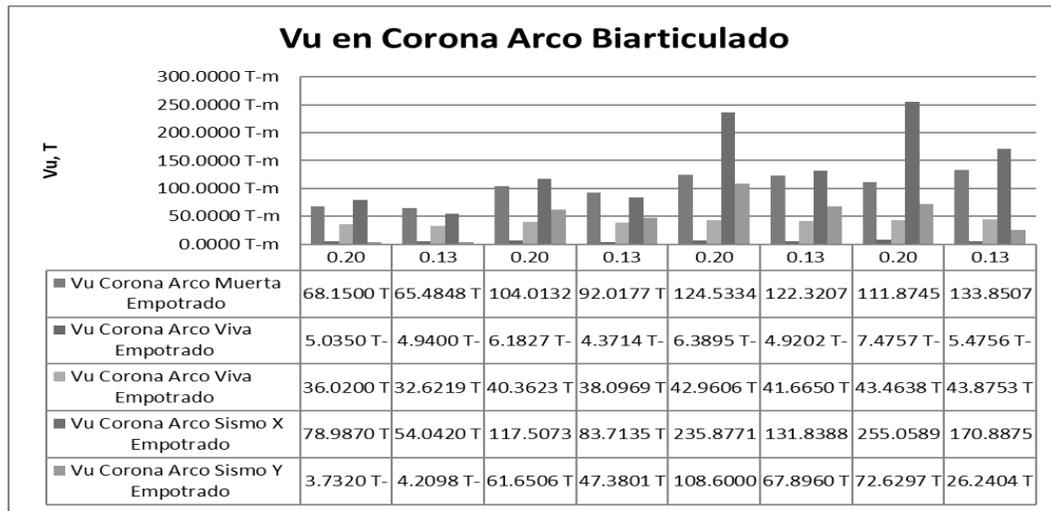
A continuación, se muestra las magnitudes de las fuerzas cortantes en la corona obtenidas en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados para que de forma gráfica se pueda comprender los valores de algunas categorías de cargas a las que están sometidos los arcos circulares para los puentes con tablero superior.

Figura 118. Presentación de fuerzas cortantes V_u para arcos empotrados en la Corona



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Figura 119. **Presentación de fuerzas cortantes Vu para arcos Biarticulados en la Corona**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

3.3.12. Comparación basada en razones de fuerzas cortantes de la corona de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

De acuerdo con la relación de fuerzas cortantes en la corona de arcos para los tres casos de condiciones de apoyo y grado de libertad en la corona, se calcularon las razones, obteniendo el valor adimensional que nos indica si la razón es mayor a uno, entonces la fuerza cortante del arco triarticulado es menor a las fuerzas de las comparaciones, o bien, si es menor a uno, entonces la fuerza cortante del arco triarticulado es mayor a su par de comparación.

Tabla LXXI. Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos empotrados/triarticulados en la corona

Luz Arco	$r=H_0/L$	Razón Vu Muerta Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu	Varianza Muestral Razón Vu	Razón Vu Viva Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Viva	Varianza Muestral Razón Vu Viva	Razón Vu Viva Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Viva	Varianza Muestral Razón Vu Viva
42	0.20	1.4757	1.2063	0.0385	0.9234	0.9189	0.0016	0.9761	0.9787	0.0004
51	0.20	1.2265			0.9700			1.0055		
62	0.20	1.0469			0.9072			0.9731		
71	0.20	1.0759			0.8751			0.9600		
42	0.13	1.1856	1.1083	0.0029	1.3288	1.0011	0.0479	1.0073	0.9837	0.0003
51	0.13	1.0686			0.9093			0.9797		
62	0.13	1.0761			0.8921			0.9765		
71	0.13	1.1030			0.8742			0.9713		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXII. Razón de fuerzas cortantes de carga muerta y viva para arcos biarticulados /triarticulados en el arranque

Luz Arco	$r=H_0/L$	Razón Vu Muerta Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu	Varianza Muestral Razón Pu	Razón Vu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva	Pu Viva Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Viva	Varianza Muestral Razón Pu Viva
42	0.20	1.4923	1.2119	0.0392	4.7188	4.2448	0.8665	1.6302	1.2144	0.0835
51	0.20	1.2083			3.0353			0.9604		
62	0.20	1.0564			4.0460			1.1286		
71	0.20	1.0905			5.1789			1.1384		
42	0.13	1.1577	1.0871	0.0022	3.3850	3.3189	0.1143	1.1433	1.1158	0.0003
51	0.13	1.0595			2.9297			1.1107		
62	0.13	1.0607			3.2207			1.1070		
71	0.13	1.0704			3.7402			1.1023		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIII. Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos empotrado/triarticulado en la corona

Luz Arco	$r=H_o/L$	Razón Vu Sismo X Corona Empotrado / Triarticulado	Promedio Razón Vu Sismo X	Varianza Muestral Razón Vu Sismo X	Razón Vu Sismo Y Corona Empotrado / Triarticulado	Razón Vu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Vu Sismo Y
42	0.20	0.7429	0.7779	0.0232	5.2036	1.8602	5.2609
51	0.20	0.9786			0.6494		
62	0.20	0.6123			0.1367		
71	0.20	0.7495			1.4512		
42	0.13	0.8031	0.7331	0.0026	1.7811	1.0977	0.9122
51	0.13	0.7364			0.3419		
62	0.13	0.7039			0.2131		
71	0.13	0.6891			2.0546		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIV. Razón de fuerzas cortantes de carga sísmica para arcos biarticulado /triarticulado en la corona

Luz Arco	$r=H_o/L$	Pu Sismo X Biarticulado/ Triarticulado	Promedio Razón Pu Sismo X	Varianza Muestral Razón Pu Sismo X	Razón Pu Sismo Y Biarticulado/ Triarticulado	Razón Pu Sismo Y	Varianza Muestral Razón Pu Sismo Y
42	0.20	3.7337	2.5848	1.1094	4.5220	3.3076	2.0039
51	0.20	1.7962			1.2713		
62	0.20	2.2244			3.8809		
71	0.20	1.2905			3.5561		
42	0.13	4.2218	2.4284	1.5519	0.3922	0.7760	0.2776
51	0.13	2.2179			1.3272		
62	0.13	1.9034			1.1211		
71	0.13	1.3704			0.2636		

Fuente: elaboración propia.

3.3.13. Comparación basada en razones de esfuerzos permanentes e instantáneos en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

De acuerdo con la relación de esfuerzos permanentes e instantáneos en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados, se calcularon las razones, obteniendo el valor adimensional que nos indica el porcentaje que representan los de cada uno de los esfuerzos secundarios respecto al total de estos, para comprender cuál de ellos es significativamente más relevante en el comportamiento de los arcos de concreto reforzado.

Tabla LXXV. Porcentaje que representan los esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque

L	Ho	r=Ho/L	% ΔAE Arco Empotrado	Promedio del % ΔAE Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Empotrado	% ΔCC Arco Empotrado	Promedio del % ΔCC Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔCC Arco Empotrado	% ΔFP Arco Empotrado	Promedio del % ΔFP Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Empotrado
42.00 m	5.25 m	0.13	18.91%	20.32%	0.0157%	25.50%	26.85%	0.0097%	55.59%	52.84%	0.0403%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.74%			27.69%			52.58%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.84%			26.74%			52.42%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.77%			27.46%			50.77%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.79%	20.87%	0.0337%	36.02%	35.98%	0.0122%	45.19%	43.15%	0.0709%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			34.82%			45.12%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.61%			35.63%			42.77%		
71.00 m	14.20 m	0.20	23.01%			37.46%			39.53%		
L	Ho	r=Ho/L	ΔAE Arco Biarticulado kg/cm ²	Promedio del % ΔAE Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Biarticulado	% ΔCC Arco Biarticulado	Promedio del % ΔCC Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % relacion ΔCC Arco Biarticulado	% ΔFP Arco Biarticulado	Promedio del % ΔFP Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Biarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	18.94%	20.29%	0.0142%	24.87%	25.69%	0.0063%	56.19%	54.02%	0.0232%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.75%			26.76%			53.49%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.80%			25.43%			53.77%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.66%			25.70%			52.64%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.74%	20.87%	0.0352%	37.47%	37.12%	0.0050%	43.80%	42.00%	0.0477%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			36.50%			43.43%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.65%			36.57%			41.79%		
71.00 m	14.20 m	0.20	23.05%			37.95%			39.00%		
L	Ho	r=Ho/L	ΔAE Arco Triarticulado kg/cm ²	Promedio del % ΔAE Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Triarticulado	% ΔCC Arco Empotrado Triarticulado	Promedio del % ΔCC Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔCC Arco Triarticulado	% ΔFP Arco Triarticulado	Promedio del % ΔFP Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Triarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	19.03%	20.26%	0.0118%	22.80%	23.21%	0.0027%	58.17%	56.53%	0.0156%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.78%			23.88%			56.34%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.72%			22.79%			56.49%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.52%			23.36%			55.12%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.11%	20.64%	0.0416%	55.07%	44.41%	1.2619%	26.81%	34.95%	0.8983%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			53.09%			26.84%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.52%			33.73%			44.75%		
71.00 m	14.20 m	0.20	22.87%			35.73%			41.40%		

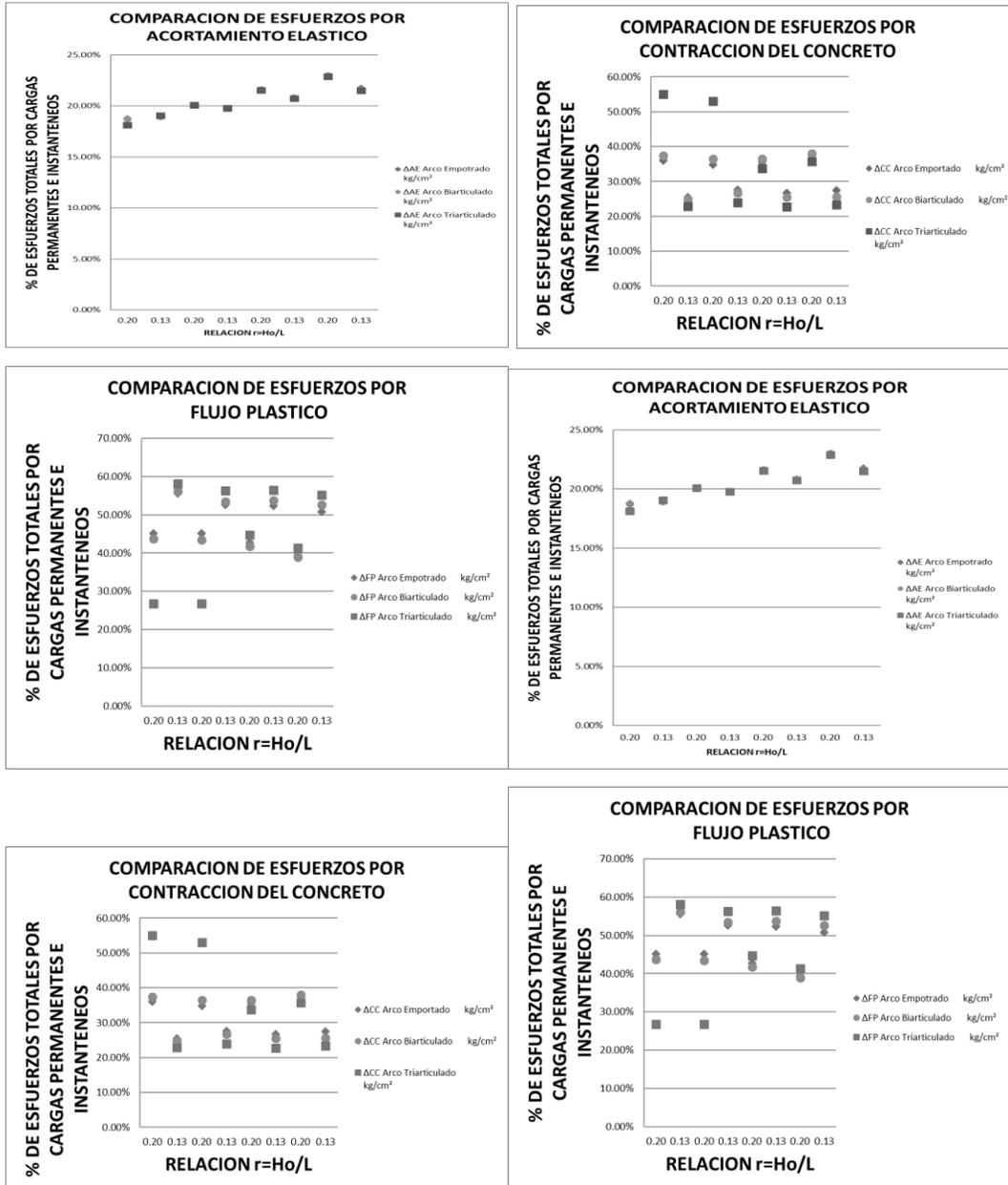
Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVI. Porcentaje que representan los esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque

L	Ho	r=Ho/L	% ΔAE Arco Empotrado	Promedio del % ΔAE Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Empotrado	% ΔCC Arco Empotrado	Promedio del % ΔCC Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔCC Arco Empotrado	% ΔFP Arco Empotrado	Promedio del % ΔFP Arco Empotrado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Empotrado
42.00 m	5.25 m	0.13	18.91%	20.32%	0.0157%	25.50%	26.85%	0.0097%	55.59%	52.84%	0.0403%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.74%			27.69%			52.58%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.84%			26.74%			52.42%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.77%			27.46%			50.77%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.79%	20.87%	0.0337%	36.02%	35.98%	0.0122%	45.19%	43.15%	0.0709%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			34.82%			45.12%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.61%			35.63%			42.77%		
71.00 m	14.20 m	0.20	23.01%			37.46%			39.53%		
L	Ho	r=Ho/L	ΔAE Arco Biarticulado kg/cm ²	Promedio del % ΔAE Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Biarticulado	% ΔCC Arco Biarticulado	Promedio del % ΔCC Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % relacion ΔCC Arco Biarticulado	% ΔFP Arco Biarticulado	Promedio del % ΔFP Arco Biarticulado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Biarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	18.94%	20.29%	0.0142%	24.87%	25.69%	0.0063%	56.19%	54.02%	0.0232%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.75%			26.76%			53.49%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.80%			25.43%			53.77%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.66%			25.70%			52.64%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.74%	20.87%	0.0352%	37.47%	37.12%	0.0050%	43.80%	42.00%	0.0477%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			36.50%			43.43%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.65%			36.57%			41.79%		
71.00 m	14.20 m	0.20	23.05%			37.95%			39.00%		
L	Ho	r=Ho/L	ΔAE Arco Triarticulado kg/cm ²	Promedio del % ΔAE Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔAE Arco Triarticulado	% ΔCC Arco Empotrado Triarticulado	Promedio del % ΔCC Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔCC Arco Triarticulado	% ΔFP Arco Triarticulado	Promedio del % ΔFP Arco Triarticulado	Varianza Muestral del % ΔFP Arco Triarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	19.03%	20.26%	0.0118%	22.80%	23.21%	0.0027%	58.17%	56.53%	0.0156%
51.00 m	6.38 m	0.13	19.78%			23.88%			56.34%		
62.00 m	7.75 m	0.13	20.72%			22.79%			56.49%		
71.00 m	8.88 m	0.13	21.52%			23.36%			55.12%		
42.00 m	8.40 m	0.20	18.11%	20.64%	0.0416%	55.07%	44.41%	1.2619%	26.81%	34.95%	0.8983%
51.00 m	10.20 m	0.20	20.06%			53.09%			26.84%		
62.00 m	12.40 m	0.20	21.52%			33.73%			44.75%		
71.00 m	14.20 m	0.20	22.87%			35.73%			41.40%		

Fuente: elaboración propia.

Figura 120. Esfuerzos permanentes e instantáneos para arcos circulares triarticulados en el arranque



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Los cocientes o la razón entre esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneos de arcos empotrados/triarticulado y arcos biarticulados/triarticulados se muestran a continuación:

Tabla LXXVII. Razones promedio de esfuerzos por acortamiento elástico ΔAE por cargas permanentes en arcos Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque

L	Ho	r=Ho/L	Razón relacion ΔAE Arco Empotrado / ΔAE Arco Biarticulado	Promedio de Razón relacion ΔAE Arco Empotrado / ΔAE Arco Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relacion ΔAE Arco Empotrado / ΔAE Arco Biarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	0.89	0.8667	0.0002
51.00 m	6.38 m	0.13	0.86		
62.00 m	7.75 m	0.13	0.86		
71.00 m	8.88 m	0.13	0.86		
42.00 m	8.40 m	0.20	1.59	1.2551	0.1208
51.00 m	10.20 m	0.20	1.52		
62.00 m	12.40 m	0.20	0.95		
71.00 m	14.20 m	0.20	0.96		
L	Ho	r=Ho/L	Razón relacion ΔAE Arco Biarticulado / ΔAE Arco Triarticulado	Promedio de Razón relacion ΔAE Biarticulado / ΔAE Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relacion ΔAE Biarticulado / ΔAE Triarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	0.91	0.9044	0.0001
51.00 m	6.38 m	0.13	0.89		
62.00 m	7.75 m	0.13	0.90		
71.00 m	8.88 m	0.13	0.92		
42.00 m	8.40 m	0.20	1.52	1.2128	0.1014
51.00 m	10.20 m	0.20	1.45		
62.00 m	12.40 m	0.20	0.93		
71.00 m	14.20 m	0.20	0.95		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXVIII. Razones promedio de esfuerzos por contracción o retracción de fraguado del concreto ΔCC en arcos Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque

L	Ho	r=Ho/L	Razón relación ΔCC Empotrado / ΔCC Triarticulado	Promedio de Razón relación ΔCC Empotrado / ΔCC Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relación ΔCC Empotrado / ΔCC Triarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	1.00	1.0000	0.0000
51.00 m	6.38 m	0.13	1.00		
62.00 m	7.75 m	0.13	1.00		
71.00 m	8.88 m	0.13	1.00		
42.00 m	8.40 m	0.20	1.00	1.0000	0.0000
51.00 m	10.20 m	0.20	1.00		
62.00 m	12.40 m	0.20	1.00		
71.00 m	14.20 m	0.20	1.00		
L	Ho	r=Ho/L	Razón relación ΔCC Biarticulado / ΔCC Triarticulado	Promedio de Razón relación ΔCC Biarticulado / ΔCC Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relación Biarticulado / ΔCC Triarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	1.00	1.0000	0.0000
51.00 m	6.38 m	0.13	1.00		
62.00 m	7.75 m	0.13	1.00		
71.00 m	8.88 m	0.13	1.00		
42.00 m	8.40 m	0.20	1.00	1.0000	0.0000
51.00 m	10.20 m	0.20	1.00		
62.00 m	12.40 m	0.20	1.00		
71.00 m	14.20 m	0.20	1.00		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXIX. Razones promedio de esfuerzos por flujo plástico ΔFP Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque

L	Ho	r=Ho/L	Razón relacion ΔFP Arco Empotrado / ΔFP Arco Triarticulado	Promedio de Razón relacion ΔFP Empotrado / ΔFP Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relacion ΔFP Empotrado / ΔFP Biarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	0.85	0.8085	0.0010
51.00 m	6.38 m	0.13	0.81		
62.00 m	7.75 m	0.13	0.79		
71.00 m	8.88 m	0.13	0.78		
42.00 m	8.40 m	0.20	2.58	1.7389	0.9208
51.00 m	10.20 m	0.20	2.56		
62.00 m	12.40 m	0.20	0.90		
71.00 m	14.20 m	0.20	0.91		
L	Ho	r=Ho/L	Razón relacion ΔFP Biarticulado / ΔFP Triarticulado	Promedio de Razón relacion ΔFP Biarticulado / ΔFP Triarticulado	Varianza Muestral del Razón relacion ΔFP Biarticulado / ΔFP Biarticulado
42.00 m	5.25 m	0.13	0.89	0.8635	0.0003
51.00 m	6.38 m	0.13	0.85		
62.00 m	7.75 m	0.13	0.85		
71.00 m	8.88 m	0.13	0.87		
42.00 m	8.40 m	0.20	2.40	1.6257	0.7535
51.00 m	10.20 m	0.20	2.35		
62.00 m	12.40 m	0.20	0.86		
71.00 m	14.20 m	0.20	0.89		

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXX. Longitudes finales de directriz de arco después de las cargas permanentes e instantáneas

Caso	L	Ho	r=Ho/L	S ARCO	ε Acortamiento Total de Arco	Lsf de Arco
1) Arco Empotrado	42.00 m	5.25 m	0.13	43.75 m	0.047 m	43.70 m
	51.00 m	6.38 m	0.13	53.13 m	0.053 m	53.07 m
	62.00 m	7.75 m	0.13	64.58 m	0.066 m	64.52 m
	71.00 m	8.88 m	0.13	73.96 m	0.074 m	73.88 m
	42.00 m	8.40 m	0.20	46.48 m	0.033 m	46.45 m
	51.00 m	10.20 m	0.20	56.44 m	0.042 m	56.40 m
	62.00 m	12.40 m	0.20	68.61 m	0.050 m	68.56 m
71.00 m	14.20 m	0.20	78.57 m	0.054 m	78.52 m	
Caso	L	Ho	r=Ho/L	S ARCO	S ARCO	Lf de Arco
2) Arco biarticulado	42.00 m	5.25 m	0.13	43.75 m	0.048 m	43.70 m
	51.00 m	6.38 m	0.13	53.13 m	0.054 m	53.07 m
	62.00 m	7.75 m	0.13	64.58 m	0.070 m	64.51 m
	71.00 m	8.88 m	0.13	73.96 m	0.079 m	73.88 m
	42.00 m	8.40 m	0.20	46.48 m	0.032 m	46.45 m
	51.00 m	10.20 m	0.20	56.44 m	0.040 m	56.40 m
	62.00 m	12.40 m	0.20	68.61 m	0.048 m	68.56 m
71.00 m	14.20 m	0.20	78.57 m	0.053 m	78.52 m	
Caso	L	Ho	r=Ho/L	S ARCO	S ARCO	Lf de Arco
3) Arco triararticulado	42.00 m	5.25 m	0.13	43.75 m	0.053 m	43.70 m
	51.00 m	6.38 m	0.13	53.13 m	0.061 m	53.06 m
	62.00 m	7.75 m	0.13	64.58 m	0.078 m	64.51 m
	71.00 m	8.88 m	0.13	73.96 m	0.087 m	73.87 m
	42.00 m	8.40 m	0.20	46.48 m	0.022 m	46.46 m
	51.00 m	10.20 m	0.20	56.44 m	0.027 m	56.41 m
	62.00 m	12.40 m	0.20	68.61 m	0.052 m	68.56 m
71.00 m	14.20 m	0.20	78.57 m	0.057 m	78.52 m	

Fuente: elaboración propia.

3.3.14. Comparación de resultados de esfuerzos límites permisibles en arcos circulares empotrados, biarticulados

A continuación, se muestran los esfuerzos internos en los arcos obtenidos de las combinaciones de carga previamente definidos para esta investigación que representan los esfuerzos mayores que son considerados críticos.

Tabla LXXXI. Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos empotrados

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En la Corona	σ Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σ Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
1) Arco Empotrado	42	0.20	-221.13	-3.82	-3.82	-5.86	-5.86	-365.60	37.95	-230.80	-230.80
		0.13	-289.92	-5.37	-5.37	-4.47	-4.47	-365.60	37.95	-299.76	-299.76
	51	0.20	-232.64	-2.51	-2.51	-5.44	-5.44	-365.60	37.95	-240.58	-240.58
		0.13	-279.05	-3.62	-3.62	-5.54	-5.54	-365.60	37.95	-288.22	-288.22
	62	0.20	-236.39	-1.99	-1.99	-5.77	-5.77	-365.60	37.95	-244.15	-244.15
		0.13	-294.47	-2.74	-2.74	-5.69	-5.69	-365.60	37.95	-302.90	-302.90
	71	0.20	-234.18	-1.37	-1.37	-4.54	-4.54	-365.60	37.95	-240.09	-240.09
		0.13	-296.16	-1.92	-1.92	-4.35	-4.35	-365.60	37.95	-302.43	-302.43

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXII. Esfuerzos aplicados y permisibles en la corona de arcos biarticulados

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En la Corona	σ Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σ Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
2) Arco biarticulado	42	0.20	-213.05	-3.31	-4.51	-5.65	-16.15	-365.60	37.95	-222.02	-233.71
		0.13	-296.28	-5.21	-6.89	-6.04	-16.84	-365.60	37.95	-307.53	-320.00
	51	0.20	-222.55	-2.07	-2.71	-3.32	-7.32	-365.60	37.95	-227.94	-232.58
		0.13	-286.99	-3.46	-3.93	-5.91	-11.63	-365.60	37.95	-296.36	-302.55
	62	0.20	-230.93	-1.73	-1.71	-5.85	-5.63	-365.60	37.95	-238.51	-238.27
		0.13	-306.72	-2.63	-2.62	-6.10	-5.82	-365.60	37.95	-315.45	-315.15
	71	0.20	-231.55	-1.20	-1.01	-3.40	-1.54	-365.60	37.95	-236.16	-234.10
		0.13	-312.01	-1.86	-1.65	-4.32	-2.07	-365.60	37.95	-318.19	-315.73

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIII. **Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos empotrados**

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En el Arranque	os Aranque Carga Viva	fi Aranque Carga Viva	os Aranque Carga Sismo X	fi Aranque Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
0.13	-372.78	-3.38	-7.62	-4.47	-4.47	-365.60	37.95	-380.64	-384.87		
51	0.20	-272.72	-2.86	-2.31	-5.44	-5.44	-365.60	37.95	-281.01	-280.47	
	0.13	-342.90	-3.19	-4.23	-5.54	-5.54	-365.60	37.95	-351.63	-352.67	
62	0.20	-266.47	-2.66	-1.42	-5.77	-5.77	-365.60	37.95	-274.91	-273.67	
	0.13	-354.91	-2.71	-2.90	-5.69	-5.69	-365.60	37.95	-363.31	-363.50	
71	0.20	-253.39	-1.97	-0.84	-4.54	-4.54	-365.60	37.95	-259.90	-258.77	
	0.13	-345.57	-2.02	-1.92	-4.35	-4.35	-365.60	37.95	-351.94	-351.84	

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXIV. **Esfuerzos aplicados y permisibles en el arranque de arcos biarticulados**

		Esfuerzos aplicados						Esfuerzo permisibles		Esfuerzo Totales	
Caso	Luz Arco	L/Ho	σ Permanentes En el Arranque	os Aranque Carga Viva	fi Aranque Carga Viva	os Aranque Carga Sismo X	fi Aranque Sismo X	f Compresion kg/cm ²	f Tension (+) kg/cm ²	fs (-) kg/cm ²	fi (+) kg/cm ²
0.13	-382.02	-2.29	-8.43	-6.04	-16.84	-365.60	37.95	-390.35	-407.29		
51	0.20	-260.08	-0.25	-4.27	-3.32	-7.32	-365.60	37.95	-263.65	-271.68	
	0.13	-354.70	-2.15	-4.99	-5.91	-11.63	-365.60	37.95	-362.77	-371.33	
62	0.20	-259.59	-0.92	-2.79	-5.85	-5.63	-365.60	37.95	-266.36	-268.01	
	0.13	-373.17	-1.77	-3.68	-6.10	-5.82	-365.60	37.95	-381.04	-382.66	
71	0.20	-250.07	-0.65	-1.92	-3.40	-1.54	-365.60	37.95	-254.12	-253.54	
	0.13	-369.23	-1.28	-2.55	-4.32	-2.07	-365.60	37.95	-374.83	-373.85	

Fuente: elaboración propia.

3.3.15. Resultados de límites de resistencia en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

Se muestran los resultados de los esfuerzos dominantes, de los cuales los hallazgos fueron todos esfuerzos de compresión, mostrando aquí los más críticos con magnitudes mayores de acuerdo a su ubicación en el arco.

Tabla LXXXV. **Esfuerzos máximos de compresión en arcos triarticulados con luces entre 40 y 80 metros con tablero superior para flechas altas $r=0.20$**

Esfuerzos máximos a la compresión en arcos circulares para puentes de luces entre 40 y 80m con tablero superior con relacion $r=0.20$			
CASO	UBICACIÓN	f' c	
1) Arco Empotrado	CORONA	5341.7 psi	375.56 Kg/cm ²
2) Arco biarticulado	CORONA	5218.2 psi	366.88 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	CORONA	5506.6 psi	387.15 Kg/cm ²
1) Arco Empotrado	ARRANQUE	6660.5 psi	468.28 Kg/cm ²
2) Arco biarticulado	ARRANQUE	6313.2 psi	443.86 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	ARRANQUE	6733.7 psi	473.43 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	RIÑÓN	7750.6 psi	544.92 Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Tabla LXXXVI. **Esfuerzos máximos de compresión en arcos triarticulados con luces entre 40 y 80 metros con tablero superior para flechas rebajadas $r=0.13$**

Esfuerzos máximos a la compresión en arcos circulares para puentes de luces entre 40 y 80m con tablero superior con relacion $r=0.13$			
CASO	UBICACIÓN	f'c	
1) Arco Empotrado	CORONA	6627.0 psi	465.93 Kg/cm ²
2) Arco biarticulado	CORONA	6961.6 psi	489.45 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	CORONA	7466.3 psi	524.93 Kg/cm ²
1) Arco Empotrado	ARRANQUE	9021.8 psi	634.30 Kg/cm ²
2) Arco biarticulado	ARRANQUE	9251.9 psi	650.48 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	ARRANQUE	10022.7 psi	704.67 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado	RIÑÓN	7750.6 psi	544.92 Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Discusión de resultados del comportamiento estructural de arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes y transitorias sísmicas

A continuación, se describen los resultados para los arcos triarticulados para describir el comportamiento de las fuerzas internas en las ubicaciones de arranques y coronas, y también la discusión de resultados de los esfuerzos secundarios.

4.1.1. Discusión de resultados de los diagramas de fuerzas internas en los arcos circulares triarticulados

Al analizar los otros arcos triarticulados se obtienen diagramas similares a diferencia que tienen otras magnitudes de fuerzas axiales, cortantes, momentos y torsiones, por tanto, se presentaran únicamente los diagramas del puente de mayor luz $L=71\text{m}$. Se compararon empleando un modelo matemático sencillo y básico de comparación como la razón o cociente entre valores de iguales dimensionales, la comparación se calcula a partir de la división dos valores con las mismas dimensionales: a/b , siendo a/b un cociente para definir cuantas veces está presente un valor sobre el otro y comprender el comportamiento de las variables en los puntos de interés.

Se revelan los siguientes hechos del diagrama de fuerzas axiales:

- Las fuerzas axiales por cargas vivas y cargas muertas todas generan compresión sobre los arcos gemelos con excentricidades no perjudiciales.
- La fuerza axial por acción de sismo en la dirección longitudinal (Sismo X) genera compresión en la mitad del arco desde la corona incrementando la fuerza axial de compresión hacia los arranques, y la otra mitad de arco está sometida a fuerza axial de tensión de misma magnitud, pero en sentido contrario, con lo cual esta zona de semiarco que representa el 50% de la luz de arco la acción sísmica reduce la magnitud de las fuerzas axiales por carga muerta y carga viva, siendo el efecto sísmico cíclico entonces somete a un ciclo de compresión y tracción la acción de sismo sobre el arco, este efecto sucede en forma simétrica en ambos arcos gemelos. Los efectos de tracción no se restan para el caso de las combinaciones de resistencia y servicio.
- El efecto de carga sísmica en su componente transversal (Sismo Y) en las fuerzas axiales de los arcos gemelos, incurre en fuerzas axiales de compresión a lo largo de un arco, pero su arco gemelo está sometido a tracción a lo largo del arco en magnitudes iguales, pero de signo contrario, es decir mientras un arco está a compresión el otro está a tracción debido a que los apoyos están restringidos a la traslación transversal y longitudinal, repitiendo el ciclo por la acción oscilante del sismo sobre la estructura.

Se revelan los siguientes hechos del diagrama de momentos flectores para los arcos circulares triarticulados:

- En el diagrama de momentos de los arcos gemelos por carga viva y carga muerta se demuestra que momento es máximo en los riñones a $1/4$ de la luz del arco y se reducen a cero en los apoyos y en la corona de ambos

arcos, los efectos de ambas cargas se suman por superposición para las condiciones de servicio y resistencias.

- Los momentos flectores debidas a carga sísmica en su componente longitudinal (Sismo X) muestra que se desarrollan dos momentos momento flectores simétricos, un momento positivo en la fibra superior del semi arco ($L/2$) y un momento negativo en la fibra inferior en el complemento del semi arco ($L/2$) ambos ubicados en los riñones a $l/4$ de la luz del arco y se reducen a cero en los apoyos y en la corona de ambos arcos. La acción cíclica del sismo revierte los efectos de un semi arco hacia el otro en los momentos flectores cambiando de posición el momento positivo y negativo, apareciendo tensión y compresión en forma cíclica en las fibras extremas de la sección del arco. En el caso del efecto que contrarresta la compresión no se resta la tracción en la combinación de cargas.
- Los momentos flectores debidas a carga sísmica en su componente transversal (Sismo Y) muestra que se desarrollan dos momentos flectores negativos en la fibra superior del semi arco ($L/2$) y en su complemento el otro $L/2$ generando zona de compresión en la fibra inferior de la sección de arco, con momentos no simétricos, pero ambos momentos máximos ubicados en los riñones a $l/4$ de la luz del arco y se reducen a cero en los apoyos y en la corona de ambos arcos. Pero en su arco gemelo se desarrollan momentos flectores positivos generando zonas de tracción en la fibra superior. La acción cíclica del sismo revierte los efectos de su arco gemelo cambiando de posición el momento positivo y negativo, surgiendo tensión y compresión en forma cíclica en las fibras extremas de la sección del arco. En el caso del efecto que contrarresta la compresión no se resta la tracción en la combinación de cargas para determinar la resistencia por servicio o por resistencia.

Se revelan los siguientes hechos del diagrama de corte en la dirección vertical para los arcos circulares triarticulados:

- Las fuerzas cortantes debidas a carga muerta y viva en los arcos son máximas en la zona de los arranques, llegando a cero en la zona de los riñones. Luego estas fuerzas cortantes vuelven a sus valores máximos en la corona, simétricas en cada semiarco que se forma a $L/2$ en ambos arcos gemelos.
- Las fuerzas cortantes debidas a carga sísmica en la dirección longitudinal (Sismo X) en los arcos son máximas en la zona de los apoyos o arranques y en la corona, asimétricas en cada semiarco que se forma a $L/2$ en ambos arcos gemelos. La acción cíclica del sismo revierte los efectos de la fuerza cortante cambiando de posición el corte positivo y negativo. De acuerdo con la normativa AASHTO (2017) la combinación que reduce el efecto de fuerzas debido a otras cargas no se debe restar por efectos contrarios para no reducir el resultado de estas para efectos de diseño por resistencia.
- La fuerza cortante debidas a carga sísmica en su componente transversal (Sismo Y) muestra que se desarrollan dos cortantes negativos en la fibra superior del semi arco ($L/2$) desde la corona y en su complemento (el otro $L/2$). Pero en su arco gemelo se desarrollan cortantes opuestos o positivos en el mismo instante, y debido a la acción cíclica del sismo revierte los efectos los cortantes en cada ciclo. En el caso del efecto que contrarresta la fuerza cortante en efecto contrario a las otras cargas no se resta en la combinación de cargas para determinar el diseño por resistencia.

Los momentos flectores por torsión en los arcos triarticulados muestran los siguientes hechos:

- La fuerza de torsión por carga muerta genera torsión en sentido negativo en la primera parte del semiarco a $L/2$ y torsión positiva en el complemento $L/2$ del semiarco, y en el efecto en su arco gemelo el arco está completamente sometido a torsión negativa, pero de magnitudes mucho menores y despreciables. El elemento sometido a máximas torsiones es la viga de apoyo en la corona del arco.
- La fuerza de torsión por carga viva en ambos arcos gemelos es despreciable, y el elemento sometido a máximas torsiones por carga viva es la viga de apoyo en la corona del arco.
- La torsión debida a carga de sismica en el sentido longitudinal (Sismo X) genera torsión en sentido negativo en la primera parte del semiarco hasta $L/2$ y torsión positiva en el complemento $L/2$ del semiarco, con el mismo resultado en su arco gemelo. En el caso de torsión se obtiene un efecto similar en la componente de sismo en el sentido transversal (Sismo Y).

4.1.2. Fuerzas en el arranque de los arcos circulares triarticulados

Las principales fuerzas internas se obtienen en los arranques de los arcos circulares triarticulados. Es importante destacar algunas cualidades de las categorías de fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores, así mismo subrayar que los arranques se obtienen las magnitudes de fuerzas internas más

significativas a lo largo del arco circular, utilizando las gráficas de columnas o barras se observa que:

- La fuerza axial P_u más significativa en los arranques y en la corona de los arcos es la provocada por la carga muerta P_{ud} , continuando con la carga axial provocada por el sismo, y finalmente la menos significativa en magnitud es la carga viva HL-93.
- La carga axial debido a carga muerta P_{ud} , y carga sísmica P_u Sismo X, son mayores en los arcos rebajados con relaciones $r=0.13$ respecto a los arcos con mayor flecha $r=0.20$, este concepto se mantiene sin importar si es empotrado, biarticulado o triarticulado. Así mismo la carga axial por carga viva P_{uv} es mayor en los arcos rebajados con relaciones $r=0.13$ respecto a los arcos con mayor flecha $r=0.20$ para cualquier tipo de arco triarticulado, biarticulado y empotrado.
- Se puede ver que es la misma respuesta estructural a carga viva y carga, muerta debido a que es transmitida a los arcos en forma de reacciones del tablero superior hacia los arcos desde el punto simplemente apoyado en la corona, ya que no cuentan con péndolas adosadas de vigas de tablero al cuerpo del arco, permite predecir los efectos de la carga viva a lo largo del arco.
- Los puntos de apoyo de los arcos triarticulados o arranques de arco, presentan mayores cargas axiales que en los riñones y en las coronas.
- Para la carga cortante V_{ux} en la dirección longitudinal del puente, la más significativa en los arranques de los arcos es la provocada por la carga muerta V_{uxd} .

- La fuerza cortante por carga viva V_{ul} es mayor en los arcos con flecha alta con relaciones $r=0.20$ respecto a los arcos rebajados $r=0.13$.
- La fuerza cortante por carga sísmica en la dirección longitudinal $V_{U_{SismoX}}$ es mayor en los arcos con flecha alta con relaciones $r=0.20$ respecto a los arcos rebajados $r=0.13$.
- En los arcos triarticulados se obtienen fuerzas cortantes por sismo en la dirección transversal del puente mayores cuanto mayor es la relación r .

4.1.3. Fuerzas en los riñones de los arcos circulares triarticulados

Como se observó en el diagrama de momentos, los riñones son puntos de interés para obtener fuerzas y esfuerzos internos en los arcos circulares triarticulados, por tanto, en los riñones ubicados a $L/4$ de la luz de arco se registraron los siguientes hechos:

- La fuerza axial por carga muerta es la magnitud que mayor representatividad tiene en todos los casos de arcos analizados triarticulados, se destaca que los arcos con flecha alta $r=0.20$ son menores en una razón promedio de 0.53 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$.
- Para la fuerza axial por carga sísmica en la dirección longitudinal (Sismo X) en los riñones para los arcos con flecha alta $r=0.20$ son menores en una razón promedio de 0.72 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$. Y

para la componente transversal (Sismo Y) el comportamiento es similar también son menores en una razón promedio de 0.34.

- En los momentos flectores por carga muerta es la magnitud que mayor representatividad tiene en todos los casos de arcos analizados triarticulados, se destaca que los arcos con flecha alta $r=0.20$ son menores en una razón promedio de 0.90 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$.
- Para momentos flectores por carga sísmica en la dirección longitudinal (Sismo X) en los riñones para los arcos con flecha alta $r=0.20$ son mayores en una razón promedio de 1.37 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$. Y para la componente transversal (Sismo Y) el comportamiento es invierte siendo menores para los arcos con $r=0.20$ a una razón promedio de 0.66.
- Para la fuerza cortante por carga muerta destaca que los arcos con flecha alta $r=0.20$ son menores en una razón promedio de 0.89 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$.
- Para la fuerza cortante por carga sísmica en la dirección longitudinal (Sismo X) en los riñones para los arcos con flecha alta $r=0.20$ son mayores en una razón promedio de 1.80 respecto a los arcos de flecha rebajada $r=0.13$.

4.1.4. Fuerzas en la corona de los arcos circulares triarticulados

Como era de esperarse las fuerzas internas en los arcos circulares triarticulados gemelos no arriostrados se obtienen magnitudes inferiores a los arranques, y también son anulados los momentos en la corona. El comportamiento de las fuerzas internas las gobierna en magnitud la carga axial muerta, seguida por la carga sísmica en la dirección longitudinal (Sismo X) y por carga sísmica en la dirección transversal (Sismo Y).

Las fuerzas cortantes por carga muerta, viva y sismo muy representativas siendo de importancia por la generación de rotulas plásticas por la presencia de fuerzas cortantes, pese a que se tienen anulación de momentos flectores, pero en el diseño de la garganta de la articulación requiere especial atención a estas magnitudes.

4.1.5. Discusión de resultados de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arcos circulares triarticulados en los arranques

Las deformaciones elásticas principalmente ocasionadas por las fuerzas axiales, se suman a las deformaciones secundarias ocasionadas por flujo plástico y retracción o contracción del concreto.

De forma explicativa la gráfica esfuerzo deformación en los arcos empotrados, biarticulados y triarticulados, se detalla que en la parte alta de la gráfica se encuentran las mayores deformaciones y esfuerzos, en orden descendente con un comportamiento homogéneo:

- $\Delta FP - \varepsilon$ (Flujo Plástico Triarticulado) $H_o/L=0.13$
- $\Delta FP - \varepsilon$ (Flujo Plástico Biarticulado) $H_o/L=0.13$
- $\Delta FP - \varepsilon$ (Flujo Plástico Empotrado) $H_o/L=0.13$

En la parte media de la gráfica se encuentran con deformaciones y esfuerzos intermedios, en orden descendente con un comportamiento homogéneo:

- $\Delta FP - \varepsilon$ (Flujo Plástico Empotrado) $H_o/L=0.20$
- $\Delta FP - \varepsilon$ (Flujo Plástico Biarticulado) $H_o/L=0.20$

En la parte media baja de la gráfica se encuentran con deformaciones y esfuerzos intermedios, en orden descendente con un comportamiento homogéneo:

- $\Delta AE - \varepsilon$ (Acortamiento Elástico Biarticulado) $H_o/L=0.13$
- $\Delta AE - \varepsilon$ (Acortamiento Elástico Empotrado) $H_o/L=0.13$
- $\Delta AE - \varepsilon$ (Acortamiento Elástico Triarticulado) $H_o/L=0.13$

En la parte baja de la gráfica se encuentran con deformaciones y esfuerzos bajos, en orden descendente con un comportamiento homogéneo:

- $\Delta AE - \varepsilon$ (Acortamiento Elástico Empotrado) $H_o/L=0.20$
- $\Delta AE - \varepsilon$ (Acortamiento Elástico Biarticulado) $H_o/L=0.20$

Y por último las dos graficas que tienen un comportamiento distinto a las demás que cuentan con una marcada estratigrafía por la variable luz entre 40 a 60 metros, y un salto de comportamiento entre 60 a 80 m, para el caso de arco con flecha alta $r=0.20$.

- $\Delta FP - \epsilon$ (Flujo Plástico Triarticulado) $H_o/L=0.20$
- $\Delta AE - \epsilon$ (Acortamiento Elástico Triarticulado) $H_o/L=0.20$

En general se concluye que el esfuerzo y deformación por flujo plástico es mayor en relación $r=0.13$ (en arcos con menor flecha) comparativamente con los arcos $r=0.20$.

También se reporta que en el cálculo de esfuerzos provocados por cargas permanentes e instantáneos por contracción y flujo plástico con una resistencia a la compresión del concreto de 8500 psi, estos se reducen en un promedio de 6 %, al disminuir la resistencia a la compresión del concreto a 5000 psi. Se puede observar entonces que, el aumento de un 70 % de la resistencia de compresión del concreto no necesariamente se obtienen reducciones significativas de los esfuerzos instantáneos por contracción y flujo plástico concreto.

Al realizar un análisis del porcentaje de los esfuerzos secundarios del flujo plástico, contracción y acortamiento elástico respecto al total de estos (sin incluir la carga muerta), siendo el arranque del arco la zona más crítica donde se acumulan estos esfuerzos y deformaciones en los arcos triarticulados se obtienen los siguientes hallazgos:

- El promedio del acortamiento elástico ΔAE ocasionados por carga muerta de la superestructura y subestructura del puente para los arcos triarticulados representa en promedio el 20.26 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 0.0118 para los arcos rebajados con $r=0.13$, de la misma forma los arcos con $r=0.20$ no varían significativamente con la variación de la flecha del arco y representa en promedio el 20.64 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 0.0416.

- El promedio de la contracción o retracción de fraguado del concreto ΔCC para los arcos triarticulados representa en promedio el 23.21 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 0.0027 para los arcos rebajados con $r=0.13$, y para los arcos con flecha alta $r=0.20$ se reporta una gran variación respecto a los arcos rebajados, siendo el promedio de 44.41 % que representa del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 1.2619. Cabe hacer notar que los esfuerzos de contracción o retracción de fraguado del concreto son constantes para todos los arcos, pero el porcentaje del total de estos esfuerzos instantáneos se obtienen valores variables debido al peso que representa. También es necesario notar que la contracción o retracción de fraguado del concreto está en función a la humedad relativa (%) promedio del lugar o sitio donde se construirá el puente, por lo que se recomienda a las normas nacionales AGIES NSE-18 especificar las humedades relativas de acuerdo a las publicaciones oficiales del INSIVUMEH, para que estos esfuerzos y deformaciones no sean minimizados por los diseñadores de estructuras de concreto reforzado en general, ya que no tendrá el mismo comportamiento un puente arco de concreto reforzado en las zonas altas montañosas de clima frío, en las zonas costeras con climas muy húmedos, o en climas secos como el oriente de Guatemala.
- El promedio de los esfuerzos de flujo plástico ΔFP para los arcos triarticulados representa en promedio del 56.53 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 0.0156 para los arcos rebajados con $r=0.13$. Pero para los arcos con flecha alta $r=0.20$ el promedio es de 34.95 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una varianza del 0.8983.

4.2. Discusión de resultados del comportamiento estructural de los arcos circulares triarticulados con criterios de diseño sísmico

En el comportamiento de los arcos, los aspectos sísmicos se analizan iniciando por las variables dinámicas como lo son el periodo de vibración y la participación modal. Luego se comparan las derivas sísmicas, el balanceo de rigideces, la demanda capacidad basada en desplazamiento, los efectos P delta y el pandeo de arcos.

4.2.1. Periodos de vibración de puentes arco circular triarticulado en el escenario crítico de pandeo

La participación modal en todas las direcciones de análisis tridimensional se determinó por iteraciones, obteniendo un numero grande de modos hasta que la participación de la masa supere el 90 % como lo especifican la mayoría de las normas de diseño sismorresistente.

En la mayoría de los casos en edificios, los primeros 3 o 4 modos son suficientes, pero como se muestra en las gráficas de períodos de vibración se determinó que 80 es el número de modos de participación para llegar a un porcentaje aceptable, toda vez que los códigos AASHTO y AGIES NSE-19 no consideran un límite mínimo respecto de la participación de la masa en análisis modal para puentes específicamente. A continuación, se muestra el porcentaje de participación modal que se obtuvo en los tres sentidos principales de análisis, longitudinal (eje x), transversal (eje y), gravitacional o vertical (eje z).

Lo concluyente en este análisis fue: que es necesario emplear al menos 20 modos por cada vano de puente con tablero superior para llegar a los siguientes promedios de participación modal para la dirección longitudinal U_x principal de análisis en arcos triarticulados: a) para la relación $r = f/L = 1/5$ en el análisis estático

99.68% con una varianza muestral de de 1.3325, y en análisis dinámico de 80.38% con una varianza muestral de 50.61; b) Para la relación $r = f/L = 1/8$ en el análisis estático 98.17 % con una varianza muestral de 0.9175, en análisis dinámico de 65.56 % con una varianza muestral de 69.1188.

Debido a que estos períodos de vibración constituyen una variable bastante definida por el sistema general en el puente, los períodos de vibración son más sensibles a la liberación de grados de libertad al permitir giros en la corona, que, en la relación de r .

El aumento o disminución de la flecha no varía significativamente la característica dinámica del período de vibración, sin embargo, el período de vibración si aumenta conforme aumentan los grados de libertad en el arco, y también son más sensibles los períodos de vibración proporcionalmente a la luz del puente. Estos hechos quedan demostrados por de la siguiente forma:

- Para los diferentes estratos de luz de arco se encuentran diferentes periodos de vibración, y las relaciones $\omega_{\text{Empotrado}} / \omega_{\text{Triarticulado}}$, y $\omega_{\text{Biarticulado}} / \omega_{\text{Triarticulado}}$ nos dan una idea del comportamiento promedio de los periodos de vibración al momento de liberar el giro en los puntos de interés. Por ejemplo, en el estrato de luz de arco entre 40 y 50 metros podríamos concluir que: Para arcos con flecha alta $r=0.20$ los períodos de vibración $\omega_{\text{Triarticulado}}$ son mayores en una relación promedio de $\omega_{\text{Empotrado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.631$ con una varianza muestral de 0.0015, y son mayores en una relación promedio de $\omega_{\text{Biarticulado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.663$ con una varianza muestral de 0.014. Para arcos con flecha baja $r=0.13$ los períodos de vibración no varían significativamente estos promedios $\omega_{\text{Empotrado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.617$ con una varianza muestral de 0.629, y siguen siendo menores los períodos

de vibración para los arcos triarticulados en una relación promedio de $\omega_{\text{Biarticulado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.629$ con una varianza muestral de 0.004.

- A partir de luces de 60m hasta los 80 metros, el promedio de las razones de periodos empotrados y triarticulados con flecha alta $r=0.20$ los períodos de vibración $\omega_{\text{Triarticulado}}$ son mayores en una relación promedio de $\omega_{\text{Empotrado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.903$ con una varianza muestral de 0.009, y son mayores en una relación promedio de $\omega_{\text{Biarticulado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.953$ con una varianza muestral de 0.003, se puede notar que conforme aumenta la luz, los períodos de vibración se van equiparando sin importar la condición de restricciones de giro en la corona y en los arranques. Para arcos con flecha baja $r=0.13$ los períodos de vibración no varían significativamente estos promedios $\omega_{\text{Empotrado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.915$ con una varianza muestral de 0.007, y siguen siendo mayores los períodos de vibración para los arcos triarticulados en una relación promedio de $\omega_{\text{Biarticulado}} / \omega_{\text{Triarticulado}} = 0.961$ con una varianza muestral de 0.007.

Otra característica dinámica que diferencia a los arcos triarticulados en comparación a los empotrados y biarticulados, es la significancia de los modos predominantes del resto de modos de vibración, se puede apreciar en las gráficas que los modos predominantes en los arcos triarticulados son los primeros 5 modos, y en los arcos biarticulados y empotrados no se logra apreciar la cantidad de modos predominantes todos contribuyen de forma gradual.

En el arco triarticulado se aprecian que los modos de vibración principales o gobernantes son: la traslación transversal en arco, pandeo en el arco por compresión en la zona del riñón, pandeo en el arco con traslación vertical, rotación global, y otros modos tales como: la viga de apoyo en la corona, tableros de losa y vigas de tablero superior. Las primeras formas modales 1, 6, 13, 18,

23, representan traslación en la dirección del eje Y en el sentido transversal del puente. Las formas modales siguientes en importancia son 2, 3, 4, 5, 14, 15, 16, 24, modo netamente de pandeo en riñón principalmente, esto genera una serie de compresiones y tensiones al arco. Las formas modales 9, 17, 19, 34, 39, 40, 47, 61, 62, 63, presentan un similar comportamiento como lo es pandeo, con traslación vertical en el eje Z.

De las formas modales que contribuyen en forma menos significativa son las rotaciones en el arco en los modos 26, 27, 28, 30, 31, 56, 60. Estos modos de vibración son una combinación de efectos transversales y longitudinales en el área del riñón. Otras formas modales que presentan menores contribuciones se localizan en la viga de apoyo de la corona, tableros de losa y vigas de tablero superior. Las formas modales predominantes ratifican que las cargas sísmicas afectan las traslaciones transversales, pandeos y traslaciones verticales en los arcos triarticulados, debido a la naturaleza aleatoria de las cargas sísmicas de los terremotos.

Los datos obtenidos son congruentes con otros autores, dado que los arcos de gran claro tienden a ser sistemas muy flexibles, con períodos fundamentales relativamente largos (por ejemplo, un período fundamental de 2.5 segundos para un puente de concreto reforzado) (Alvarez, Jara, Hernández, & Aparicio, 2006). Lo anterior sugiere la necesidad de incluir el diseño sísmico resistente con una evaluación del peligro sísmico si la estructura se localiza cerca de una falla activa.

4.2.2. Participación modal de puentes arco circular triarticulado en el escenario más crítico de pandeo

En el análisis modal por medio de los Eigen Vectores se obtienen las formas de modo de vibración libre no amortiguado y determinar la frecuencia del

sistema que requieren una gran cantidad de modos de vibración para captar los efectos modales en la carga sísmica para puentes, debido a las grandes magnitudes de masas provenientes de los tableros superiores de la superestructura y la rigidez de los apoyos.

Con los datos obtenidos con $n=80$ modos no fue necesario el análisis de Vectores Ritz, debido a que en este en este trabajo se emplearon modelos tridimensionales y por tanto no se ignoran los acoplamientos modales en dirección transversal y longitudinal admitiendo que su respuesta es lineal, los resultados obtenidos en esta investigación son consistentes en porcentaje de participación y en períodos de vibración, cumpliéndose la misma regla que determinó Mosquera Maguiña, Duani y Edith (2012) en la investigación denominada *Análisis Dinámico de estructuras usando vectores de Ritz* en la que determinó que ambos sistemas dan resultados exactamente iguales cuando emplea una cantidad de modos de vibración igual a 20 para un sistema de 20 masas. También se reconoce que se debe elaborar más investigación en este aspecto del uso de análisis de Vectores Ritz para determinar cuál de los métodos tiene menor coste computacional de estos 24 modelos de puentes y que no se llegue a desestimar periodos de vibración.

El uso de 80 modos de vibración para las simulaciones de puentes se justifica debido a que el sismo estático se alcanza un 98.02% de participación de la masa con una varianza de 0.11132 para puentes de flecha alta $r=0.20$, y se obtiene 96.97% de participación de la masa con una varianza de 3.5045 para puentes de flecha rebajada $r=0.13$. Estos datos son suficientes para concluir que se obtendrá una fuerza sísmica dinámica modal espectral calibrado con la adecuada proporción de la masa participando en la respuesta dinámica multi modal.

En este escenario de arcos gemelos sin arriostramiento lateral en el riñón, se observa que, a partir de los 60 metros de luz de arco hasta los 80m, el período de vibración es prácticamente el mismo a mayor luz de arco, independientemente de los grados de libertad en corona y en los arranques de arco.

Se hace mención por la tendencia encontrada al introducirse sobre este segundo escenario, el cual se trata de agregar arriostramiento en el riñón del arco circular, los períodos de vibración entre un arco empotrado, biarticulado y triarticulado se diferencian, siendo mayor el período cuantos más grados de libertad se les permita el giro, siendo más significativo el período al liberar la corona al giro. En este escenario de arcos gemelos arriostrados al centro del riñón, la variable más dominante de respuesta dinámica sobre otras es la luz de arco, incluso pesa sobre la liberación de grados de libertad al generar articulaciones en la corona y los arranques simultáneamente como es el caso del arco circular triarticulado comparativamente con el arco empotrado, esto es una ventaja en las luces de 60m a 80m.

4.2.3. Derivas sísmicas en arcos circulares triarticulados

Los resultados de las derivas en la dirección sentido longitudinal U_x , expresados por medio de las razones de las derivas de arcos empotrados dentro de las derivas de arcos triarticulados, reflejan los siguientes hechos:

- Las derivas sísmicas por el método estático equivalente en el sentido longitudinal se ven aumentadas respecto a los arcos empotrados con flecha alta con $r=0.20$ en una relación de 1.52 con una varianza muestral de 0.0917, y aumentando únicamente a razón de 1.21 respecto a los arcos empotrados con $r=0.13$ arcos con flecha rebajada con una varianza muestral de 0.0917.

- Las derivas sísmicas por el método estático equivalente en el sentido longitudinal se ven disminuidas respecto a los arcos biarticulados de flecha alta con $r=0.20$ en un índice de 0.69 respecto a los arcos biarticulados con una varianza muestral de 0.316, y respecto a los arcos biarticulados con flecha rebajada $r=0.13$ a razón de 0.72 con una varianza muestral de 0.005. Se concluye que las derivas sísmicas de los arcos circulares triarticulados son menores a los biarticulados y mayores que los empotrados.

Los resultados de las comparaciones de las derivas en la dirección Uy expresados en las razones entre derivas de arcos empotrados dentro de las derivas de los arcos triarticulados para el sentido transversal reflejan los siguientes hechos:

- Las derivas sísmicas por el método estático equivalente en el sentido transversal se ven aumentadas respecto a los arcos empotrados con flecha alta con $r=0.20$ en una razón de 1.64 con una varianza muestral de 0.0796, y para arcos con flecha rebajada $r=0.13$ a razón de 1.2. con una varianza muestral de 0.0622. Se concluye que las derivas sísmicas de los arcos circulares triarticulados en el sentido transversal tienen correspondencia directa con permitir los giros de grados de libertad en los arranques y aumentan hasta un 64% empleando el método estático equivalente.
- Las derivas sísmicas por el método estático equivalente en el sentido transversal se ven aumentadas levemente respecto a los arcos biarticulados de flecha alta con $r=0.20$ en una razón de 1.07 con una varianza muestral de 0.0025, pero no se mantiene la misma relación respecto a los arcos biarticulados con flecha rebajada $r=0.13$ a razón de

0.97 con una varianza muestral de 0.005. Se concluye que las derivas sísmicas de los arcos circulares triarticulados en el sentido transversal no tienen correspondencia directa con los giros en los grados de libertad de la corona empleando el método estático equivalente.

4.2.4. Revisión de balanceo de rigideces obtenidas en los arcos circulares triarticulados

Con los datos obtenidos se puede concluir que los arcos en los puentes presentan deformaciones amplificadas respecto a las pilas centrales debido a la luz de los arcos, de acuerdo con el criterio de balanceo de rigideces para los elementos de soporte como lo es en estos casos analizados las pilas y arcos que tienen diferentes rigideces, estas rigideces se comparan con el caso de carga estático equivalente para categoría de diseño sísmico SDC C según AASHTO, evaluadas en el sentido transversal (eje y).

Evidentemente la masa m^2 de las pilas es menor a la masa del sistema del arco m^3 no solo porque el tablero superior tiene mayor luz en los tramos del arco, sino al propio peso del arco, sin embargo se nota que si k^2 y m^2 es la rigidez y la masa de la pila, así como k^3 y m^3 es la rigidez del arco, entonces basado a la normativa AASHTO el desplazamiento del arco no debe superar el doble del desplazamiento de la pila, por lo tanto se necesitara más del doble de rigidez del arco para lograr un adecuado balanceo de rigideces.

Del análisis de las tablas de la revisión del balanceo de rigideces y masas del sentido transversal de deformaciones U_y se obtiene los resultados siguientes:

- Las deformaciones tienden a ser independientes de la relación $r=0.13$, $r=0.20$, para los arcos triarticulados.

- Las deformaciones transversales son variables independientes del tipo de apoyo en el arranque y en la corona, debido a que se mantienen en magnitudes en rangos similares.
- La rigidez transversal de los arcos biarticulados es mayor a la de los arcos empotrados.
- La rigidez transversal de los arcos triarticulados es mayor a los arcos biarticulados con flechas rebajadas con $r=0.13$, pero podría concluirse para fines prácticos que la rigidez lateral de los arcos biarticulados y triarticulados es muy similar.
- La rigidez transversal de los arcos triarticulados es menor a los arcos biarticulados con flechas altas con $r=0.20$ pero podría concluirse para fines prácticos que la rigidez lateral de los arcos biarticulados y triarticulados es similar.
- Al permitir giro en el grado de libertad de la corona del arco, no influye en la rigidez lateral de los arcos circulares.

Como conclusión general de los datos obtenidos para el criterio de balanceo de rigideces de acuerdo a la AASHTO (2017), los arcos gemelos triarticulados sin arriostamiento no cumplen el requisito para el cual, las pilas colindantes, no superen el doble de la rigidez de los arcos. Por lo tanto, se deben replantear estructuralmente con las siguientes consideraciones:

- Arriostar lateralmente el arco en un punto intermedio ubicado en el riñón del arco, con lo cual se logra rigidizar el sentido transversal o bien,

- Las pilas circulares deben hacerse más flexibles, reduciendo el diámetro de predimensionamiento seleccionado, pero será a otro nivel de investigación que escapa de los objetivos planteados, porque debe estar involucrado el criterio de la AASHTO (2017) de demanda capacidad basado en desplazamientos, se continuó asumiendo en la investigación los mismos diámetros de las pilas para poder terminar el análisis de los arcos en el escenario no arriostrado.

No se reevalúa el replanteo estructural con arcos arriostrados en su totalidad, se analiza de forma exploratoria la eficiencia que se obtiene al agregar dos elementos transversales. Estos elementos transversales se plantean para arriostrar ambos riñones de los arcos gemelos y medir la rigidez que alcanzan.

En el balanceo de rigideces para el escenario de arcos con arriostramiento, se obtiene que nuevamente que ningún puente cumple con el criterio de balanceo de rigideces de la AASHTO (2017), concluyendo que es insuficiente un solo arriostramiento localizado en ambos riñones. También se reporta que no depende de los grados de libertad, porque no mejoran la rigidez lateral de una forma proporcional al número de grados de libertad. Entonces, realizando una interpolación lineal se obtiene un aumento de las rigideces requeridas:

- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos empotrados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 3.08 con una varianza muestral de 1.33.
- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos biarticulados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 5.179 con una varianza muestral de 14.649.

- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos triarticulados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 4.556 con una varianza muestral de 5.197.

Para el escenario de arriostramiento en los riñones de los arcos gemelos, se evaluó que la rigidez se deberá aumentar en las proporciones siguientes:

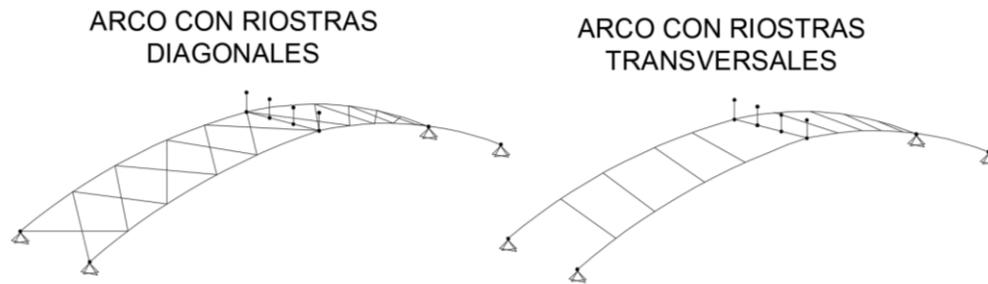
- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos empotrados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 2.556 con una varianza muestral de 1.805.
- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos biarticulados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 4.477 con una varianza muestral de 17.486.
- Para balanceo de rigideces pila / arco se deberá aumentar la rigidez de los arcos triarticulados gemelos sin arriostramiento en una proporción de 3.747 con una varianza muestral de 6.489.

Demostrando que estas proporciones no son lineales con las luces ni con la relación r , se descubre que, al agregar un solo elemento con la misma rigidez de la viga de apoyo en la corona, ahora ubicado además en los riñones, la eficiencia medida por medio de la razón de $k^2_{CA} / k^2_{SA} = 1.381$ con una varianza muestral de 0.18.

El balanceo de rigideces requeridas por la AASHTO (2017) en los arcos gemelos se pueden alcanzar con algunas alternativas como:

- Incrementar la cantidad de elementos de arriostramiento en el sentido transversal de los arcos.
- Cambiar la geometría en planta de los arcos realizando cierta inclinación respecto al eje vertical Z, acercando las coronas, reduciendo la distancia entre las coronas menores a la distancia en los arranques.
- Agregar un tercer arco paralelo, dando lugar a nuevas investigaciones para cumplir con el criterio de balanceo de rigideces.
- Cambiar la sección del arco gemelo a una sección tipo cajón.
- Cambiar la sección del arco incrementando la inercia del sentido transversal.
- Cambiar la sección de arcos gemelos a una sección de arco tipo losa.
- Reducir la rigidez de las pilas hasta los límites de esbeltez que permita la especificación AASHTO (2017) sin comprometer la resistencia de la pila y los límites de servicio.

Figura 121. **Propuesta de configuración de arriostramiento lateral de arcos circulares triarticulados para mejorar rigidez de acuerdo con AASHTO (2017)**



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

4.2.5. Demanda – Capacidad basado en desplazamiento lateral para arcos circulares triarticulados

La Demanda / Capacidad basado en desplazamiento para SDC tipo C según la AASHTO (2017) determina que el límite dominante para estos arcos se encuentra con el valor $0.12 H_o$ donde H_o se definió como la flecha del arco, o el equivalente para la altura de las pilas. Por lo tanto, los valores se esperan que estén sobre este valor definido por la norma AASHTO (2017).

Los resultados de Demanda – Capacidad basado en desplazamiento del sentido transversal demuestran que las derivas sísmicas se encuentran en bien calificadas, para todos los casos de arcos triarticulados en el escenario de arcos gemelos sin arriostramiento lateral.

Al evaluar los promedios de Demanda / Capacidad (D/C) basado en desplazamiento de la AASHTO (2017) se pueden hacer notar los siguientes hechos:

- Los resultados para la demanda capacidad (D/C) de los arcos triarticulados con flecha alta $r=0.20$, es igual a $D/C=13.86\%$ con una varianza de 0.61. Por lo tanto, el arco triarticulado sin arriostramiento muestra una buena eficiencia para D/C basado en desplazamiento. Estos valores son muy similares a los casos empotrados y biarticulados.
- La demanda capacidad para los arcos triarticulados con flecha rebajada $r=0.13$ el promedio de D/C es de 19.80% con una varianza de 1.20. Estos valores son muy similares a los casos de arcos biarticulados, y mucho mejores que la demanda capacidad que los arcos empotrados, por lo tanto, este caso de arco triarticulado sin arriostramiento demuestra una buena eficiencia para D/C basado en desplazamiento.

De acuerdo con los resultados de las demandas capacidades (D/C) existe una excepción para el arco empotrado que sobrepasa la capacidad en luces de arco superiores a 70 m. Concluyendo que un empotramiento de tal magnitud no cumplirá con los criterios de estados límites de resistencia y de servicio.

4.2.6. Resultados de los Efectos P- Δ en arcos circulares triarticulados

De acuerdo con la normativa AASHTO (2017) se obtuvieron los efectos de segundo orden y se compararon según la norma con los límites establecidos $\Delta Pu < 0.25 * \phi Mn$, con lo cual los arcos triarticulados cumplen el criterio

especificado en la AASHTO (2017). Únicamente se reporta en el caso de arcos empotrados un solo arco empotrado que no cumple en el estrato de 70 a 80 metros, por lo tanto, el arco triarticulado en estas luces se vuelve más eficiente en el momento que se permite que los 3 grados de libertad en los puntos de interés se liberan a momentos.

De acuerdo a la sección 4.6.4 de NSE 3 de AGIES (2018) si el índice de estabilidad $Q \leq 0.10$ no es necesario introducir efectos incrementales ni considerar otros detalles a la estructura con la excepción de las estructuras de acero, en las cuales se requiere realizar siempre un análisis P-delta como es el caso de todos los puentes analizados en esta investigación, cuyos resultados son menores a $Q < 0.10$. Según el capítulo C de AISC 360-16 para el índice de estabilidad $Q \leq 0.25$, nos muestra un comportamiento estructural ante la deriva sísmica Δ y sin considerar un análisis pushover.

Los resultados obtenidos arrojan índices de estabilidad que denotan los siguientes hechos:

- Los índices de estabilidad Q para los arcos triarticulados entre 40 y 80 metros de longitud con tipología estructural de arcos gemelos sin arriostramiento todos cumplen el requisito establecido por NSE3 de AGIES (2018) menor a 0.25, por lo tanto, no requiere replanteo estructural bajo este criterio.
- También se puede anotar que son menores los índices de estabilidad Q para arcos de flecha rebajada $r=0.13$ respecto a los arcos de flecha alta $r=0.20$, demostrado porque para $r=0.20$ se obtiene un $Q_{\text{promedio}} = 0.0866$ con una varianza muestral de 0.0020, mientras que para $r=0.13$ se obtiene un $Q_{\text{promedio}} = 0.0604$ con una varianza muestral de 0.001.

- El índice de estabilidad Q es mayor para los arcos triarticulados debido a que el promedio de la razón de Q empotrados / Q triarticulados se obtienen en promedio es igual a 0.67 para $r=0.13$, y Q empotrados / Q triarticulados =0.68 para $r=20$. Sin embargo, para todos los arcos gemelos triarticulados sin arriostramiento todos tienen el índice de estabilidad dentro de lo permisible para las luces entre 40 y 80 m.

4.2.7. Resultados de análisis de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento

La demanda de carga axial mayorada del caso crítico de combinación de Evento Extremo I, fue evaluado respecto a lo establecido por las normas para el efecto de pandeo en función de la carga crítica, resaltando los siguientes hechos:

- El promedio de Demanda / Capacidad (D/C) en lo que establece López (2003) para arcos triarticulados sin arriostramiento para arcos de flecha alta $r=0.20$ el promedio es $D/C=23.55\%$ con una varianza muestral de 0.66, no obstante, para los arcos con flecha rebajada $r=0.13$ la demanda es mayor, porque el promedio es $D/C=45.44\%$ con una varianza muestral de 0.37.
- En lo que establece la norma DIN específica para arcos, se obtiene en los arcos triarticulados sin arriostramiento con flecha alta $r=0.20$ el promedio es $D/C=7.65\%$ con una varianza muestral de 0.07. Para los arcos con flecha rebajada $r=0.13$ el promedio $D/C=12.29\%$ con una varianza muestral de 0.03.
- En lo que establece la norma ACI 318, se obtiene en los arcos triarticulados sin arriostramiento con flecha alta $r=0.20$ el promedio de $D/C=31.69\%$ con una varianza muestral de 1.20. Para los arcos con flecha

rebajada $r=0.13$ el promedio es $D/C=61.14\%$ con una varianza muestral de 0.67.

Con lo anterior se demuestra que los arcos triarticulados gemelos sin arriostramiento lateral no superan los límites de carga crítica de pandeo establecidas por las diferentes normas disponibles que establecen las fronteras de zonas seguras para elementos sometidos a carga axial, por lo tanto, desde el punto de vista de carga crítica de pandeo no requieren un replanteo estructural con las condiciones dadas.

4.2.8. Resultados de comparativos de factor de pandeo de arcos circulares triarticulados sin arriostramiento y con arriostramiento por análisis de segundo orden

De acuerdo al análisis de segundo orden por el método de elementos finitos que evalúa los modos de pandeo, demuestran que la capacidad de carga crítica de pandeo debidas a fuerza axial se localiza para el sentido transversal X, ya que son factores más pequeños en magnitud. Por definición el factor de pandeo es la magnitud de la carga crítica de pandeo de cuantas veces representa la carga última mayorada. Por lo tanto, el factor de pandeo en la dirección transversal X se obtienen la menor carga de falla.

Se concluye que para el sistema isostático del arco triarticulado el factor de pandeo para arcos triarticulados con flecha alta $r=0.20$ es igual a 1.8264 con una varianza muestral de 0.0753, y para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ el factor de pandeo tiene un promedio de 1.7775 con una varianza muestral de 0.0583. También se observa que los grados de libertad al aumentar la restricción de giro aumenta el factor de pandeo, confirmando que los sistemas hiperestáticos tienen una mayor capacidad para la carga crítica de pandeo, y se reduce para los

sistemas isostáticos (biarticulado y triarticulado). En el sentido transversal para los arcos triarticulados se obtienen valores mucho mayores para carga de pandeo, por lo tanto, el sentido longitudinal es el límite de carga crítica para el caso de arcos triarticulados en las condiciones que se presentan en la tesis.

Para el escenario de arcos sin arriostramiento, donde la demanda (D) es la carga mayorada en la combinación más crítica de Evento Extremo I, y la capacidad (C) es la demanda (D) multiplicado por el factor de pandeo FP x (Combinación de Evento Extremo I), los resultados que se obtienen de factores de pandeo concluyen que, el sentido longitudinal o dirección X de análisis, tiene las cargas de pandeo que gobiernan el estado de resistencia a la compresión de los arcos triarticulados.

Entonces la demanda versus capacidad (D/C) del arco triarticulado con flechas altas $r=0.20$ tienen un promedio es de $D/C=55.69\%$ con una varianza muestral de 0.66, y en los arcos con flecha rebajada $r=0.13$ el promedio $D/C=57.07\%$ con una varianza muestral de 0.37, demostrando que los arcos triarticulados con flecha rebajada tienen mayores demandas de carga crítica de pandeo que los arcos de flecha alta. En la presentación de resultados ya se descartó que el sentido transversal sea un aspecto que se tenga que evaluar, por lo tanto, en los siguientes análisis ya se trata únicamente el análisis del sentido longitudinal para el aspecto de carga crítica de pandeo.

Luego de haber evaluado los arcos sin arriostramiento, reestructurando los arcos por medio de arriostramiento lateral en los riñones, se obtuvo un aumento de capacidad no muy significativa, sabiendo que la demanda es aproximadamente la misma (porque hay que tener en cuenta que se agrega el peso propio de los elementos de arriostramiento), la capacidad de carga crítica de pandeo de los arcos triarticulados para flechas altas $r=0.20$ se ve aumentada

en promedio de 125.82 % con una varianza muestral de 0.025, y para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$ la capacidad de carga crítica de pandeo se ve aumentada en promedio de 130.33 % con una varianza muestral de 0.0074.

El escenario con arcos gemelos arriostrados en los riñones surgió en la investigación, porque en la revisión de balanceo de rigideces de los puentes en estudio requieren un aumento de rigideces laterales. Siendo una reevaluación exploratoria para que se comprenda cuáles son las variables que se modifican sustancialmente según el sistema de arriostramiento lateral. Se concluye que este último no es un criterio que indique que los arcos triarticulados requieran aumento de capacidad por detectarse un problema de estabilidad o falla por pandeo.

Finalmente, para el caso de los arcos triarticulados el factor de pandeo obtenido por el método de elementos finitos con análisis de segundo orden efectos P-Delta, ya toma en cuenta el hecho que los máximos momentos flectores se obtienen en el riñón generando grandes excentricidades en esas zonas, obteniendo los mayores efectos de pandeo en los arcos, así como los mayores esfuerzos.

4.3. Discusión de resultados para comparación del comportamiento estructural de arcos circulares biarticulados y biempotrados

En el comportamiento de los arcos se realiza un comparativo mediante las razones de las fuerzas internas de los arcos en los arranques y coronas, para cada caso de arco empotrado, biarticulado y triarticulado. También se comparan los esfuerzos, y finalmente mediante el análisis de cada una de las variables intervinientes, se localizan las razones menores y mayores para determinar en cuál de estas variables son más eficientes los arcos, diferenciando los casos de

grados de libertad en los apoyos, así como los casos de flecha rebajada y flecha alta.

4.3.1. Comparación de fuerzas en el arranque de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados con base a razones

Los resultados del promedio y la varianza estadística de las razones matemáticas de las fuerzas internas dejan ver los siguientes hechos del comportamiento estructural:

- La fuerza axial provocada por la carga muerta en los arranques para los arcos empotrados representa un 125.5 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.12. Pero para arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la relación es inversa y las fuerzas axiales provocadas por la carga muerta en arcos empotrados representan 86.6 % de las fuerzas axiales provocadas por la carga muerta respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.0002. Por lo tanto, el efecto de permitir el giro en los grados de libertad en los arranques y en la corona puede reducir o amplificar la carga axial en los arranques en esas proporciones, es decir las fuerzas internas son muy sensibles según la variación de relaciones de r .
- La fuerza axial provocada por la carga viva en los arranques para los arcos empotrados representa un 110.96 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.005. Para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la relación de la fuerza axial provocada por la carga viva en arcos empotrados representa 106.1

% de las fuerzas axiales provocadas por la carga viva respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.0078.

- La fuerza axial provocada por la carga muerta en los arranques para los arcos biarticulados representa un 121.2 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.1014. Para arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la relación es inversa, las fuerzas axiales provocadas por la carga muerta en arcos biarticulados representan 90.4 %, respecto a las fuerzas axiales provocadas por la carga muerta de los arcos triarticulados, con una varianza muestral de 0.0001.
- La fuerza axial provocada por la carga viva en los arranques para los arcos biarticulados representa un 377.45 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.7428. Para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la relación de la fuerza axial provocada por la carga viva en arcos empotrados representa 271.26 % de las fuerzas axiales provocadas por la carga viva respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.1122.
- La fuerza axial provocada por la carga sísmica en los arranques para los arcos empotrados representa un 121.97 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0901. Pero la relación se invierte para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la fuerza axial provocada por la carga sísmica en arcos empotrados representa un 90.42 % de las fuerzas axiales provocadas por la carga sísmica respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.013.

- La fuerza axial provocada por la carga sísmica, en los arranques para los arcos biarticulados, representa una proporción de 14.7 veces la fuerza axial sísmica respecto a los arcos triarticulados de flecha alta $r=0.20$, con una varianza muestral de 149.25. Para arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la relación se reduce a una proporción 5.22 en las fuerzas axiales provocadas por la carga sísmica en arcos biarticulados, respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 20.66. Estas relaciones entre biarticulados y triarticulados para carga sísmica, demuestran que los arcos triarticulados reducen de forma significativa, al incorporar el giro en un grado de libertad de la corona. Se reporta que existe variabilidad entre proporciones y va disminuyendo la relación conforme va aumentando la luz del puente.
- Para el caso de momentos Mu en los arranques para cualquier caso de carga como era de esperarse el momento en los arranques de los arcos biarticulados y triarticulados son cero debido a la condición de la articulación en estos puntos generado por permitir el giro en este grado de libertad. Pero no hay que perder de vista que son las zonas de mayor concentración de carga axial.
- La fuerza cortante provocada por la carga muerta en los arranques para los arcos empotrados representa una relación 0.7836 respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0389, por lo tanto, estas fuerzas cortantes se ven reducidas en los arcos empotrados. Para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la relación es mucho menor con 0.21 con una varianza muestral de 0.0132. Por lo tanto, las fuerzas cortantes se disminuyen significativamente al restringir el giro en grados de libertad de los arranques y en la corona, así mismo las

fuerzas cortantes se reducen en los arranques en arcos al rebajar las flechas $r=0.13$.

- La fuerza cortante provocada por la carga viva en los arranques para los arcos empotrados representa un 141.42 % más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0019. En los arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la relación de la fuerza cortante, provocada por la carga viva para empotrados representa 113.6 % respecto a los triarticulados con una varianza muestral de 0.0078.
- La fuerza cortante provocada por la carga muerta en los arranques para los arcos biarticulados representa una relación de 0.604 respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0173. Pero para arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la relación es menor representando una proporción de 0.4027 de las fuerzas cortantes respecto a los triarticulados con una varianza muestral de 0.0038.
- La fuerza cortante provocada por la carga viva en los arranques para los arcos biarticulados representa una relación de 3.1747 veces más respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.6614. Y para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la relación de la fuerza cortante provocada por la carga viva en arcos empotrados representa 2.05 de las fuerzas cortantes provocadas por la carga viva respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.1417.
- La fuerza cortante provocada por la carga sísmica en los arranques para los arcos empotrados representa un aumento de 371.98 % respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza

muestral de 4.5858. Pero la relación se reduce para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la fuerza cortante provocada por la carga sísmica en arcos empotrados representa un 182.01 % de las fuerzas cortantes provocadas por la carga sísmica respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 0.07751. Mostrando mayor variabilidad de fuerzas sísmicas en el caso de los arcos con flecha alta.

- La fuerza torsional en los arranques de arcos triarticulados y biarticulados es nula. Para el caso de los arcos empotrados, si se reportan fuerzas por torsión en los arranques, y las fuerzas por torsión debidas a carga muerta, carga viva y carga sísmica es menor en los arcos rebajados con menor flecha, en un 12 % en promedio, análogamente en carga viva menor en un 18 % en promedio.
- La fuerza torsional en los arranques de arcos triarticulados y biarticulados es nula, para carga viva, carga muerta, e inclusive para carga sísmica en la dirección longitudinal son despreciables, aunque se reporta que, si se registran para sismo en esta dirección longitudinal al puente, pero en la dirección transversal se registran torsiones en promedio con una relación de 3.33 en promedio respecto al sismo en la dirección transversal.
- Las torsiones por carga sísmica en la dirección transversal son mayores para las relaciones de flecha alta $r=0.20$ en una proporción promedio de 1.78 en relación con las torsiones en arcos con flecha rebajada a $r=0.13$.

4.3.2. Comparación de fuerzas en la corona de los arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados con base a razones

Siguiendo con las comparaciones por medio de las razones matemáticas se dejan ver los siguientes hechos:

- La fuerza axial provocada por la carga muerta y viva para las relaciones $r=0.13$ y 0.20 , las relaciones empotrado/articulado y las relaciones biarticulado y triarticulado mantienen en mismo comportamiento estructural identificado en las razones proporcionales comparativamente entre corona y los arranques, las variaciones entre las razones son despreciables, no obstante, las magnitudes son mayores en tales ubicaciones, por lo tanto para efectos de esfuerzos internos los arranques requieren especial atención para los estados límites de resistencia y fatiga, y las coronas para los estados límites de servicio. La razón de fuerza axial provocada por la carga sísmica en la dirección longitudinal en los arranques respecto a los triarticulados se mantiene constante a lo largo del arco desde la corona hasta los arranques mantiene el mismo promedio y varianza muestral. Pero la componente sísmica en la dirección transversal se reporta que la razón empotrado / biarticulado aumenta en la corona, por lo que la componente sísmica en la dirección transversal es mayor en la corona para los arcos empotrados y se reduce en los arcos triarticulados, debido a que en la corona se permite el giro y al mismo tiempo que los momentos son nulos en los triarticulados. Para el caso de momentos M_u en las coronas para cualquier caso de carga como era de esperarse el momento de los arcos biarticulados y triarticulados son cero debido a la condición de la articulación en estos puntos por permitir el giro en este grado de libertad. Para los momentos M_u en las coronas para

cualquier caso de carga como era de esperarse el momento en los arranques de los arcos triarticulados son cero o nulos, no obstante los arcos empotrados y biarticulados si están presentes los momentos, y comparativamente estos dos arcos mantienen en promedio aproximadamente la misma magnitud con una variación entre $\pm 8\%$, pero podemos concluir que entre estos dos arcos que generan momentos en la corona no hay una diferencia relevante en los momentos generados por carga muerta y carga viva.

- La fuerza cortante provocada por la carga muerta en las coronas para los arcos empotrados es mayor que los arcos triarticulados en una relación de 1.2063 para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0385, y para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$ la relación es de 1.1083 con una varianza muestral de 0.0029.
- La fuerza cortante provocada por la carga muerta en la corona para los arcos biarticulados es mayor que los triarticulados en una relación de 1.2119 para arcos de flecha alta $r=0.20$, con una varianza muestral de 0.0392. Para arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la relación es menor representado en la razón de 1.0871 con una varianza muestral de 0.0022.
- La fuerza cortante provocada por la carga viva en las coronas para los arcos empotrados es menor que los arcos triarticulados en una relación de 0.97 en flecha alta $r=0.20$, con una varianza muestral de 0.0004, y en flecha rebajada con $r=0.13$ la relación es de 0.9837, con una varianza muestral de 0.0003. Se concluye que la fuerza cortante por carga viva se mantiene constante independientemente de la condición de los grados de libertad en la corona.

- La fuerza cortante provocada por la carga viva en las coronas para los arcos biarticulados es mayor que los arcos triarticulados en una relación de 4.2448 para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.8665, y para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$ la relación es de 3.3189 con una varianza muestral de 0.1143.
- La fuerza cortante provocada por la carga sísmica en la corona para los arcos empotrados es menor en una relación de 0.7779, respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.0232, y para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la fuerza cortante provocada por la carga sísmica en arcos empotrados también es menor a razón de 0.7331 de las fuerzas cortantes, respecto a los triarticulados, con una varianza muestral de 0.0026. Se concluye que la fuerza cortante que ingresa al sistema del arco triarticulado, provoca que se mantenga en magnitudes casi constantes a lo largo del arco. Este efecto no sucede cuando el grado de libertad en la corona se encuentra restringido al giro, aumentando la fuerza cortante hasta el arranque, siendo conveniente para los arcos triarticulados en el control de diseño sísmico.
- La fuerza cortante provocada por la carga sísmica en la corona para los arcos biarticulados es mayor en una relación de 2.5848 respecto a los arcos triarticulados para arcos de flecha alta $r=0.20$ con una varianza muestral de 0.1.1094, y para los arcos de flecha rebajada $r=0.13$, la fuerza cortante en biarticulados también es mayor a razón de 2.4284 de las fuerzas cortantes respecto a los arcos triarticulados con una varianza muestral de 1.5519. Se concluye que la fuerza cortante por carga sísmica, no presenta un patrón proporcional entre los arcos biarticulados y triarticulados.

4.3.3. Comparación de esfuerzos y deformaciones permanentes e instantáneas en los arranques de arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

En cuanto a la comparación de los cocientes o razones promedio de esfuerzos instantáneos o permanentes: Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque, se reportan los siguientes hechos cuantitativos:

- Los esfuerzos de acortamiento elástico ΔAE son mayores en los arcos triarticulados ocasionados por carga muerta de la superestructura y subestructura del puente en razón ΔAE Empotrados/Triarticulados de 0.86 con una varianza del 0.0002 para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$, pero la razón se invierte para arcos con flecha alta con $r=0.20$ la relación ΔAE Empotrados /Triarticulados es de 1.25 con una varianza de 0.1208.
- Los esfuerzos de acortamiento elástico ΔAE son mayores en los arcos triarticulados ocasionados por carga muerta de la superestructura y subestructura del puente en razón ΔAE Biarticulados/Triarticulados de 0.91 con una varianza del 0.0001 para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$. La razón se invierte para arcos con flecha alta con $r=0.20$ la relación ΔAE Biarticulados/Triarticulados es de 1.21 con una varianza de 0.1014.
- Los esfuerzos por contracción o retracción de fraguado del concreto ΔCC en arcos: Empotrados/Triarticulados y Biarticulados/Triarticulados en el arranque, todas las cocientes o razones son iguales a la unidad, así como los promedios, como era de esperarse ya que estos son esfuerzos que dependen de las condiciones de temperatura ambiente.

- Los esfuerzos de acortamiento elástico ΔFP son mayores en los arcos triarticulados ocasionados por carga muerta de la superestructura y subestructura del puente, en razón ΔAE Empotrados/Triarticulados de 0.80, con una varianza del 0.001 para los arcos de flecha rebajada con $r=0.13$. La razón se invierte siendo menores estos esfuerzos en arcos triarticulados con flecha alta con $r=0.20$, la relación ΔAE Empotrados /Triarticulados es de 1.7389 con una varianza de 0.9208.
- Los esfuerzos de acortamiento elástico ΔFP son mayores en los arcos triarticulados, ocasionados por carga muerta en una razón ΔFP Biarticulados/Triarticulados de 0.83, con una varianza del 0.0003 en flechas rebajadas con $r=0.13$. La razón se invierte siendo mayores estos esfuerzos para flechas altas con $r=0.20$, la relación ΔAE Biarticulados/Triarticulados es de 1.62 con una varianza de 0.7535.

El acortamiento total de los arcos deformados por cargas permanentes e instantáneas para los arcos rebajados con $r=0.13$ se obtienen mayores acortamientos de longitud de directriz S del arco.

4.3.4. Discusión de resultados de la comparación de esfuerzos límites permisibles y de resistencia en arcos circulares empotrados, biarticulados y triarticulados

Al revisar los esfuerzos permisibles en la corona y arranques de arcos, considerando que a compresión sea menor a $-0.65 \cdot f'c$ y el esfuerzo de tensión no mayor a $1.6 \cdot \sqrt{f'c}$, se concluye en requerimientos de resistencia del concreto para los arcos para puentes:

- En todos los casos triarticulados se demuestra que el cien por ciento de los arcos se encuentran dentro del rango de límites permisibles en compresión. También se encuentran dentro del límite permisible en tensión en la corona para en el control de grietas en el concreto de acuerdo al límite de servicio III. Por lo tanto, se demuestra que los arcos triarticulados se encuentran principalmente sometidos a compresión, toda vez que existen excentricidades debida a momento flector, pero no superan los estados de servicio solicitando una cuantía mínima de acero de refuerzo longitudinal en la zona de las coronas.
- En todos los casos de arcos triarticulados de flecha alta $r=0.20$ queda demostrado que el cien por ciento de los arcos se encuentran dentro del rango de límites permisibles en compresión y también dentro del límite permisible en tensión en los tres puntos de interés corona, riñón y los arranques. También se demostró que se controlan las grietas en el concreto de acuerdo al límite de servicio III, porque se encuentran principalmente sometidos a compresión aun existiendo excentricidades debida a momento flector, estos no superan los estados de servicio para el control de grietas. En los arcos de flecha alta $r=0.20$ solicitan cuantía mínima de acero longitudinal de refuerzo.
- Para todos los casos de arcos triarticulados de flecha baja $r=0.13$ queda demostrado que el cien por ciento de los arcos se encuentran sometidos a esfuerzos de compresión que superan el límite permisible en compresión. Se reporta que ninguno de los arcos en estudio está sometido a esfuerzos de tensión en el arranque. Por lo tanto, se demuestra que se encuentran principalmente sometidos a compresión aun existiendo excentricidades debida a momento flector. Los arcos de flecha

rebajada $r=0.13$ requieren diseño de acero de refuerzo longitudinal por compresión.

- Para el caso de arcos hiperestáticos empotrados, la resistencia a la compresión del concreto reforzado a emplear en los arcos empotrados, el requerimiento mínimo de en el arranque es de $f'c= 634.30 \text{ Kg/cm}^2$ (9,021.81 psi) para la combinación de evento extremo I, gobiernan los esfuerzos en los arranques. Aunque para la zona de coronas se obtienen menores esfuerzos, el concreto debe ser homogéneo a lo largo de todo el elemento del arco.
- Para el caso de arcos isostáticos biarticulados (giro restringido en la corona) la resistencia a la compresión del concreto reforzado en el arranque es $f'c= 650.48 \text{ Kg/cm}^2$ (9,251.92psi) para la combinación de evento extremo I.
- Para el caso de arco isostático triarticulados (permitir giro en la corona y los arranques) la resistencia a la compresión del concreto reforzado es $f'c= 704.67 \text{ Kg/cm}^2$ (10,022.72 psi) para la combinación de evento extremo I.

Con los resultados anteriores, se puede deducir que para los arcos circulares triarticulados con tablero superior en puentes hasta luces de 80 metros, arcos gemelos arriostramiento y sin péndolas verticales, se halló que el esfuerzo máximo que debe resistir a la compresión del concreto reforzado para arcos con flecha alta $r=0.20$ es de 492.2 Kg/cm^2 (7,000 psi), y para arcos de flecha rebajada $r=0.13$ la compresión máxima es de 773.38 Kg/cm^2 (11,000 psi) de acuerdo a los esfuerzos máximos ubicados en los arranques, obtenidos de acuerdo al estado límite de servicio III de la especificación AASHTO (2017) dentro del rango de

esfuerzos de compresión menores a $0.65 \cdot f'c$ y esfuerzo de tensión no mayor a $1.6 \cdot \sqrt{f'c}$.

El hallazgo principal del análisis de esfuerzos es que es posible especificar la resistencia a la compresión mínima para arcos hiperestáticos e isostáticos en general para luces hasta de 80 metros, las cuales deben estar entre los rangos:

- Para relación de flecha alta $r=0.20$ la resistencia a la compresión del concreto reforzado (sección compuesta) debe estar en rangos 421.8 Kg/cm^2 (6,000 psi) $< f'c < 492.2 \text{ Kg/cm}^2$ (7,000 psi).
- Para relación de flecha rebajada $r=0.13$ la resistencia a la compresión del concreto reforzado (sección compuesta) debe estar en rangos 492.2 Kg/cm^2 (7,000 psi) $< f'c < 773.4 \text{ Kg/cm}^2$ (11,000 psi).
- A diferencia de otros autores, en las que concluyen que, el valor del esfuerzo a compresión aumenta a mayor altura, en esta investigación queda demostrado que los arcos circulares triarticulados a menor flecha, aumenta la compresión bajo carga puntual proveniente desde la corona.

4.3.5. Resumen comparativo de la eficiencia estructural de los casos de arcos

De acuerdo a los resultados de fuerzas internas obtenidas por la combinación de cargas de evento extremo I, se clasifican las eficiencias según las variables intervinientes como: tipo A la mejor eficiencia, tipo B de eficiencia intermedia, y tipo C la eficiencia menor, es decir que para la eficiencia tipo A, las magnitudes de las variables intervinientes son los menores valores promedios

obtenidos, y tipo C son los valores mayores promedios obtenidos en la respuesta estructural de los arcos.

Tabla LXXXVII. **Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para fuerzas internas**

CASO	RELACION $r=f/L$	Pu Muerta	Pu Viva	Pu Sismo X Longitudinal	Pu Sismo Y Transversal	Mu Muerta y Viva	Mu Sismo X Longitudinal	Mu Sismo Y Transversal	Vu Muerta	Vu Viva	Vu Sismo X Longitudinal	Vu Sismo Y Transversal	Tru Muerta y Viva	Tru Sismo X Longitudinal	Tru Sismo Y Transversal
EMPOTRADO	0.20	C	B	B	C	C	C	C	B	B	B	B	C	C	C
BIARTICULADO	0.20	B	C	C	B	B	B	B	A	C	C	C	B	B	B
TRIARTICULADO	0.20	A	A	A	A	A*	A*	A*	C	A	A	A	A*	A*	A*
EMPOTRADO	0.13	A	C	A	B	C	C	C	A	B	B	A	C	C	C
BIARTICULADO	0.13	B	A	C	A	B	B	B	B	C	C	C	B	B	B
TRIARTICULADO	0.13	C	B	B	C	A*	A*	A*	C	A	A	B	A**	A**	A**

Fuente: elaboración propia.

Los casos triarticulados indicados con eficiencia tipo A*, se refieren a que, en la zona de los arranques se obtuvieron los mínimos o nulos momentos flectores, no obstante, tienen mayores excentricidades en los riñones y provocan esfuerzos combinados.

Los casos marcados como eficiencia tipo A** son los casos en los cuales las torsiones en los arranques son menores, pero los diseñadores deberán tomar en consideración que las torsiones son mayores en la corona. Adicionalmente cabe destacar que los elementos que deben diseñarse por torsión (Tru) son las vigas de apoyo y la corona de los arcos para todos los casos triarticulados, biarticulados y empotrados.

De acuerdo a los resultados de esfuerzos secundarios permanentes e instantáneas obtenidas por la combinación de cargas de evento extremo I, se

clasifican las eficiencias según las variables intervinientes como tipo A la mejor eficiencia, tipo B de eficiencia intermedia, y tipo C la eficiencia menor.

Tabla LXXXVIII. **Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para esfuerzos secundarios permanentes e instantáneos**

CASO	RELACION $r=f/L$	Flujo Plástico ΔFP AASTHO	Acortamiento Elástico ΔAE AASTHO	Contracción o Retracción ΔCC AASTHO	Acortamiento de Directriz	Esfuerzo Compresión Total
EMPOTRADO	0.20	C	C	A*	A	B
BIARTICULADO	0.20	B	B	A*	B	A
TRIARTICULADO	0.20	A	A	A*	C	C*
EMPOTRADO	0.13	A	A	A*	A	A
BIARTICULADO	0.13	B	B	A*	B	B
TRIARTICULADO	0.13	C	C	A*	C	C*

Fuente: elaboración propia.

En el anterior cuadro de resultados de esfuerzos secundarios permanentes e instantáneos mostrado, se resaltan los siguientes hechos:

- Resaltar la eficiencia del arco triarticulado de flecha alta para los esfuerzos secundarios de flujo plástico, acortamiento elástico y contracción de fraguado.
- Mayores acortamientos de la directriz con flechas altas, principalmente en arcos triarticulados. Por lo tanto, se requiere un detallado para las zonas de juntas en el tablero superior a los 4" para evitar aberturas perjudiciales para la rodadura vehicular.

- La contracción o retracción por fraguado del concreto es independiente a los grados de libertad de los apoyos en arranques y en la corona.
- Los esfuerzos de compresión totales en arcos triarticulados son mayores debido a los esfuerzos combinados de compresión y flexión conjunta que se provocan en el riñón. Puede tomarse como una desventaja a simple vista, sin embargo, si tomamos en cuenta que debido a las articulaciones en los apoyos no se ven perjudicados los esfuerzos finales estimados ya que no les perjudica los asentamientos o movimientos de la cimentación que puedan existir durante la vida útil del puente.

De acuerdo a los resultados de criterios de diseño sísmico, se clasifican las eficiencias según las variables intervinientes como tipo A la mejor eficiencia, tipo B de eficiencia intermedia, y tipo C la eficiencia menor, es decir que para la eficiencia tipo A los valores son los valores menores promedios obtenidos, y tipo C los valores mayores promedios obtenidos en la respuesta estructural.

Tabla LXXXIX. **Resumen de eficiencia estructural de los casos de arcos para criterios de diseño sísmico**

CASO	RELACION $r=f/L$	Deformación Sismicas U_x Longitudinal	D/C Derivas Sismicas U_y Transversal AASTHO	Deflexión U_z Vertical	Balaceo de rigideces AASTHO	D/C Pandeo Norma DIN	D/C P-Delta AASTHO	D/C Factor de Pandeo P-DELTA
EMPOTRADO	0.20	A	A	C	A	C	A	A
BIARTICULADO	0.20	C	B	B	C	B	C	B
TRIARTICULADO	0.20	B	C	A	B	A	B	C
EMPOTRADO	0.13	A	A	C	A	C	C	A
BIARTICULADO	0.13	C	C	B	C	B	A	B
TRIARTICULADO	0.13	B	B	A	B	A	B	C

Fuente: elaboración propia.

En el anterior cuadro de resultados de criterios de diseño sísmico mostrado, se resaltan los siguientes hechos:

- Para arco triarticulado las derivas sísmicas laterales son mayores en flechas altas.
- La demanda capacidad D/C para deformaciones U_y y derivas laterales sísmicas para arcos empotrados a partir de luces de arco L=71m ya no cumplen requisitos de los estados límites de servicio de acuerdo con la norma AASHTO.
- El arco triarticulado es más rígido transversalmente que el arco biarticulado. Los arcos biarticulados requieren mayor arriostramiento (aumento de rigidez) que los triarticulados y empotrados. El arco empotrado debe aumentar su rigidez en una proporción de 3.08, los triarticulados en 4.55, y los biarticulados en 5.17 para cumplir el requisito de balanceo de rigideces respecto de las pilas.
- Se reporta el aumento del 38 % de la rigidez del arco con un par de riostras en riñones. Entonces se requiere investigar si un número igual a 6 pares de riostras adicionales son suficientes para alcanzar el balanceo de rigideces respecto a las pilas.
- Los arcos triarticulados tienen mayores índices de estabilidad $Q > 0.04$ por lo tanto, requieren arriostramiento bajo este criterio.
- En la evaluación de pandeo el método ACI es el más conservador para análisis de pandeo de arcos, y la norma DIN no distingue significativamente entre articulados, biarticulados y empotrados para el

análisis de pandeo de arcos. Los arcos de flechas altas son más eficientes para pandeo que los de flecha rebajada.

- Los arcos triarticulados tienen índices de estabilidad $Q < 0.10$, por lo tanto, no requieren análisis pushover de acuerdo a AGIES (2019).

4.4. Discusión de resultados de objetivos alcanzados en la investigación

Mediante la sección 3.1 y 4.1 del estudio se alcanza el objetivo específico 1 para describir el comportamiento estructural del puente arco circular triarticulado de concreto reforzado ante acciones de cargas permanentes, instantáneas y laterales sísmicas, obteniendo que: Las cargas permanentes e instantáneas principales tales como el acortamiento elástico, el flujo plástico y la retracción de fraguado, son independientes a los grados de libertad que restringen o permiten giro en la corona y arranques.

Estos esfuerzos secundarios aportan esfuerzos importantes a estas estructuras, con el flujo plástico para arcos de flecha rebajada $r=0.13$ mayor a los arcos de flecha alta $r=0.20$. Así mismo se reporta que el efecto de carga sísmica longitudinal y transversal es sensible con el cambio de flecha.

En flechas altas $r=0.20$, resultan fuerzas sísmicas menores al liberar a momento la corona un 18% respecto a un sistema empotrado, pero, por el contrario, en los arcos rebajados $r=0.13$ las fuerzas sísmicas aumentan en un 20%, respecto a un sistema empotrado. Demostrando que los arcos con flecha alta son más eficientes para fuerzas sísmicas.

A través de la sección 3.2 y 4.2 se alcanzan el objetivo específico 2, porque se describen los principales criterios de diseño sísmico para el triarticulado. Obteniendo que el número de modos de vibración mínima para capturar la participación de la masa sísmica en el sistema hasta en un 98 %.

Se determina que el aumento o disminución de la flecha del arco no está correlacionado significativamente con las características dinámicas del período de vibración. Sin embargo, el período de vibración aumenta conforme aumentan los grados de libertad en las cuales se permiten el giro.

También son más sensibles los períodos de vibración, aumentando proporcionalmente a la luz del puente. En el escenario de arcos gemelos sin arriostramiento, se observa que, a partir de los 60 metros de luz de arco hasta los 80 m, el período de vibración es prácticamente el mismo a mayor luz de arco, independientemente de los grados de libertad que permiten el giro.

Por medio de los datos obtenidos para el criterio de balanceo de rigideces, los arcos gemelos triarticulados sin arriostramiento no cumplen el requisito del doble de la rigidez de las pilas adyacentes, siendo necesario replantear estructuralmente las pilas y arcos.

También se obtuvo que los arcos triarticulados con flecha alta $r=0.20$, el promedio de D/C es de 13.86 % y que los valores son muy similares a los casos empotrados y biarticulados, demostrando la buena eficiencia para D/C basado en desplazamiento. Así mismo, los arcos triarticulados con flecha rebajada $r=0.13$ el promedio de D/C es de 19.80 %, notando leve aumento de demanda en flecha rebajada.

Con la ayuda de la simulación asistida por computadora fue posible alcanzar el objetivo específico 3, en las secciones 3.3 y 4.3, 3.2 y 4.2. Los resultados obtenidos para comparar el comportamiento estructural de puentes arco circular triarticulados, biarticulados y empotrados se utilizó un modelo matemático básico de comparación como la razón o cociente entre valores de iguales dimensionales, la comparación se calcula a partir de la división dos valores con las mismas dimensionales: a/b , siendo a/b un cociente para definir cuantas veces está presente un valor sobre el otro y comprender el comportamiento de las variables en los puntos de interés.

CONCLUSIONES

1. Los arcos circulares triarticulados gemelos, sin péndolas verticales, sin arriostramiento con luces hasta de 80 metros, que reciben cargas verticales puntuales en la corona y cargas sísmicas horizontales, trabaja principalmente con fuerzas axiales de compresión sin excentricidades perjudiciales. El efecto de la carga del sismo es sensible a la flecha de arco, en flechas altas $r=0.20$, son más eficientes para cargas sísmicas, mientras que las flechas rebajadas $r=0.13$ son menos eficientes ya que amplifican las magnitudes de fuerzas internas.
2. Los arcos circulares triarticulados de concreto reforzado como subestructura en puentes vehiculares, con luces hasta de 80 metros, son eficientes para criterios de diseño sísmico en la Categoría de Diseño sísmico C de la norma AASHTO (2017) con las principales virtudes: a) la demanda / capacidad basado en desplazamiento se encuentra entre el rango de valores de 13.86 % al 19.80 %, b) la demanda / capacidad debido a la carga crítica de pandeo basados en efectos $P-\Delta$ se encuentran dentro de rango de 57.07 % al 69 % según su geometría del arco.
3. Los arcos circulares triarticulados, hasta de luces de 80 metros, y los arcos circulares biarticulados y biempotrados, tienen en común que la sección rectangular del arco se encuentra sometidos a esfuerzos de compresión sin excentricidades perjudiciales de acuerdo con la combinación de cargas de Evento Extremo I de las Normas de Seguridad Estructural NSE 5.1 de AGIES (2018) en Guatemala. Siendo una ventaja para la fase constructiva del arco circular triarticulado en la cual es viable construirlos en forma de

dovelas prefabricadas o fundidas en sitio permitiendo agilizar el proceso constructivo.

4. Los arcos triarticulados de flecha alta $r=0.20$ son más eficientes que los arcos biarticulados y empotrados, para soportar una carga puntual desde la corona, con base a que se obtienen las menores magnitudes en el sistema de fuerzas internas axiales y cortantes, debido a las cargas externas muerta, viva y sismo. Consecuentemente se obtienen menores esfuerzos secundarios permanentes e instantáneos de flujo plástico y acortamiento elástico, y deformaciones de deflexión vertical.

RECOMENDACIONES

1. Realizar investigación de sensibilidad de arcos en varios tipos de espectros de respuesta según los seis tipos de perfiles de suelo de acuerdo a la norma NSE 3 de AGIES (2018).
2. Realizar investigación de análisis modal por medio de los análisis de Vectores Ritz, para evaluar los acoplamientos modales en dirección transversal y longitudinal, luego comparar los porcentajes de participación de la masa y los periodos de vibración, para determinar si en ambos sistemas (vectores Eigen) dan resultados similares sin desestimar periodos de vibración.
3. Realizar investigación de sensibilidad en otros escenarios de arriostamiento lateral del arco circular triarticulado gemelos para obtener optimización de los arcos ante cargas sísmicas para la República de Guatemala.
5. Investigar replanteo estructural de arcos circulares triarticulados, para obtener la optimización basados en el requisito de Categoría de Diseño Sísmico según AASHTO (SDC) a través del balanceo de rigideces en el sentido longitudinal tomando en consideración un sistema estructural similar a esta tesis que cuenta con pilas circulares en la subestructura colindante, mediante un proceso iterativo hasta conseguir cumplir con este requisito específico de la norma.

4. Especificar en la norma de puentes NSE 5.2 de AGIES (2018) un mapa de regiones climáticas las humedades relativas de acuerdo a las publicaciones oficiales del INSIVUMEH para sensibilizar a los diseñadores estructurales y constructores de obras de ingeniería vial, a no subestimar los esfuerzos y deformaciones por contracción o retracción de fraguado del concreto ΔCC porque los arcos triarticulados representa en promedio en un rango de valores de 23.21 % y 44.41 % del total de los esfuerzos instantáneos permanentes con una humedad relativa del 70 %, y no tendrá el mismo comportamiento un puente arco de concreto reforzado en las zonas altas montañosas de clima frío, en las zonas costeras con climas muy húmedos, o en climas secos como el oriente de Guatemala.

5. Especificar en la norma de puentes NSE 5.2 de AGIES (2018), que para puentes arco circular triarticulado hasta luces de 80 metros un factor $R = 1.5$ en sentido longitudinal y transversal.

REFERENCIAS

1. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (2018). *Norma NSE 5.2 Puentes de tamaño y altura limitados*. Guatemala: Autor.
2. Álvarez, J., y Argudo, G. (2014). *Análisis no lineal de pandeo en columnas esbeltas de hormigón mediante la obtención de esfuerzos internos*. Universidad de Cuenca, Ecuador.
3. Álvarez, J. d., y Aparicio, Á. C. (2003). *Comportamiento sísmico de puentes arco, un panorama del estado del conocimiento*. México: Memorias.
4. Álvarez, J. d., Jara, M., Hernández, H., y Aparicio, Á. C. (julio, 2006). Evaluación de respuesta de grandes puentes en arco ante movimientos sísmicos fuertes. *Revista de Ingeniería Sísmica Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C.*, 75, 23-46.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials (2017). *Standard Specifications for Highway Bridges*. Estados Unidos: Autor.
6. Arnal, E. (2000). *Lecciones de Puentes*. Venezuela: Universidad Central de Venezuela.

7. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2010). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala*. Guatemala: Autor.
8. Asociación Técnica de Carreteras (1995). *Nota Técnica de 1995 sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. España: Autor.
9. Applied Technology Council (1996). *Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Resource Document*. Estados Unidos: Autor.
10. Basano, M. V., Coniglio, M. G., y Ramonda, L. G. (2009). *Obras de Robert Maillart. DA Diseño Arquitectónico*. Estados Unidos: ADS.
11. Borja, M. (2012). *Metodología de la Investigación científica para ingenieros* (Tesis de licenciatura). Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo, Perú.
12. Cámara, A. (2008). *Comportamiento Sísmico de Puentes Atirantados*. España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos.
13. Cañizares, D. (2003). *Diseño de sistema estructural en cantiléver para lanzamiento de puentes metálicos tipo trabe de luces grandes* (Tesis de licenciatura). Escuela Politécnica Nacional, Perú.
Recuperado de <https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/381/1/CD-0335.pdf>
14. Castro, J. P. (1993). *Arcos parabólicos y arcos circulares, una comparación estructural de su comportamiento como cubiertas*

(Tesis de licenciatura). Universidad Mariano Gálvez de Guatemala, Guatemala.

15. Colberg. (1906). *Los puentes Iller en Zaumberg*. Alemania: Deutsche Bauzeitung.
16. Comité ACI 318. (2019). *Norma Americana de Concreto*. Washington, Estados Unidos: American Concrete Institute.
17. Comité ACI 423. (1996). *Recomendaciones para elementos de hormigón pretensados con cables no adherentes*. Washington, Estados Unidos: American Concrete Institute.
18. Comité NR5. (2001). *Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales*. Guatemala: AGIES.
19. Comisión de Seguridad Sísmica de California (1981). *Norma ATC-6 Diseño sísmico*. California, Estados Unidos: Comisión de Seguridad Sísmica de California.
20. Cruz, D. A. (2008). *Diseño de puente de mediana longitud utilizando las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica* (Tesis de licenciatura). Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala.
21. Dávila Baz, J. A. y Pajón Permuy, J. (1997). *Teoría de arcos y método de cross aplicados al cálculo de estructura*. Huelva, España: Universidad de Huelva.

22. Departamento de Transportes de California (2010). *Criterios de Diseño Sísmico Versión 1.6*. Estados Unidos: Autor.
23. Emperger, V. (1911). *Manual de Construcción de puentes hormigón armado*. Berlin: Verlag Von Wilelm Ernst & Sohn.
24. Fernández, C. (1955). *Cálculo de Arcos*. Madrid, España: Editorial DOSSAT, S.A.
25. Franz, G., y Fein, H. (1968). *Juntas de Concreto bajo rotaciones repetidas*. Berlin: DAfStb.
26. González, A. Y., y Guzmán Amaral, M. C. (2008). *Consideraciones de diseño en la infraestructura de puentes carreteros*. Barcelona: Universidad de Oriente.
27. Laboratorio de Geología Sinergia (2020). *Tomografía para análisis de riesgos geológicos*. Guatemala: Autor.
28. Laffranchi, M. y Marti, P. (enero, 1997). Puentes de arco de hormigón curvo de Robert Maillart. *Revista de ingeniería estructural*, 12(10), 1-6.
29. Laible, J. (1987). *Análisis estructural*. Vermont, Estados Unidos: McGraw Hill.
30. Leonhardt, y Mönning. (1986). *Casos especiales de diseño en hormigón armado*. Berlín: Springer-Verlag.

31. López, J. A. (2003). *Modelo de elementos finitos para el cálculo de arcos, Validación en estructuras agroindustriales de acero* (Tesis de doctorado). Universidad de Castilla-La Mancha, España.
32. Manterola, J. (enero, 2015). Los primeros arcos de hormigón. *Historia de los puentes arco*, 3561, 89-106. Recuperado de http://www.cfcsl.com/wp-content/uploads/2015/03/J_Manterola_ROP_ene15.pdf
33. Martín-Caro, J. A. (2001). *Análisis estructural de puentes arco de fábrica. Criterios de Comprobación*. Madrid, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos.
34. Martínez, J. L., Martín Caro, J. A., y León, J. (2003). *Evaluación estructural de puentes arco fábrica*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid. Recuperado de http://demo.activasistemas.com/opandalucia-intro/fileadmin/media/docs/ribera/tomo_4/capitulo_5_arcos_articulados.pdf
35. Martínez, J., Martín- Caro, J., y León. (2003). *Metodología para la evaluación estructural de un puente arco de fábrica*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.
36. Medina, J. (2012). *Arco. Sistemas Estructurales*. Venezuela: Universidad de los Andes Venezuela.

37. Meli Piralla, R. (2007). *Diseño Estructural*. México: Limusa Grupo Noriega Editores.
38. Merritt, F., Loftin, K., y Ricketts, J. (2004). *Manual del Ingeniero Civil*. Distrito Federal, México: McGraw-Hill.
39. Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. (2009). *Normas para Estructura y Puentes*. Tomo 4, Volumen 1. Paraguay: Autor.
40. Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú. (2003). *Manual de Diseño de Puentes*. Lima, Perú: Empresa Editora Macro EIRL.
41. Ministerio de Vivienda y Urbanismo. (2007). *Puentes y Estructuras Afines*. Chile: Autor.
42. Molina, M., (2013). *Estado actual de puentes en Guatemala*. Guatemala, Guatemala: Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda.
43. Muzás, F. (2000). *Comportamiento y diseño de losas de aproximación*. Venezuela: Universidad de los Andes Venezuela.
44. Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Bogotá, Colombia: McGraw Hill.
45. Ospina, Y. M., Paredes, J. A. y Galindo, J. (marzo, 2009). Comportamiento de un puente histórico de arco de albañilería ante cargas dinámicas. *Revista Ingeniería e Investigación*, 29(3), 1-6.

46. Porras, J. R. (1997). *Análisis, Diseño y Construcción de Arcos de Mampostería* (Tesis de licenciatura). Universidad San Carlos de Guatemala, Guatemala.
47. Priestley, J. N., Seible, F. y Calvi, G. M. (1996). *Diseño Sísmico y Refuerzo de Puentes*. Nueva York, Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
48. Priestley, M., Calvi, G., y Kowalsky, M. (2007). *Diseño sísmico de estructuras basado en desplazamiento*. Estados Unidos: Earthquake Spectra.
49. Sánchez, I. H. (2009). *Pandeo lateral de estructuras metálicas en arco*. Sevilla, España: Universidad Sevilla.
50. Secretaría de Integración Económica. (2000). *Acuerdo Centroamericano Sobre Circulación Económica por Carreteras*. Guatemala: Autor.
51. Steffen, M. y Schacht, G. (2010). *Clasificación de Articulaciones en Concreto Armado*. Berlín, Alemania: Editorial Ernst & Sohn.
52. Tapping, A. J. (2007). *The Salginatobel Bridge. Bridge Engineering 2*. Bath, Reino Unido: University of Bath.
53. Vallecilla, C. R. (2009). *Puentes en Concreto Postensado*. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen.

54. Velasco de Pand, M. (1943). *Arcos, bóvedas placas y otros problemas constructivos*. Madrid, España: Dossat, S.A.
55. White, R. N., Gergely, P. y Sexsmith, R. G. (1976). *Volumen I: Introducción a los Conceptos de análisis y diseño*. México: Limusa, S.A.
56. White, R., Gergely, P. y Sexsmith, R. G. (1977). *Volumen II: Estructuras Estáticamente Indeterminadas*. México: Limusa, S.A.

APENDICES

- Propiedades geométricas de elementos empleados en la investigación

Apéndice 1. Propiedades geométricas de arcos circulares

Caso	Luz Arco	Ho	H ARCO	B ARCO	Ix ARCO	Iy ARCO	AREA	Ix ARCO / Iy ARCO	Ix ARCO Reducida para ductilidad	Iy ARCO Reducida para ductilidad	
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4	
		5.25 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4	
	51	10.20 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4	
		6.38 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4	
	62	12.40 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
		7.75 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
	71	14.20 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	
		8.88 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	
	2) Arco biarticulado	42	8.40 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4
			5.25 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4
		51	10.20 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4
			6.38 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4
62		12.40 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
		7.75 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
71		14.20 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	
		8.88 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	
3) Arco triarticulado		42	8.40 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4
			5.25 m	2.30000 m	1.00000 m	1.01392 m4	0.19167 m4	2.30000 m2	18.90%	0.65905 m4	0.15333 m4
		51	10.20 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4
			6.38 m	2.80000 m	1.30000 m	2.37813 m4	0.51263 m4	3.64000 m2	21.56%	1.54579 m4	0.41011 m4
	62	12.40 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
		7.75 m	3.50000 m	1.50000 m	5.35938 m4	0.98438 m4	5.25000 m2	18.37%	3.48359 m4	0.78750 m4	
	71	14.20 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	
		8.88 m	4.00000 m	2.00000 m	10.66667 m4	2.66667 m4	8.00000 m2	25.00%	6.93333 m4	2.13333 m4	

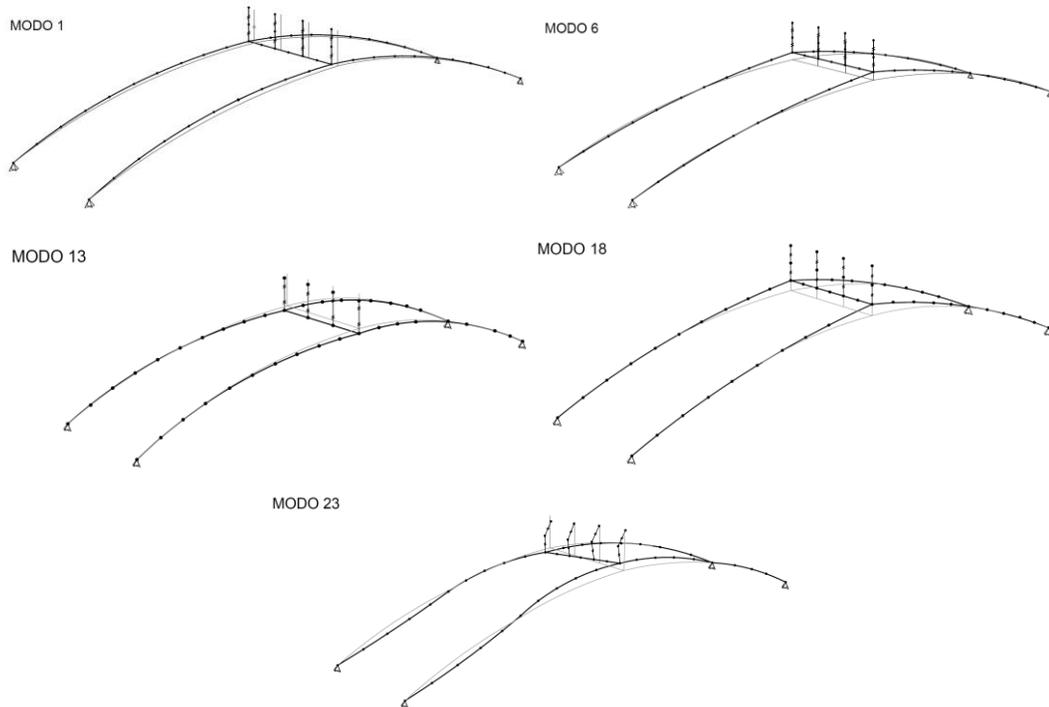
Fuente: elaboración propia.

Apéndice 2. Propiedades geométricas de arcos circulares y pilas de apoyo

Caso	Luz Arco	Ho	H ARCO	B ARCO	D PILA	H MARTILLO	B MARTILLO	H VIGA DE APOYO EN CORONA	B VIGA DE APOYO EN CORONA
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	2.30 m	1.00 m	3.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
		5.25 m	2.30 m	1.00 m	2.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
	51	10.20 m	2.80 m	1.30 m	4.00 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
		6.38 m	2.80 m	1.30 m	3.50 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
	62	12.40 m	3.50 m	1.50 m	4.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
		7.75 m	3.50 m	1.50 m	3.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
	71	14.20 m	4.00 m	2.00 m	4.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m
8.88 m		4.00 m	2.00 m	3.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m	
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	2.30 m	1.00 m	3.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
		5.25 m	2.30 m	1.00 m	2.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
	51	10.20 m	2.80 m	1.30 m	4.00 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
		6.38 m	2.80 m	1.30 m	3.50 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
	62	12.40 m	3.50 m	1.50 m	4.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
		7.75 m	3.50 m	1.50 m	3.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
	71	14.20 m	4.00 m	2.00 m	4.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m
8.88 m		4.00 m	2.00 m	3.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m	
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	2.30 m	1.00 m	3.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
		5.25 m	2.30 m	1.00 m	2.50 m	1.50 m	1.00 m	1.50 m	1.00 m
	51	10.20 m	2.80 m	1.30 m	4.00 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
		6.38 m	2.80 m	1.30 m	3.50 m	2.00 m	1.20 m	2.00 m	1.20 m
	62	12.40 m	3.50 m	1.50 m	4.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
		7.75 m	3.50 m	1.50 m	3.50 m	2.50 m	1.50 m	2.50 m	1.50 m
	71	14.20 m	4.00 m	2.00 m	4.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m
8.88 m		4.00 m	2.00 m	3.50 m	3.00 m	2.00 m	3.00 m	2.00 m	

Fuente: elaboración propia.

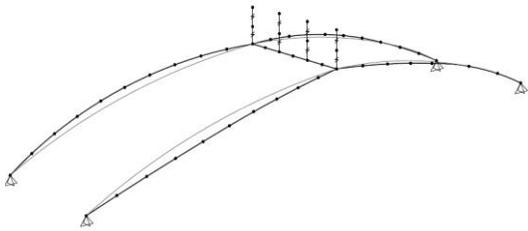
Apéndice 3. Formas modales de deformaciones por traslación en la dirección del eje Y en el sentido transversal del puente



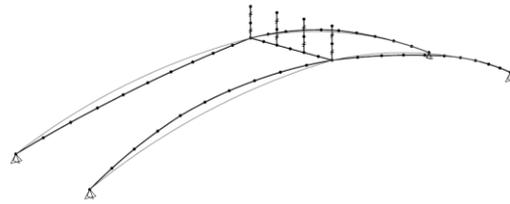
Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Apéndice 4. **Formas modales de vibración por traslación vertical en el eje Z principalmente compresiones.**

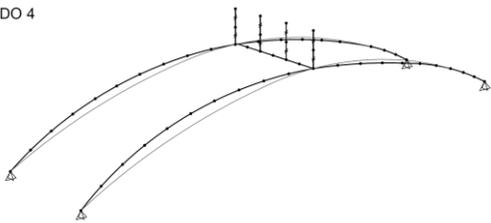
MODO 2



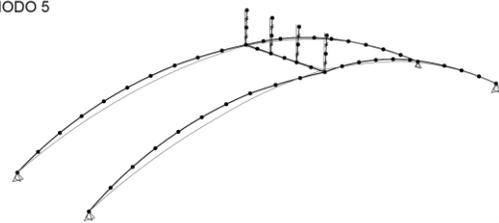
MODO 3



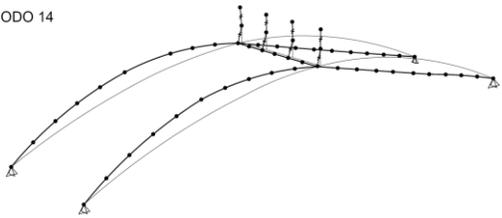
MODO 4



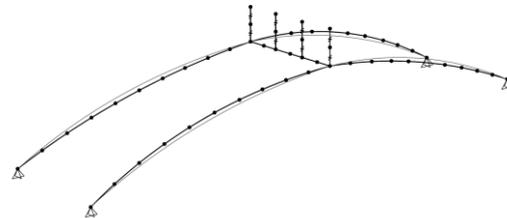
MODO 5



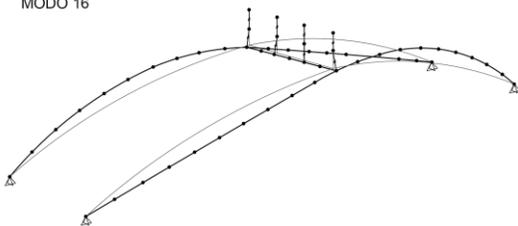
MODO 14



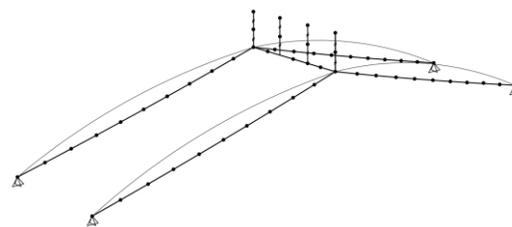
MODO 15



MODO 16

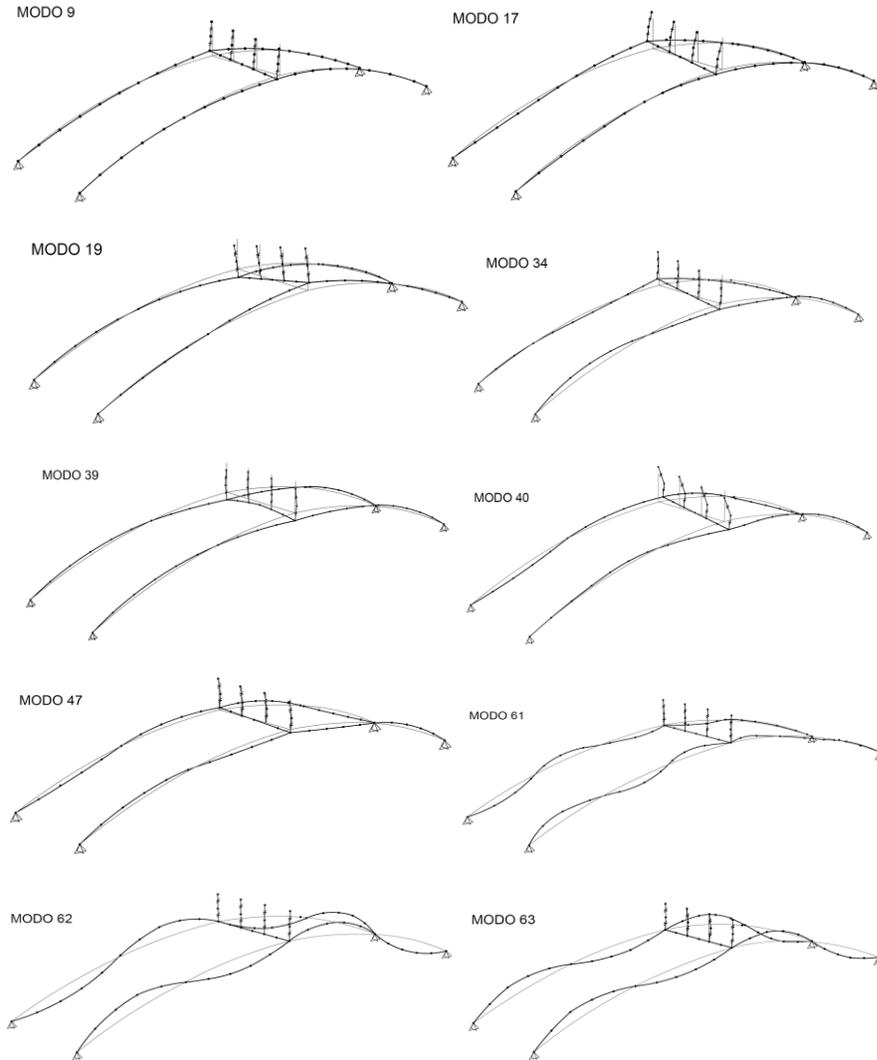


MODO 24



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Apéndice 5. Formas modales de deformaciones por combinación de efectos transversales y longitudinales con una concentración ubicada en el área del riñón en el arco



Fuente: elaboración propia, empleando SAP2000.

Apéndice 6. Periodos de vibración arcos circulares $r=1/5$

TABLE: Modal Participating		EMPOTRADO		BIARTICULADO		TRIARTICULADO		EMPOTRADO		BIARTICULADO		TRIARTICULADO		EMPOTRADO		BIARTICULADO		TRIARTICULADO	
Output Case	StepType	StepNum	L= 42 ; r=0.2 ; EMPOTRADO	L= 42 ; r=0.2 ; BIARTICULADO	L= 42 ; r=0.2 ; TRIARTICULADO	L= 51 ; r=0.2 ; EMPOTRADO	L= 51 ; r=0.2 ; BIARTICULADO	L= 51 ; r=0.2 ; TRIARTICULADO	L= 62 ; r=0.2 ; EMPOTRADO	L= 62 ; r=0.2 ; BIARTICULADO	L= 62 ; r=0.2 ; TRIARTICULADO	L= 71 ; r=0.2 ; EMPOTRADO	L= 71 ; r=0.2 ; BIARTICULADO	L= 71 ; r=0.2 ; TRIARTICULADO					
Mass Ratios	L=	r=	f=	MOD0	MOD1	MOD2	MOD3	MOD4	MOD5	MOD6	MOD7	MOD8	MOD9	MOD10	MOD11	MOD12	MOD13	MOD14	MOD15
				Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec
MODAL	Mode	1	0.746118	0.746591	1.639241	1.011581	1.01206	1.555604442	1.39161	1.391948	1.394041	1.747324	1.747506	1.748954					
MODAL	Mode	2	0.68291	0.683457	1.638423	0.932818	0.933321	1.566392936	1.29451	1.294668	1.298697	1.636793	1.636934	1.639306					
MODAL	Mode	3	0.477306	0.477715	1.63821	0.53521	0.645348	1.402853324	0.66201	0.82164	0.838853	0.79459	1.077038	1.07959					
MODAL	Mode	4	0.474474	0.474485	1.63821	0.479809	0.481174	1.161274794	0.540444	0.5406	0.617423	0.631147	0.631531	0.631531					
MODAL	Mode	5	0.409502	0.469026	1.322173	0.477273	0.477282	1.005615482	0.528676	0.52905	0.601784	0.618649	0.618755	0.618848					
MODAL	Mode	6	0.366953	0.367185	1.134282	0.444889	0.47265	0.991453424	0.510936	0.511293	0.601767	0.606492	0.60679	0.611033					
MODAL	Mode	7	0.356406	0.357959	0.817669	0.434337	0.445379	0.705111003	0.492813	0.49288	0.540726	0.597301	0.597405	0.609166					
MODAL	Mode	8	0.274744	0.3396	0.750078	0.360815	0.436484	0.682115286	0.466499	0.479421	0.536485	0.475795	0.477742	0.599288					
MODAL	Mode	9	0.273614	0.32383	0.55441	0.337321	0.433338	0.49804858	0.452401	0.466672	0.512263	0.472624	0.472652	0.594179					
MODAL	Mode	10	0.268145	0.274782	0.481223	0.298469	0.360811	0.40588253	0.305251	0.458574	0.494483	0.317116	0.472634	0.594149					
MODAL	Mode	11	0.248409	0.274524	0.472083	0.283443	0.338098	0.391453576	0.29007	0.452532	0.484903	0.302442	0.463046	0.512643					
MODAL	Mode	12	0.215231	0.268142	0.384714	0.273652	0.319147	0.331100159	0.27374	0.369729	0.468579	0.30242	0.365879	0.480824					
MODAL	Mode	13	0.205515	0.254992	0.374844	0.272862	0.285313	0.318646162	0.273171	0.319458	0.455449	0.29777	0.329462	0.472851					
MODAL	Mode	14	0.201853	0.249091	0.374844	0.262702	0.273728	0.291480082	0.261569	0.273806	0.280665	0.291831	0.317541	0.317721					
MODAL	Mode	15	0.198128	0.241358	0.374844	0.271822	0.272125	0.292106126	0.256537	0.27309	0.27455	0.291285	0.302708	0.312443					
MODAL	Mode	16	0.175823	0.202165	0.36851	0.207982	0.247373	0.310301196	0.252162	0.258702	0.273879	0.290835	0.292772	0.311903					
MODAL	Mode	17	0.169271	0.191538	0.365389	0.204037	0.219277	0.300395954	0.249879	0.256553	0.270458	0.279323	0.297772	0.297806					
MODAL	Mode	18	0.168066	0.169414	0.2997	0.202996	0.211623	0.257652722	0.243864	0.250604	0.264598	0.270634	0.291425	0.296205					
MODAL	Mode	19	0.166376	0.168698	0.275259	0.189697	0.20409	0.226198467	0.241068	0.250203	0.256572	0.267064	0.28029	0.282798					
MODAL	Mode	20	0.164221	0.168312	0.279199	0.18451	0.198549	0.219068855	0.233425	0.241723	0.253156	0.242563	0.271325	0.277754					
MODAL	Mode	21	0.144397	0.164894	0.268182	0.175961	0.189966	0.222341815	0.187787	0.232547	0.242448	0.205995	0.267513	0.271202					
MODAL	Mode	22	0.143013	0.158697	0.228961	0.167475	0.187921	0.188731054	0.181031	0.214514	0.237659	0.202335	0.240461	0.268843					
MODAL	Mode	23	0.138492	0.158297	0.208851	0.1638	0.184064	0.17276789	0.169366	0.205834	0.229595	0.19320	0.22829	0.260634					
MODAL	Mode	24	0.132078	0.143974	0.2086	0.161572	0.168966	0.174921954	0.166516	0.171539	0.21777	0.186783	0.193021	0.25123					
MODAL	Mode	25	0.121721	0.13569	0.207536	0.149401	0.168574	0.179390279	0.160049	0.171116	0.214143	0.185194	0.189309	0.245122					
MODAL	Mode	26	0.121275	0.128367	0.207409	0.148877	0.155756	0.177191185	0.158413	0.167981	0.189082	0.181256	0.186699	0.211885					
MODAL	Mode	27	0.111811	0.128169	0.207302	0.138642	0.15481	0.175731556	0.155936	0.167314	0.168734	0.167389	0.185083	0.192026					
MODAL	Mode	28	0.11083	0.121719	0.197377	0.126304	0.132639	0.153925762	0.151674	0.15819	0.165269	0.166887	0.181458	0.185105					
MODAL	Mode	29	0.110733	0.121128	0.168469	0.125836	0.130784	0.130584942	0.14973	0.155198	0.158244	0.166149	0.171897	0.183676					
MODAL	Mode	30	0.110281	0.113691	0.16802	0.125306	0.126338	0.132151575	0.148974	0.149733	0.156616	0.163578	0.167438	0.181577					
MODAL	Mode	31	0.09962	0.102088	0.164319	0.120346	0.123963	0.140546941	0.138404	0.139779	0.149724	0.157764	0.164382	0.165828					
MODAL	Mode	32	0.098157	0.099655	0.163657	0.119381	0.121072	0.139248345	0.125664	0.134614	0.146048	0.134101	0.140994	0.165088					
MODAL	Mode	33	0.097823	0.098161	0.163651	0.112024	0.120347	0.135771214	0.121669	0.129211	0.141231	0.129491	0.137779	0.161806					
MODAL	Mode	34	0.097589	0.097878	0.163651	0.108984	0.117984	0.13262829	0.120821	0.124048	0.139523	0.1291	0.12911	0.138596					
MODAL	Mode	35	0.091465	0.091468	0.158903	0.10199	0.112167	0.12992835	0.120078	0.122955	0.13921	0.127943	0.12799	0.138252					
MODAL	Mode	36	0.09145	0.091451	0.158655	0.101612	0.108589	0.127494617	0.111781	0.112167	0.13921	0.127894	0.127894	0.138252					
MODAL	Mode	37	0.089823	0.090284	0.146883	0.101373	0.102201	0.116214048	0.108029	0.120726	0.121268	0.125454	0.127801	0.129133					
MODAL	Mode	38	0.08559	0.088947	0.132917	0.100742	0.101611	0.107328385	0.105385	0.111794	0.120798	0.122739	0.125255	0.128003					
MODAL	Mode	39	0.085389	0.089055	0.121796	0.100676	0.101384	0.098817064	0.104389	0.110628	0.111933	0.122686	0.123997	0.127963					
MODAL	Mode	40	0.085005	0.087722	0.121303	0.092302	0.100748	0.0950757	0.104207	0.108029	0.10881	0.120692	0.122759	0.12694					
MODAL	Mode	41	0.079829	0.085582	0.118999	0.091343	0.092845	0.092773351	0.102665	0.105828	0.108038	0.117746	0.122638	0.125465					
MODAL	Mode	42	0.074939	0.0853	0.118995	0.091337	0.091343	0.09448331	0.102515	0.104384	0.104977	0.117456	0.122162	0.12752					
MODAL	Mode	43	0.074516	0.079759	0.098857	0.087574	0.091337	0.080243745	0.100473	0.104208	0.104286	0.105897	0.117955	0.121115					
MODAL	Mode	44	0.073644	0.076532	0.098607	0.084942	0.086365	0.078699466	0.095229	0.102782	0.104209	0.105772	0.117456	0.118061					
MODAL	Mode	45	0.073234	0.075017	0.098569	0.084251	0.084840	0.079162147	0.099403	0.100714	0.102508	0.102174	0.110375	0.117462					
MODAL	Mode	46	0.071712	0.074489	0.098183	0.084135	0.084257	0.079169897	0.096	0.099527	0.101084	0.098777	0.105896	0.112476					
MODAL	Mode	47	0.071253	0.073856	0.097881	0.081586	0.084134	0.078251763	0.09132	0.096078	0.099529	0.094402	0.105772	0.107727					
MODAL	Mode	48	0.069969	0.07262	0.093653	0.081094	0.081585	0.074792708	0.091309	0.09132	0.096146	0.093206	0.101445	0.107165					
MODAL	Mode	49	0.067206	0.071253	0.093282	0.080738	0.08111	0.0763234	0.089306	0.091309	0.091321	0.092108	0.101336	0.105897					
MODAL	Mode	50	0.066949	0.075311	0.093835	0.07892	0.080907	0.076393245	0.088119	0.089912	0.091312	0.091967	0.094402	0.105772					
MODAL	Mode	51	0.063664	0.067208	0.091822	0.074836	0.078922	0.075534682	0.087711	0.08812	0.091029	0.091467	0.092701	0.094408					
MODAL	Mode	52	0.063497	0.063665	0.091822	0.075283	0.0787	0.076354993	0.084298	0.087715	0.091025	0.091268	0.092307	0.093308					
MODAL	Mode	53	0.062212	0.063503	0.091792	0.069889	0.07567	0.074202247	0.083696	0.08592	0.088129	0.0911	0.092033	0.093055					
MODAL	Mode	54	0.061698	0.062833	0.091468	0.069352	0.075522	0.074380719	0.081241	0.085907	0.087715	0.090834	0.091967	0.091967					
MODAL	Mode	55	0.059897	0.060759	0.091453	0.068927	0.072597	0.075025556	0.078941	0.084298	0.084298	0.090704	0.091467	0.091461					
MODAL	Mode	56	0.059859	0.059897	0.090982	0.067547	0.069428	0.072831211	0.078078	0.083696	0.083718	0.089322	0.091268	0.091268					
MODAL	Mode	57	0.059424	0.05986	0.085685	0.06744	0.069315	0.068754951	0.076828	0.079626	0.079782	0.088204	0.091101	0.091109					
MODAL	Mode	58	0.056791	0.05944	0.08536	0.066986	0.069272	0.069878611	0.074878	0.078941	0.078955	0.086939	0.090696	0.090696					
MODAL	Mode	59	0.055736	0.059066	0.084854	0.066703	0.067409	0.069973411	0.074268	0.078077	0.078078	0.086667	0.087759	0.088992					
MODAL	Mode	60	0.055616	0.058954	0.080295	0.064499	0.066266	0.06445505	0.073391	0.076703	0.076713	0.082887	0.088974	0.088987					
MODAL	Mode	61	0.055449	0.058822	0.076747	0.064366	0.064462	0.061646133	0.072333	0.072333	0.072341	0.081927	0.082892	0.083022					
MODAL	Mode	62	0.054784	0.055978	0.074975	0.063541	0.063565	0.060226919	0.071739	0.07174	0.071746	0.077147	0.08194	0.081944					
MODAL	Mode	63	0.054013	0.055449	0.074543	0.062336	0.063496	0.060472532	0.071182	0.071198	0.071202	0.076679	0.077147	0.077149					
MODAL	Mode	64	0.053938																

Apéndice 7. Periodos de vibración arcos circulares r=1/8

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			EMPOTRADO	BIARTICULADO	TRIARTICULADO									
	L=	42	42	42	51	51	51	62	62	62	71	71	71	
	r=	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	
	f=	5.25	5.25	5.25	6.38	6.38	6.38	7.75	7.75	7.75	8.88	8.88	8.88	
	MODO	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	Sec	
Output Case	StepType	StepNum	L= 42; r=0.125; EMPOTRADO	L= 42; r=0.125; BIARTICULADO	L= 42; r=0.125; TRIARTICULADO	L= 51; r=0.125; EMPOTRADO	L= 51; r=0.125; BIARTICULADO	L= 51; r=0.125; TRIARTICULADO	L= 62; r=0.125; EMPOTRADO	L= 62; r=0.125; BIARTICULADO	L= 62; r=0.125; TRIARTICULADO	L= 71; r=0.125; EMPOTRADO	L= 71; r=0.125; BIARTICULADO	L= 71; r=0.125; TRIARTICULADO
MODAL	Mode	1	0.479127	0.440401	0.750145	1.010611	1.010759	1.014039	1.391119	1.391246	1.393974	1.746688	1.746766	1.748834
MODAL	Mode	2	0.276901	0.278966	0.691074	0.932354	0.932444	0.937895	1.294912	1.29495	1.298779	1.637107	1.637128	1.639648
MODAL	Mode	3	0.232441	0.268555	0.48715	0.478816	0.573268	0.579897	0.63182	0.788168	0.791352	1.35554	1.013752	1.0297
MODAL	Mode	4	0.228784	0.258087	0.481562	0.476951	0.47893	0.481329	0.540598	0.540638	0.54828	0.631115	0.631132	0.631431
MODAL	Mode	5	0.215658	0.233045	0.474855	0.476032	0.476952	0.477028	0.529421	0.529849	0.534924	0.618858	0.618887	0.61899
MODAL	Mode	6	0.202508	0.230338	0.368242	0.444853	0.444893	0.445231	0.510766	0.51085	0.511927	0.607102	0.607554	0.611159
MODAL	Mode	7	0.19737	0.216189	0.366752	0.434276	0.434797	0.44125	0.492864	0.492874	0.507361	0.597595	0.597608	0.599764
MODAL	Mode	8	0.190821	0.206268	0.34963	0.360798	0.360808	0.389971	0.466151	0.466265	0.500934	0.475118	0.475303	0.495192
MODAL	Mode	9	0.175936	0.192809	0.340417	0.337129	0.337306	0.391687	0.452783	0.452801	0.50093	0.472523	0.472524	0.492767
MODAL	Mode	10	0.167246	0.185172	0.340407	0.273617	0.329476	0.391683	0.273998	0.407929	0.494448	0.316866	0.400743	0.492762
MODAL	Mode	11	0.162582	0.163191	0.30609	0.273229	0.311956	0.368005	0.273811	0.384845	0.467958	0.303544	0.3814	0.47878
MODAL	Mode	12	0.155221	0.152424	0.276283	0.216038	0.272625	0.346338	0.269149	0.316965	0.455614	0.297394	0.317007	0.47276
MODAL	Mode	13	0.150913	0.151602	0.272183	0.213306	0.273546	0.328597	0.256591	0.291345	0.410549	0.291594	0.312311	0.417702
MODAL	Mode	14	0.139145	0.146549	0.268195	0.211277	0.248256	0.273685	0.254464	0.274014	0.282414	0.276844	0.303563	0.31769
MODAL	Mode	15	0.126861	0.141653	0.264844	0.205343	0.243094	0.273103	0.252007	0.272881	0.273565	0.273919	0.301924	0.316166
MODAL	Mode	16	0.120979	0.132329	0.21085	0.202983	0.211278	0.240839	0.251025	0.256597	0.274072	0.269	0.297403	0.299353
MODAL	Mode	17	0.113444	0.124301	0.197805	0.199105	0.20361	0.231014	0.250418	0.252161	0.266757	0.264696	0.291902	0.297447
MODAL	Mode	18	0.106895	0.121152	0.192904	0.186429	0.194955	0.211287	0.243529	0.251004	0.256617	0.251709	0.273947	0.274094
MODAL	Mode	19	0.100055	0.119848	0.191495	0.184552	0.188772	0.200426	0.225487	0.243591	0.253088	0.249742	0.27138	0.273974
MODAL	Mode	20	0.096711	0.106754	0.167944	0.169884	0.186735	0.195998	0.215085	0.226026	0.240744	0.212383	0.25981	0.27182
MODAL	Mode	21	0.093265	0.100092	0.167072	0.168421	0.18283	0.195701	0.189339	0.219412	0.227182	0.207931	0.250859	0.268053
MODAL	Mode	22	0.090016	0.090198	0.164514	0.167714	0.171652	0.188685	0.177793	0.203918	0.226058	0.193197	0.21781	0.252877
MODAL	Mode	23	0.088066	0.089099	0.158897	0.154966	0.169667	0.17929	0.172553	0.197284	0.220906	0.191646	0.216767	0.252802
MODAL	Mode	24	0.087174	0.083957	0.152612	0.152985	0.168772	0.175713	0.168601	0.189439	0.203928	0.185221	0.207977	0.232485
MODAL	Mode	25	0.085356	0.083939	0.147178	0.134678	0.167782	0.172415	0.161463	0.173482	0.202608	0.182402	0.193075	0.219525
MODAL	Mode	26	0.084426	0.083047	0.142609	0.13195	0.153088	0.162128	0.158337	0.171684	0.185961	0.181366	0.191192	0.205806
MODAL	Mode	27	0.07809	0.078337	0.132931	0.126402	0.152046	0.159887	0.150433	0.168602	0.16871	0.16936	0.185192	0.191256
MODAL	Mode	28	0.075313	0.076654	0.122142	0.121903	0.128159	0.15697	0.149725	0.158301	0.163108	0.165735	0.181391	0.185202
MODAL	Mode	29	0.071916	0.074175	0.121857	0.120397	0.126373	0.126443	0.145094	0.154816	0.158337	0.163046	0.180589	0.182652
MODAL	Mode	30	0.06947	0.073547	0.118624	0.11794	0.125003	0.125365	0.140953	0.149724	0.154843	0.160624	0.167651	0.189664
MODAL	Mode	31	0.06849	0.071809	0.101865	0.11722	0.120394	0.120399	0.134401	0.140983	0.149722	0.150013	0.165744	0.165827
MODAL	Mode	32	0.06846	0.071262	0.100296	0.115197	0.119304	0.119364	0.131429	0.138238	0.141204	0.144572	0.156177	0.166866
MODAL	Mode	33	0.066167	0.067122	0.098186	0.108284	0.113608	0.1151	0.123485	0.127033	0.141161	0.12899	0.129318	0.15781
MODAL	Mode	34	0.062739	0.065132	0.0979	0.107635	0.108444	0.10931	0.121601	0.121603	0.121281	0.128672	0.128993	0.13884
MODAL	Mode	35	0.062235	0.063863	0.093245	0.102093	0.102158	0.102179	0.120631	0.120667	0.121862	0.121257	0.125892	0.135645
MODAL	Mode	36	0.061265	0.061621	0.091466	0.101608	0.101608	0.101621	0.110927	0.112256	0.121862	0.124358	0.124363	0.129004
MODAL	Mode	37	0.061058	0.060475	0.091453	0.101376	0.101386	0.101386	0.108107	0.110936	0.121607	0.122966	0.124218	0.126924
MODAL	Mode	38	0.057464	0.058715	0.090634	0.099304	0.099311	0.099477	0.105128	0.109935	0.120694	0.121194	0.12145	0.12549
MODAL	Mode	39	0.054421	0.058411	0.086894	0.091339	0.091339	0.091339	0.097928	0.104383	0.108107	0.118141	0.120381	0.124449
MODAL	Mode	40	0.053319	0.056777	0.086328	0.091334	0.091334	0.091334	0.104208	0.105406	0.117415	0.118033	0.118034	0.120916
MODAL	Mode	41	0.053298	0.053798	0.085661	0.08472	0.090169	0.09565	0.100805	0.104382	0.111056	0.105896	0.111111	0.12055
MODAL	Mode	42	0.051889	0.053725	0.085341	0.084089	0.089712	0.095287	0.096261	0.104212	0.108117	0.105772	0.110649	0.120398
MODAL	Mode	43	0.049399	0.049225	0.084498	0.084077	0.08472	0.095287	0.091319	0.100742	0.104992	0.100302	0.108107	0.120198
MODAL	Mode	44	0.049171	0.048659	0.083341	0.08196	0.084128	0.09134	0.091307	0.098468	0.104385	0.096813	0.10788	0.120198
MODAL	Mode	45	0.048474	0.047415	0.083341	0.08158	0.084081	0.091334	0.091047	0.097467	0.104208	0.092403	0.105896	0.118038
MODAL	Mode	46	0.047992	0.04729	0.082033	0.081094	0.08285	0.084785	0.088666	0.09479	0.101032	0.092295	0.105772	0.108977
MODAL	Mode	47	0.047934	0.046214	0.075416	0.074405	0.082162	0.084123	0.088843	0.094335	0.098923	0.091933	0.100375	0.105772
MODAL	Mode	48	0.04652	0.044614	0.075088	0.072709	0.081581	0.084063	0.088117	0.091317	0.095951	0.091364	0.096813	0.102524
MODAL	Mode	49	0.045346	0.04455	0.074549	0.072171	0.080917	0.082129	0.087714	0.091304	0.091318	0.091126	0.096517	0.097993
MODAL	Mode	50	0.044898	0.044459	0.073814	0.070707	0.078678	0.081604	0.083658	0.088899	0.091305	0.091187	0.092287	0.096813
MODAL	Mode	51	0.044515	0.044249	0.072748	0.070485	0.075655	0.081096	0.083652	0.088119	0.091069	0.091069	0.091971	0.092292
MODAL	Mode	52	0.04442	0.044241	0.069225	0.069664	0.074736	0.079311	0.080999	0.087707	0.087711	0.090938	0.091926	0.091927
MODAL	Mode	53	0.043522	0.0422	0.067794	0.069587	0.072497	0.072605	0.079398	0.083653	0.088899	0.088865	0.091345	0.091745
MODAL	Mode	54	0.043024	0.04204	0.065253	0.064848	0.070485	0.072328	0.077664	0.083628	0.083628	0.087536	0.09126	0.091398
MODAL	Mode	55	0.041594	0.040366	0.063739	0.063736	0.069691	0.070493	0.076512	0.080699	0.083632	0.085771	0.091186	0.091269
MODAL	Mode	56	0.040169	0.039075	0.063511	0.063487	0.068735	0.069137	0.075466	0.079357	0.080708	0.084855	0.091025	0.091186
MODAL	Mode	57	0.039356	0.038764	0.060575	0.063272	0.063737	0.068799	0.072771	0.076694	0.076882	0.082881	0.08880	0.091079
MODAL	Mode	58	0.038194	0.03784	0.060158	0.062829	0.064847	0.063757	0.072496	0.075466	0.07547	0.082776	0.08514	0.088089
MODAL	Mode	59	0.037325	0.037503	0.059608	0.062594	0.063407	0.063509	0.071796	0.072472	0.072531	0.082797	0.082915	0.084282
MODAL	Mode	60	0.036801	0.037169	0.058942	0.062551	0.062829	0.064311	0.071399	0.071798	0.071827	0.078866	0.082877	0.08291
MODAL	Mode	61	0.036534	0.036464	0.056528	0.062437	0.062711	0.062836	0.071173	0.071402	0.071513	0.077142	0.078869	0.082916
MODAL	Mode	62	0.036437	0.036431	0.055242	0.059715	0.062373	0.062714	0.06867	0.071199	0.0712	0.076677	0.077143	0.077146
MODAL	Mode	63	0.035857	0.036178	0.05523	0.05966	0.059993	0.060197	0.067738	0.068888	0.068888	0.073158	0.076682	0.076683

Apéndice 8. Participación de masa estático equivalente y dinámico modal espectral en arcos circulares $r=1/5$

TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
LARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r=f/L$			1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
Text	Text	Text	L= 42 ; r=0.2; Static	L= 42 ; r=0.2; Dynamic	L= 51 ; r=0.2; Static	L= 51 ; r=0.2; Dynamic	L= 62 ; r=0.2; Static	L= 62 ; r=0.2; Dynamic	L= 71 ; r=0.2; Static	L= 71 ; r=0.2; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UX EMPOTRADO	99.2672	82.8094	99.0532	80.6664	98.8846	80.1557	98.4726	75.9619
MODAL	BIARTICULADO	UX BIARTICULADO	99.6464	86.5795	99.4601	81.8416	99.3225	80.0015	99.155	75.612
MODAL	TRIARTICULADO	UX TRIARTICULADO	99.5279	89.7062	96.9756	81.0937	99.2022	77.9767	98.9978	72.727
TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
LARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r=f/L$			1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
			L= 42 ; r=0.2; Static	L= 42 ; r=0.2; Dynamic	L= 51 ; r=0.2; Static	L= 51 ; r=0.2; Dynamic	L= 62 ; r=0.2; Static	L= 62 ; r=0.2; Dynamic	L= 71 ; r=0.2; Static	L= 71 ; r=0.2; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UY EMPOTRADO	99.9914	97.6769	99.986	96.5893	99.9797	94.9518	99.9872	94.8237
MODAL	BIARTICULADO	UY BIARTICULADO	99.9948	98.8881	99.9939	98.4316	99.9906	97.119	99.9957	97.4308
MODAL	TRIARTICULADO	UY TRIARTICULADO	99.8703	93.2823	99.9999	98.3292	99.9884	96.8364	99.994	97.0711
TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
LARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r=f/L$			1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5	1/5
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
			L= 42 ; r=0.2; Static	L= 42 ; r=0.2; Dynamic	L= 51 ; r=0.2; Static	L= 51 ; r=0.2; Dynamic	L= 62 ; r=0.2; Static	L= 62 ; r=0.2; Dynamic	L= 71 ; r=0.2; Static	L= 71 ; r=0.2; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UZ EMPOTRADO	99.9378	73.9471	99.8813	71.9549	99.8391	65.502	99.8533	66.5228
MODAL	BIARTICULADO	UZ BIARTICULADO	99.9439	75.2289	99.8871	73.4825	99.8385	66.8197	99.8612	68.7656
MODAL	TRIARTICULADO	UZ TRIARTICULADO	99.9775	71.575	99.2027	74.8395	99.8508	67.1053	99.869	69.0936

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 9. Participación de masa estático equivalente y dinámico modal espectral en arcos circulares $r=1/8$

TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
L ARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r= f/L$			1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
Text	Text	Text	L= 42 ; r=0.125; Static	L= 42 ; r=0.125; Dynamic	L= 51 ; r=0.125; Static	L= 51 ; r=0.125; Dynamic	L= 62 ; r=0.125; Static	L= 62 ; r=0.125; Dynamic	L= 71 ; r=0.125; Static	L= 71 ; r=0.125; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UX EMPOTRADO	99.2802	84.2106	97.3815	66.1938	96.4089	64.5787	94.804	59.4397
MODAL	BIARTICULADO	UX BIARTICULADO	99.3463	85.0638	98.1609	68.8173	97.7817	67.5141	97.109	62.5976
MODAL	TRIARTICULADO	UX TRIARTICULADO	99.3723	76.3044	98.3909	66.6667	97.8305	62.8353	97.1009	56.435
TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
L ARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r= f/L$			1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
			L= 42 ; r=0.125; Static	L= 42 ; r=0.125; Dynamic	L= 51 ; r=0.125; Static	L= 51 ; r=0.125; Dynamic	L= 62 ; r=0.125; Static	L= 62 ; r=0.125; Dynamic	L= 71 ; r=0.125; Static	L= 71 ; r=0.125; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UY EMPOTRADO	99.9981	98.5673	99.932	89.5243	99.9681	92.0617	99.9805	92.9299
MODAL	BIARTICULADO	UY BIARTICULADO	99.9991	99.4189	99.9573	91.3394	99.9834	94.3061	99.9926	95.6091
MODAL	TRIARTICULADO	UY TRIARTICULADO	99.9562	93.1309	99.9556	91.0804	99.9811	93.9789	99.991	95.2045
TABLE: Modal Load Participation Ratios										
OutputCase	ItemType	Item	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic	Static	Dynamic
L ARCO			L= 42.00 m	L= 42.00 m	L= 51.00 m	L= 51.00 m	L= 62.00 m	L= 62.00 m	L= 71.00 m	L= 71.00 m
$r= f/L$			1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8	1/8
Text	Text	Text	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent	Percent
			L= 42 ; r=0.125; Static	L= 42 ; r=0.125; Dynamic	L= 51 ; r=0.125; Static	L= 51 ; r=0.125; Dynamic	L= 62 ; r=0.125; Static	L= 62 ; r=0.125; Dynamic	L= 71 ; r=0.125; Static	L= 71 ; r=0.125; Dynamic
MODAL	EMPOTRADO	UZ EMPOTRADO	99.9131	89.6065	99.9625	80.3239	99.8978	73.2821	99.9057	72.8318
MODAL	BIARTICULADO	UZ BIARTICULADO	99.9195	89.4749	99.9535	81.4017	99.8875	74.5515	99.9135	76.0766
MODAL	TRIARTICULADO	UZ TRIARTICULADO	99.9694	84.3177	99.9555	81.3632	99.896	74.9058	99.9217	76.7113

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 10.

Fuerzas axiales en arranques de arcos circulares

Caso	Luz Arco	L	Ho	$r=Ho/L$	Pu ARRANQUE Arco Muerta	Pu ARRANQUE Arco Viva	Pu ARRANQUE Arco Viva	Pu ARRANQUE Arco Sismo X	Pu ARRANQUE Arco Sismo Y
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	377.6252 T	13.1557 T	90.3326 T	134.7500 T	63.6769 T
			5.25 m	0.13	537.0400 T	22.6786 T	126.5749 T	102.8650 T	32.3424 T
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	660.2809 T	15.2293 T	94.0839 T	197.8487 T	130.8356 T
			6.38 m	0.13	816.8852 T	16.1801 T	135.1666 T	201.7805 T	88.3250 T
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	1,002.2703 T	17.4696 T	107.2319 T	303.0902 T	91.9375 T
			7.75 m	0.13	1,287.8186 T	18.7567 T	147.3441 T	298.8447 T	99.2866 T
71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,547.1244 T	21.0591 T	112.2416 T	362.9178 T	185.5489 T	
		8.88 m	0.13	1,997.0521 T	21.5286 T	157.3084 T	347.8799 T	90.1305 T	
2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	362.0800 T	12.3170 T	81.9186 T	129.9800 T	9.4160 T
			5.25 m	0.13	551.4236 T	18.9951 T	123.2286 T	138.8390 T	17.2073 T
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	629.8013 T	13.4675 T	82.2753 T	120.9739 T	149.6973 T
			6.38 m	0.13	845.5438 T	15.8766 T	130.0963 T	215.2808 T	178.3140 T
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	978.3518 T	16.1460 T	97.4450 T	307.1214 T	24.1544 T
			7.75 m	0.13	1,351.7383 T	18.4036 T	142.8996 T	320.2759 T	264.4640 T
71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,529.5847 T	19.9135 T	102.8200 T	272.0370 T	115.7059 T	
		8.88 m	0.13	2,123.1518 T	21.2285 T	153.3916 T	345.9423 T	154.7470 T	
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	238.1350 T	3.0150 T	6.2433 T	4.3739 T	23.6800 T
			5.25 m	0.13	604.4750 T	7.2936 T	142.6013 T	11.6027 T	53.6410 T
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	433.0174 T	5.0639 T	104.4825 T	16.1442 T	74.8206 T
			6.38 m	0.13	949.1488 T	6.6666 T	153.2473 T	58.6826 T	163.5178 T
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	1,054.5738 T	4.4298 T	106.7754 T	47.0897 T	85.4411 T
			7.75 m	0.13	1,502.8886 T	6.8445 T	168.6195 T	99.8787 T	278.8818 T
71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,612.4350 T	4.2295 T	111.8685 T	96.0581 T	59.8406 T	
		8.88 m	0.13	2,320.0845 T	6.6843 T	181.7380 T	168.3852 T	466.9374 T	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 11.

Momentos flectores en arranques de arcos circulares

Caso	Luz Arco	L	L/Ho	Mu	Mu	Mu	Mu	Mu	
				ARRANQUE Arco Muerta	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Sismo X	ARRANQUE Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	0.20	138.8800 T-m	91.7100 T-m	20.2000 T-m	413.1100 T-m	128.0580 T-m	
			0.13	79.7956 T-m	20.0554 T-m	10.2250 T-m	71.8100 T-m	37.9984 T-m	
	51	99.60 m	0.20	177.9903 T-m	146.7623 T-m	38.0776 T-m	1,216.4970 T-m	416.4258 T-m	
			0.13	168.4822 T-m	50.6463 T-m	15.4182 T-m	451.4483 T-m	133.2297 T-m	
	62	110.62 m	0.20	317.3281 T-m	167.1009 T-m	48.1876 T-m	1,965.0133 T-m	497.1789 T-m	
			0.13	457.0444 T-m	67.5401 T-m	26.6402 T-m	987.5610 T-m	282.7456 T-m	
	71	119.62 m	0.20	574.4817 T-m	195.6903 T-m	64.5282 T-m	3,622.6910 T-m	457.3471 T-m	
			0.13	1,027.2719 T-m	81.2957 T-m	36.7884 T-m	1,890.1659 T-m	466.0807 T-m	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
				0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
51		99.60 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
62		110.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
71		119.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
3) Arco triararticulado		42	90.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
				0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
	51	99.60 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	62	110.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	71	119.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 12.

Fuerza de corte en arranques de arcos circulares

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Vu	Vu	Vu	Vu	Vu	
					ARRANQUE Arco Muerta	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Sismo X	ARRANQUE Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	54.2800 T	27.8921 T	4.6700 T	87.7800 T	27.7080 T	
			5.25 m	0.13	20.7352 T	17.2617 T	2.3798 T	22.9000 T	7.5165 T	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	94.3694 T	34.1140 T	6.3174 T	192.2922 T	65.4438 T	
			6.38 m	0.13	25.7796 T	22.4837 T	3.2444 T	86.9025 T	24.7555 T	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	102.6845 T	33.7396 T	6.8346 T	271.3962 T	60.1971 T	
			7.75 m	0.13	18.2992 T	24.3813 T	3.9876 T	151.1541 T	37.8722 T	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	102.7392 T	34.0793 T	8.0161 T	419.6370 T	30.2690 T	
			8.88 m	0.13	14.2719 T	25.5772 T	4.6480 T	239.8325 T	22.2689 T	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	40.7300 T	19.9700 T	3.4980 T	74.4000 T	23.5912 T
				5.25 m	0.13	28.4369 T	16.0280 T	2.5611 T	50.9230 T	27.2310 T
		51	99.60 m	10.20 m	0.20	67.2819 T	23.0651 T	4.3652 T	123.4207 T	54.0492 T
				6.38 m	0.13	40.1558 T	19.2064 T	2.6532 T	72.6930 T	32.6913 T
62		110.62 m	12.40 m	0.20	81.7016 T	24.2061 T	4.9740 T	260.5662 T	57.0120 T	
			7.75 m	0.13	50.3004 T	21.1383 T	3.2218 T	124.9363 T	51.2612 T	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	87.2969 T	24.5697 T	5.9585 T	313.5571 T	15.5804 T	
			8.88 m	0.13	48.2464 T	22.3189 T	3.7487 T	190.7536 T	25.9550 T	
3) Arco trarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	50.8440 T	22.0950 T	1.0670 T	23.1040 T	8.8370 T
				5.25 m	0.13	60.2184 T	28.5336 T	1.4594 T	16.2961 T	10.7332 T
		51	99.60 m	10.20 m	0.20	123.5862 T	42.0275 T	2.0369 T	20.3427 T	6.5532 T
				6.38 m	0.13	94.6938 T	34.3002 T	1.4921 T	47.5206 T	38.6319 T
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	152.5471 T	38.0653 T	1.5792 T	139.1732 T	37.9230 T	
			7.75 m	0.13	129.0422 T	37.6364 T	1.5277 T	87.8524 T	66.1380 T	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	163.0400 T	38.1810 T	1.4435 T	251.3686 T	20.4237 T	
			8.88 m	0.13	148.5458 T	39.8049 T	1.4640 T	158.4937 T	109.6733 T	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 13. **Torsión en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	r=Ho/L	Tru	Tru	Tru	Tru	Tru	
					ARRANQUE Arco Muerta	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Viva	ARRANQUE Arco Sismo X	ARRANQUE Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	15.2967 T-m	8.2900 T-m	0.5548 T-m	4.7800 T-m	69.6620 T-m	
			5.25 m	0.13	16.1640 T-m	8.6273 T-m	0.9441 T-m	3.4336 T-m	60.0910 T-m	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	17.7745 T-m	8.3136 T-m	1.6211 T-m	39.5653 T-m	136.0406 T-m	
			6.38 m	0.13	22.8900 T-m	10.5021 T-m	1.7122 T-m	33.7874 T-m	109.7837 T-m	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	22.5449 T-m	8.8612 T-m	2.1354 T-m	130.7322 T-m	230.3397 T-m	
			7.75 m	0.13	24.9158 T-m	10.9929 T-m	3.3215 T-m	78.0874 T-m	255.7952 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	28.6182 T-m	10.8676 T-m	3.5782 T-m	322.0141 T-m	1,059.1798 T-m	
			8.88 m	0.13	31.8516 T-m	14.4366 T-m	6.0947 T-m	173.9811 T-m	1,572.1385 T-m	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
				5.25 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
51		99.60 m	10.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			6.38 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
62		110.62 m	12.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			7.75 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			8.88 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
				5.25 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			6.38 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			7.75 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			8.88 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 14. **Fuerzas axiales en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Pu Corona Arco Muerta	Pu Corona Arco Viva	Pu Corona Arco Viva	Pu Corona Arco Sismo X	Pu Corona Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	322.3817 T	13.1600 T	87.7600 T	134.7500 T	44.8600 T	
			5.25 m	0.13	497.9468 T	21.8378 T	123.4472 T	102.8650 T	47.9580 T	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	556.6903 T	15.3584 T	91.4779 T	197.8487 T	76.3240 T	
			6.38 m	0.13	744.1793 T	16.0162 T	131.8445 T	201.7805 T	52.5776 T	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	824.7827 T	17.8356 T	104.3495 T	303.0902 T	22.5085 T	
			7.75 m	0.13	1,163.1433 T	18.6643 T	143.7060 T	298.8447 T	43.6126 T	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,237.1876 T	21.5603 T	109.6322 T	362.9178 T	302.7361 T	
			8.88 m	0.13	1,787.4093 T	21.4971 T	153.5759 T	347.8799 T	208.4410 T	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	301.7700 T	11.7700 T	76.2335 T	129.9800 T	6.7236 T
				5.25 m	0.13	514.1856 T	18.5177 T	119.9085 T	138.8390 T	13.6372 T
51		99.60 m	10.20 m	0.20	515.9435 T	12.7358 T	75.3095 T	120.9739 T	88.3804 T	
			6.38 m	0.13	776.2319 T	15.4917 T	125.8678 T	215.2808 T	137.3634 T	
62		110.62 m	12.40 m	0.20	792.9846 T	15.6379 T	90.7437 T	307.1214 T	22.3200 T	
			7.75 m	0.13	1,234.5039 T	18.0233 T	138.3142 T	320.2759 T	188.8214 T	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	1,213.8667 T	19.3924 T	96.3686 T	272.0370 T	23.9792 T	
			8.88 m	0.13	1,928.0968 T	20.8494 T	148.6645 T	345.9423 T	110.9632 T	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	214.4170 T	3.0150 T	62.4330 T	4.3739 T	18.5080 T
				5.25 m	0.13	575.3800 T	7.2936 T	142.6013 T	11.6027 T	53.6410 T
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	342.8635 T	5.0639 T	104.4825 T	16.1442 T	65.6890 T	
			6.38 m	0.13	893.2006 T	6.6666 T	153.2473 T	58.6826 T	126.5113 T	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	896.8331 T	4.4298 T	106.7754 T	47.0897 T	33.8660 T	
			7.75 m	0.13	1,404.7912 T	6.8445 T	168.6195 T	99.8787 T	208.1967 T	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,325.7375 T	4.2295 T	111.8685 T	96.0581 T	59.8406 T	
			8.88 m	0.13	2,148.9249 T	6.6843 T	181.7380 T	168.3852 T	334.1615 T	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 15.

Momentos flectores en arranques de arcos circulares

Caso	Luz Arco	L	L/Ho	Mu Corona	Mu Corona	Mu Corona	Mu Corona	Mu Corona	
				Arco Muerta Triarticulado	Arco Viva Triarticulado	Arco Viva Triarticulado	Arco Sismo X Triarticulado	Arco Sismo Y Triarticulado	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	0.20	419.2900 T-m	178.7600 T-m	19.7000 T-m	163.5200 T-m	58.6000 T-m	
			0.13	471.8560 T-m	193.6683 T-m	28.1890 T-m	277.8100 T-m	30.9700 T-m	
	51	99.60 m	0.20	945.2036 T-m	276.7095 T-m	32.5501 T-m	155.4079 T-m	150.4076 T-m	
			0.13	839.8402 T-m	247.4290 T-m	23.6572 T-m	242.9389 T-m	57.4738 T-m	
	62	110.62 m	0.20	1,299.0726 T-m	309.5280 T-m	28.4062 T-m	301.7828 T-m	130.4886 T-m	
			0.13	1,499.5618 T-m	328.0044 T-m	28.7630 T-m	336.6056 T-m	91.0470 T-m	
	71	119.62 m	0.20	1,658.0381 T-m	351.3328 T-m	33.5563 T-m	172.1588 T-m	141.8293 T-m	
			0.13	2,263.4853 T-m	392.5624 T-m	33.3217 T-m	236.5762 T-m	770.9434 T-m	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	0.20	452.1413 T-m	194.3400 T-m	18.8400 T-m	165.6090 T-m	12.7250 T-m
				0.13	449.2600 T-m	183.2664 T-m	26.3595 T-m	170.3131 T-m	19.9080 T-m
51		99.60 m	0.20	1,000.6209 T-m	295.7196 T-m	31.3084 T-m	195.9028 T-m	277.9668 T-m	
			0.13	804.1020 T-m	255.3093 T-m	23.3472 T-m	280.0895 T-m	237.3227 T-m	
62		110.62 m	0.20	1,373.4753 T-m	337.8108 T-m	26.6680 T-m	325.8181 T-m	91.5100 T-m	
			0.13	1,403.5387 T-m	338.0676 T-m	28.2732 T-m	417.2584 T-m	363.5934 T-m	
71		119.62 m	0.20	1,727.7514 T-m	389.1887 T-m	31.8457 T-m	296.9215 T-m	439.4697 T-m	
			0.13	2,043.4297 T-m	406.2839 T-m	32.8255 T-m	360.8482 T-m	541.9965 T-m	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
				0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m
	51	99.60 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	62	110.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0001 T-m	0.0005 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	
	71	119.62 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0004 T-m	0.0000 T-m	
			0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 16.

Fuerza de corte en arranques de arcos circulares

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Vu Corona Arco Muerta	Vu Corona Arco Viva	Vu Corona Arco Viva	Vu Corona Arco Sismo X	Vu Corona Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	67.3944 T-m	4.6494 T-m	35.1600 T-m	58.6800 T-m	19.4200 T-m	
			5.25 m	0.13	67.0594 T-m	6.5643 T-m	32.8613 T-m	43.4025 T-m	7.4980 T-m	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	105.5762 T-m	5.9970 T-m	40.5853 T-m	114.9930 T-m	40.0343 T-m	
			6.38 m	0.13	92.8053 T-m	3.9751 T-m	37.3225 T-m	61.6432 T-m	16.1974 T-m	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	123.4134 T-m	5.7968 T-m	41.8057 T-m	144.4179 T-m	14.8420 T-m	
			7.75 m	0.13	124.1045 T-m	4.3894 T-m	40.6864 T-m	92.8030 T-m	14.4681 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	110.3780 T-m	6.5417 T-m	41.7248 T-m	191.1776 T-m	105.3968 T-m	
			8.88 m	0.13	137.9362 T-m	4.7869 T-m	42.6177 T-m	117.7541 T-m	53.9141 T-m	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	68.1500 T-m	5.0350 T-m	36.0200 T-m	78.9870 T-m	3.7320 T-m
				5.25 m	0.13	65.4848 T-m	4.9400 T-m	32.6219 T-m	54.0420 T-m	4.2098 T-m
51		99.60 m	10.20 m	0.20	104.0132 T-m	6.1827 T-m	40.3623 T-m	117.5073 T-m	61.6506 T-m	
			6.38 m	0.13	92.0177 T-m	4.3714 T-m	38.0969 T-m	83.7135 T-m	47.3801 T-m	
62		110.62 m	12.40 m	0.20	124.5334 T-m	6.3895 T-m	42.9606 T-m	235.8771 T-m	108.6000 T-m	
			7.75 m	0.13	122.3207 T-m	4.9202 T-m	41.6650 T-m	131.8388 T-m	67.8960 T-m	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	111.8745 T-m	7.4757 T-m	43.4638 T-m	255.0589 T-m	72.6297 T-m	
			8.88 m	0.13	133.8507 T-m	5.4756 T-m	43.8753 T-m	170.8875 T-m	26.2404 T-m	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	45.6680 T-m	1.0670 T-m	22.0950 T-m	21.1550 T-m	0.8253 T-m
				5.25 m	0.13	56.5636 T-m	1.4594 T-m	28.5336 T-m	12.8006 T-m	10.7332 T-m
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	86.0791 T-m	2.0369 T-m	42.0275 T-m	65.4185 T-m	48.4931 T-m	
			6.38 m	0.13	86.8491 T-m	1.4921 T-m	34.3002 T-m	37.7437 T-m	35.6988 T-m	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	117.8826 T-m	1.5792 T-m	38.0653 T-m	106.0401 T-m	27.9831 T-m	
			7.75 m	0.13	115.3249 T-m	1.5277 T-m	37.6364 T-m	69.2660 T-m	60.5620 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	102.5904 T-m	1.4435 T-m	38.1810 T-m	197.6402 T-m	20.4237 T-m	
			8.88 m	0.13	125.0508 T-m	1.4640 T-m	39.8049 T-m	124.7009 T-m	99.5354 T-m	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 17. **Torsión en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Tru Corona Arco Muerta	Tru Corona Arco Viva	Tru Corona Arco Viva	Tru Corona Arco Sismo X	Tru Corona Arco Sismo Y	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	18.7100 T-m	10.5183 T-m	0.8900 T-m	16.8100 T-m	76.5300 T-m	
			5.25 m	0.13	17.4250 T-m	9.3595 T-m	1.0378 T-m	20.7669 T-m	74.2600 T-m	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	21.1377 T-m	10.8864 T-m	2.4701 T-m	37.5220 T-m	173.9658 T-m	
			6.38 m	0.13	25.0179 T-m	11.7356 T-m	2.0742 T-m	28.6802 T-m	120.3057 T-m	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	27.5750 T-m	11.4396 T-m	2.9648 T-m	123.7493 T-m	471.6294 T-m	
			7.75 m	0.13	27.1548 T-m	12.2986 T-m	3.8931 T-m	72.8398 T-m	281.1866 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	35.3753 T-m	14.0724 T-m	4.7994 T-m	304.5716 T-m	1,102.2675 T-m	
			8.88 m	0.13	34.8432 T-m	16.1735 T-m	7.0658 T-m	166.7439 T-m	613.9123 T-m	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	5.9940 T-m	5.1490 T-m	1.6743 T-m	14.4400 T-m	83.9400 T-m
				5.25 m	0.13	2.3175 T-m	2.0867 T-m	0.7407 T-m	1.7790 T-m	68.9671 T-m
		51	99.60 m	10.20 m	0.20	5.0996 T-m	5.9694 T-m	3.2553 T-m	85.7365 T-m	330.4292 T-m
				6.38 m	0.13	3.8412 T-m	4.3072 T-m	2.5263 T-m	34.6961 T-m	161.3597 T-m
62		110.62 m	12.40 m	0.20	8.3623 T-m	6.9583 T-m	3.6721 T-m	34.1345 T-m	649.5000 T-m	
			7.75 m	0.13	3.8525 T-m	4.7190 T-m	3.2288 T-m	96.8821 T-m	391.5394 T-m	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	11.1848 T-m	8.4621 T-m	4.7772 T-m	523.8594 T-m	187.5625 T-m	
			8.88 m	0.13	5.1348 T-m	5.8776 T-m	4.1385 T-m	327.6921 T-m	598.6726 T-m	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	1.8875 T-m	62.9160 T-m
				5.25 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	43.6512 T-m
		51	99.60 m	10.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	20.5518 T-m	285.0592 T-m
				6.38 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	46.2996 T-m	154.3322 T-m
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	210.9993 T-m	703.3079 T-m	
			7.75 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	105.4018 T-m	351.3393 T-m	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	1,372.1690 T-m	
			8.88 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	0.0000 T-m	221.7929 T-m	739.3096 T-m	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 18. **Fuerzas axiales en riñón de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Pu Riñón Arco Muerta	Pu Riñón Arco Viva	Pu Riñón Arco Sismo X	Pu Riñón Arco Sismo Y
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	226.2760 T	34.3382 T	32.6775 T	25.8600 T
			5.25 m	0.13	589.9275 T	142.6013 T	38.5734 T	53.6410 T
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	387.9404 T	104.4825 T	69.1267 T	70.2548 T
			6.38 m	0.13	921.1747 T	153.2473 T	120.3600 T	145.0146 T
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	975.7035 T	106.7754 T	183.8472 T	59.6536 T
			7.75 m	0.13	1,453.8399 T	168.6195 T	217.6872 T	243.5393 T
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	1,469.0863 T	111.8685 T	247.8185 T	59.8406 T
			8.88 m	0.13	2,234.5047 T	181.7380 T	389.6784 T	400.5495 T

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 19. **Momentos flectores en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	L/Ho	Mu Riñón Arco Muerta Triarticulado	Mu Riñón Arco Viva Triarticulado	Mu Riñón Arco Sismo X Triarticulado	Mu Riñón Arco Sismo Y Triarticulado
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	0.20	328.6800 T-m	90.6878 T-m	103.1177 T-m	116.5777 T-m
			0.13	421.8700 T-m	101.9773 T-m	94.3651 T-m	131.2263 T-m
	51	99.60 m	0.20	536.5894 T-m	144.5176 T-m	341.6517 T-m	347.2270 T-m
			0.13	817.9500 T-m	136.0748 T-m	333.4576 T-m	401.7632 T-m
	62	110.62 m	0.20	1,448.6043 T-m	158.5270 T-m	1,258.6908 T-m	408.4120 T-m
			0.13	1,261.9149 T-m	146.3596 T-m	748.3553 T-m	837.2283 T-m
	71	119.62 m	0.20	1,775.3267 T-m	135.1882 T-m	2,642.6917 T-m	638.1293 T-m
			0.13	1,734.8969 T-m	141.1036 T-m	1,546.2702 T-m	1,589.4073 T-m

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 20. **Fuerza de corte en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Vu Riñon Arco Muerta	Vu Riñon Arco Viva	Vu Riñon Arco Sismo X	Vu Riñon Arco Sismo Y
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	10.3520 T-m	11.5810 T-m	20.9885 T-m	8.0117 T-m
			5.25 m	0.13	12.4500 T-m	14.9965 T-m	13.4955 T-m	5.6030 T-m
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	17.5071 T-m	22.0322 T-m	45.0758 T-m	4.1940 T-m
			6.38 m	0.13	21.2500 T-m	17.8962 T-m	19.7769 T-m	2.9331 T-m
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	48.4100 T-m	19.8223 T-m	33.1331 T-m	9.9399 T-m
			7.75 m	0.13	49.6000 T-m	19.5821 T-m	18.5864 T-m	5.5760 T-m
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	68.9000 T-m	19.8123 T-m	53.7284 T-m	18.0720 T-m
			8.88 m	0.13	73.4950 T-m	19.1705 T-m	33.7928 T-m	10.1379 T-m

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 21. **Torsión en arranques de arcos circulares**

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Tru Riñon Arco Muerta	Tru Riñon Arco Viva	Tru Riñon Arco Sismo X	Tru Riñon Arco Sismo Y
3) Arco triarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	94.3750 T-m	62.9160 T-m
			5.25 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	42.9473 T-m	43.6512 T-m
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	102.7589 T-m	285.0592 T-m
			6.38 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	46.2996 T-m	154.3322 T-m
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	210.9993 T-m	703.3079 T-m
			7.75 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	105.4018 T-m	351.3393 T-m
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	0.0000 T-m	0.0000 T-m	443.9976 T-m	1,372.1690 T-m
			8.88 m	0.13	0.0000 T-m	0.0000 T-m	221.7929 T-m	739.3096 T-m

Fuente: elaboración propia.

De acuerdo a la sección 1.8 se obtuvieron los cortes basales estáticos para calibrar el modelo basal espectral y así obtener el corte dinámico establecido empleado para establecer la demanda capacidad basado en desplazamiento SDCS clase C, para el efecto P-Delta, y para los índices de estabilidad Q.

Apéndice 22. Corte basal y derivas laterales método modal espectral

Caso	Luz Arco	Ho	BASAL ESTÁTICO	BASAL MODAL ESPECTRAL	BASAL DINAMICO	FACTOR	BASAL ESTÁTICO	BASAL MODAL ESPECTRAL (LIMITE DE CEDENCIA)	FACTOR	FACTOR	FACTOR	DEFORMACION ULTIMA
			V EY, Ton	V 1Y, Ton	V DY, Ton	FD DY	δ_{1Y1} , mm	δ_{CY1} , mm	R	Ω_r	Cd	δ_u , mm
1) Arco Empotrado	42	8.40	121.53	102.27	103.30	1.0100	61.39	62.00	1.50	1.50	1.50	93.00
		5.25	186.64	157.07	158.64	1.0100	67.00	67.67	1.50	1.50	1.50	101.51
	51	10.20	204.55	172.00	173.87	1.0109	80.08	80.95	1.50	1.50	1.50	121.42
		6.38	274.28	230.64	233.14	1.0109	160.66	162.40	1.50	1.50	1.50	243.60
	62	12.40	300.31	252.31	255.26	1.0117	75.18	76.06	1.50	1.50	1.50	114.09
		7.75	423.20	355.56	359.72	1.0117	133.85	135.42	1.50	1.50	1.50	203.13
	71	14.20	446.33	374.60	379.38	1.0128	232.16	235.12	1.50	1.50	1.50	352.68
2) Arco biarticulado	42	8.40	113.23	94.98	96.25	1.0134	64.15	65.01	1.50	1.50	1.50	97.52
		5.25	192.06	161.09	163.25	1.0134	62.96	63.80	1.50	1.50	1.50	95.70
	51	10.20	188.74	158.10	160.43	1.0147	128.47	130.37	1.50	1.50	1.50	195.55
		6.38	285.07	238.90	242.31	1.0143	219.45	222.58	1.50	1.50	1.50	333.87
	62	12.40	287.88	241.06	244.70	1.0151	99.58	101.09	1.50	1.50	1.50	151.63
		7.75	447.91	375.00	380.72	1.0153	188.40	191.27	1.50	1.50	1.50	286.91
	71	14.20	436.93	365.50	371.39	1.0161	381.75	387.90	1.50	1.50	1.50	581.84
3) Arco triarticulado	42	8.40	81.19	67.87	69.01	1.0168	65.69	66.80	1.50	1.50	1.50	100.19
		5.25	215.66	180.28	183.31	1.0168	60.37	61.39	1.50	1.50	1.50	92.08
	51	10.20	130.23	108.78	110.70	1.0177	115.44	117.48	1.50	1.50	1.50	176.21
		6.38	328.77	274.61	279.45	1.0177	215.51	219.32	1.50	1.50	1.50	328.98
	62	12.40	325.95	272.02	277.06	1.0185	102.07	103.96	1.50	1.50	1.50	155.94
		7.75	510.69	426.19	434.08	1.0185	194.22	197.82	1.50	1.50	1.50	296.73
	71	14.20	477.78	398.40	406.11	1.0194	408.93	416.85	1.50	1.50	1.50	625.27
		8.88	774.48	645.80	658.31	1.0194	361.36	368.36	1.50	1.50	1.50	552.54

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 23.

Capacidad de pando según método de López Perales

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	Lcr DIN	Lef	Pcr	% =Lcr/Larco	Demanda/	Mmax x	Demanda Capacidad	
					Según López Perales, 2003	Según López Perales, 2003	Según López Perales, 2003		Capacidad Pox/Pcr López Perales, 2003		Mox / M max Metodo Lopez Perales	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	26.25 m	23.44 m	3,876.60 T	56%	14.48%	752.7023 T-m	85.52%	
			5.25 m	0.13	26.25 m	21.99 m	1,074.96 T	52%	62.83%	32.4695 T-m	37.17%	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	31.88 m	28.46 m	2,227.10 T	56%	46.14%	2,861.5747 T-m	53.86%	
			6.38 m	0.13	31.88 m	26.70 m	2,148.36 T	52%	52.24%	698.5687 T-m	47.76%	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	38.75 m	34.60 m	2,774.03 T	56%	55.08%	5,452.9511 T-m	44.92%	
			7.75 m	0.13	38.75 m	32.46 m	2,759.30 T	52%	65.04%	1,710.6839 T-m	34.96%	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	44.38 m	39.63 m	5,136.44 T	56%	45.26%	8,025.6262 T-m	54.74%	
			8.88 m	0.13	44.38 m	37.17 m	5,373.16 T	52%	51.12%	1,931.5718 T-m	48.88%	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	26.25 m	23.44 m	1,131.74 T	56%	37.11%	1,291.2678 T-m	62.89%
				5.25 m	0.13	26.25 m	21.99 m	1,134.47 T	52%	55.93%	1,821.7287 T-m	44.07%
51		99.60 m	10.20 m	0.20	31.88 m	28.46 m	2,262.35 T	56%	27.59%	2,060.8228 T-m	72.41%	
			6.38 m	0.13	31.88 m	26.70 m	2,241.82 T	52%	43.54%	2,372.3488 T-m	56.46%	
62		110.62 m	12.40 m	0.20	38.75 m	34.60 m	2,689.02 T	56%	40.33%	3,413.9180 T-m	59.67%	
			7.75 m	0.13	38.75 m	32.46 m	2,901.52 T	52%	52.96%	4,589.7905 T-m	47.04%	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	44.38 m	39.63 m	5,700.24 T	56%	25.73%	3,249.9941 T-m	74.27%	
			8.88 m	0.13	44.38 m	37.17 m	5,700.91 T	52%	39.52%	4,647.3470 T-m	60.48%	
3) Arco triarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	26.25 m	23.44 m	1,183.57 T	56%	18.23%	383.9459 T-m	81.77%
				5.25 m	0.13	26.25 m	21.99 m	1,178.27 T	52%	49.20%	932.0987 T-m	50.80%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	31.88 m	28.46 m	2,214.83 T	56%	15.98%	2,565.2537 T-m	84.02%	
			6.38 m	0.13	31.88 m	26.70 m	2,218.50 T	52%	42.61%	1,884.2956 T-m	57.39%	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	38.75 m	34.60 m	2,777.17 T	56%	33.83%	4,091.3731 T-m	66.17%	
			7.75 m	0.13	38.75 m	32.46 m	2,900.37 T	52%	51.64%	4,157.1019 T-m	48.36%	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	44.38 m	39.63 m	5,420.12 T	56%	26.15%	5,982.7264 T-m	73.85%	
			8.88 m	0.13	44.38 m	37.17 m	6,031.49 T	52%	38.31%	5,318.7473 T-m	61.69%	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 24.

Capacidad de pandeo según método de norma DIN

Caso	Luz Arco	L	Ho	L/Ho	β Según DIN	Lef- β Según DIN	Pcr Según DIN	% =Lcr/Larco Según DIN	Demanda / Capacidad			
									Pox / Pcr Según DIN	Mmax x Según DIN	Demanda Capacidad Mox / M max	
1) Arco Empotrado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.57	23.94 m	3,716.72 T	57%	15.10%	758.2256 T-m	84.90%	
			5.25 m	0.13	0.52	21.84 m	3,975.46 T	52%	16.99%	14.5399 T-m	83.01%	
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	0.57	29.07 m	6,854.74 T	57%	14.99%	1,813.0391 T-m	85.01%	
			6.38 m	0.13	0.52	26.52 m	7,945.10 T	52%	14.13%	388.4934 T-m	85.87%	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	0.57	35.34 m	8,538.12 T	57%	17.90%	2,983.3276 T-m	82.10%	
			7.75 m	0.13	0.52	32.24 m	10,204.52 T	52%	17.59%	725.6806 T-m	82.41%	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	0.57	40.47 m	15,809.28 T	57%	14.71%	5,150.2875 T-m	85.29%	
			8.88 m	0.13	0.52	36.92 m	19,871.14 T	52%	13.82%	1,095.6314 T-m	86.18%	
	2) Arco biarticulado	42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.57	23.94 m	3,483.36 T	57%	12.06%	923.4253 T-m	87.94%
				5.25 m	0.13	0.52	21.84 m	4,195.53 T	52%	15.12%	945.8904 T-m	84.88%
51		99.60 m	10.20 m	0.20	0.57	29.07 m	6,963.23 T	57%	8.96%	1,639.1787 T-m	91.04%	
			6.38 m	0.13	0.52	26.52 m	8,290.76 T	52%	11.77%	1,518.2331 T-m	88.23%	
62		110.62 m	12.40 m	0.20	0.57	35.34 m	8,276.47 T	57%	13.10%	2,344.2754 T-m	86.90%	
			7.75 m	0.13	0.52	32.24 m	10,730.49 T	52%	14.32%	2,519.7246 T-m	85.68%	
71		119.62 m	14.20 m	0.20	0.57	40.47 m	17,544.59 T	57%	8.36%	2,634.0344 T-m	91.64%	
			8.88 m	0.13	0.52	36.92 m	21,083.26 T	52%	10.69%	3,146.8711 T-m	89.31%	
3) Arco trarticulado		42	90.62 m	8.40 m	0.20	0.57	23.94 m	3,642.87 T	57%	5.92%	333.7157 T-m	94.08%
				5.25 m	0.13	0.52	21.84 m	4,357.51 T	52%	13.30%	546.1814 T-m	86.70%
	51	99.60 m	10.20 m	0.20	0.57	29.07 m	6,816.97 T	57%	5.19%	2,273.3449 T-m	94.81%	
			6.38 m	0.13	0.52	26.52 m	8,204.51 T	52%	11.52%	1,222.2859 T-m	88.48%	
	62	110.62 m	12.40 m	0.20	0.57	35.34 m	8,547.76 T	57%	10.99%	3,041.6005 T-m	89.01%	
			7.75 m	0.13	0.52	32.24 m	10,726.23 T	52%	13.96%	2,336.5490 T-m	86.04%	
	71	119.62 m	14.20 m	0.20	0.57	40.47 m	16,682.44 T	57%	8.50%	4,828.2959 T-m	91.50%	
			8.88 m	0.13	0.52	36.92 m	22,305.79 T	52%	10.36%	3,660.3363 T-m	89.64%	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 25.

Capacidad de pandeo según método de norma ACI318

Caso	Luz Arco	$\beta d y$	K	KI	$r = \sqrt{I/A}$	KI/r	Parametro KI/r		Pcr Según ACI	Po x Según Analisis Estructural	Demanda / Capacidad Po x / Pcr Según ACI	Mox Según Analisis Estructural	Mmax x Según ACI	Demanda Capacidad Mox / M max SEGÚN ACI	
							Indesplazable	%=Lz/largo							
1) Arco Empotrado	42	0.8820	0.70	14.7000 m	0.6640 m	22.1401	30.025	35.00%	2,464.4107 T	561.3885 T	22.78%	643.7000 T-m	833.5905 T-m	77.22%	
		1.1141	0.70	14.7000 m	0.6640 m	22.1401	36.029	35.00%	2,193.8027 T	675.3699 T	30.79%	12.0688 T-m	17.4382 T-m	69.21%	
	51	0.8510	0.70	17.8500 m	0.8083 m	22.0836	31.740	35.00%	4,545.1114 T	1,027.5818 T	22.61%	1,541.2496 T-m	1,991.4974 T-m	77.39%	
		0.9188	0.70	17.8500 m	0.8083 m	22.0836	36.407	35.00%	4,384.4005 T	1,122.3751 T	25.60%	333.6124 T-m	448.3994 T-m	74.40%	
	62	0.9308	0.70	21.7000 m	1.0104 m	21.4774	31.069	35.00%	5,661.2950 T	1,527.9501 T	26.99%	2,449.4423 T-m	3,354.9137 T-m	73.01%	
		0.9411	0.70	21.7000 m	1.0104 m	21.4774	37.657	35.00%	5,631.2298 T	1,794.6478 T	31.87%	598.0567 T-m	877.8112 T-m	68.13%	
	71	1.1541	0.70	24.8500 m	1.1547 m	21.5207	29.842	35.00%	10,482.5207 T	2,324.9840 T	22.18%	4,392.8630 T-m	5,644.8753 T-m	77.82%	
		1.0592	0.70	24.8500 m	1.1547 m	21.5207	39.446	35.00%	10,965.6236 T	2,746.6531 T	25.05%	944.1897 T-m	1,259.7233 T-m	74.95%	
	2) Arco biarticulado	42	1.0081	1.04	21.8400 m	0.6640 m	32.8939	34.000	52.00%	1,046.3617 T	419.9800 T	40.14%	812.0903 T-m	1,356.5853 T-m	59.86%
			1.0033	1.04	21.8400 m	0.6640 m	32.8939	34.000	52.00%	1,048.8815 T	634.5069 T	60.49%	802.8395 T-m	2,032.1794 T-m	39.51%
51		0.8222	1.04	26.5200 m	0.8083 m	32.8100	34.000	52.00%	2,091.6728 T	624.1816 T	29.84%	1,492.2433 T-m	2,126.9529 T-m	70.16%	
		0.8388	1.04	26.5200 m	0.8083 m	32.8100	34.000	52.00%	2,072.6912 T	976.0210 T	47.09%	1,339.5008 T-m	2,531.6376 T-m	52.91%	
62		0.9919	1.04	32.2400 m	1.0104 m	31.9093	34.000	52.00%	2,486.1537 T	1,084.4681 T	43.62%	2,037.1042 T-m	3,613.1884 T-m	56.38%	
		0.8460	1.04	32.2400 m	1.0104 m	31.9093	34.000	52.00%	2,682.6224 T	1,536.7565 T	57.29%	2,158.8647 T-m	5,054.1855 T-m	42.71%	
71		0.9411	1.04	36.9200 m	1.1547 m	31.9737	34.000	52.00%	5,270.1891 T	1,466.5113 T	27.83%	2,413.8616 T-m	3,344.5280 T-m	72.17%	
		0.9408	1.04	36.9200 m	1.1547 m	31.9737	34.000	52.00%	5,270.8154 T	2,253.1897 T	42.75%	2,810.5618 T-m	4,909.1418 T-m	57.25%	
3) Arco trianticulado		42	0.9202	1.16	24.3600 m	0.6640 m	36.6894	34.000	58.00%	879.5844 T	215.7759 T	24.53%	313.9489 T-m	416.0003 T-m	75.47%
			0.9288	1.16	24.3600 m	0.6640 m	36.6894	34.000	58.00%	875.6463 T	579.6891 T	66.20%	473.5216 T-m	1,401.0048 T-m	33.80%
	51	0.8613	1.16	29.5800 m	0.8083 m	36.5958	34.000	58.00%	1,645.9822 T	353.9438 T	21.50%	2,155.3106 T-m	2,745.7411 T-m	78.50%	
		0.8582	1.16	29.5800 m	0.8083 m	36.5958	34.000	58.00%	1,648.7058 T	945.2166 T	57.33%	1,081.4700 T-m	2,534.5461 T-m	42.67%	
	62	0.9287	1.16	35.9600 m	1.0104 m	35.5912	34.000	58.00%	2,063.8878 T	939.4930 T	45.52%	2,707.2951 T-m	4,969.3873 T-m	54.48%	
		0.8467	1.16	35.9600 m	1.0104 m	35.5912	34.000	58.00%	2,155.4497 T	1,497.8254 T	69.49%	2,010.2702 T-m	6,588.9239 T-m	30.51%	
	71	1.0414	1.16	41.1800 m	1.1547 m	35.6629	34.000	58.00%	4,028.0945 T	1,417.5661 T	35.19%	4,418.0184 T-m	6,817.1408 T-m	64.81%	
		0.8345	1.16	41.1800 m	1.1547 m	35.6629	34.000	58.00%	4,482.3760 T	2,310.6258 T	51.55%	3,281.1671 T-m	6,772.1531 T-m	48.45%	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 26.

Capacidad de pandeo según método ACI 318

Caso	Luz Arco	$\beta d / y$	K	kl	$r = V(1/a)$	kl/r	Parametro KI/r Indesplazable	$\% = Lcr/Larco$	Pcr Según ACI	Po x Según Analisis Estructural	Demanda / Capacidad Po x / Pcr Según ACI	Mox Según Analisis Estructural	Mmax x Según ACI	Demanda Capacidad Mox / M max SEGÚN ACI	
1) Arco Empotrado	42	0.8820	0.70	14.7000 m	0.6640 m	22.1401	30.025	35.00%	2,464.4107 T	561.3885 T	22.78%	643.7000 T-m	833.5905 T-m	77.22%	
		1.1141	0.70	14.7000 m	0.6640 m	22.1401	36.029	35.00%	2,193.8027 T	675.3699 T	30.79%	12.0698 T-m	17.4382 T-m	69.21%	
	51	0.8510	0.70	17.8500 m	0.8083 m	22.0836	31.740	35.00%	4,545.1114 T	1,027.5818 T	22.61%	1,541.2496 T-m	1,991.4974 T-m	77.39%	
		0.9188	0.70	17.8500 m	0.8083 m	22.0836	36.407	35.00%	4,384.4005 T	1,122.3751 T	25.60%	333.6124 T-m	448.3994 T-m	74.40%	
	62	0.9308	0.70	21.7000 m	1.0104 m	21.4774	31.069	35.00%	5,661.2950 T	1,527.9501 T	26.99%	2,449.4423 T-m	3,354.9137 T-m	73.01%	
		0.9411	0.70	21.7000 m	1.0104 m	21.4774	37.657	35.00%	5,631.2298 T	1,794.6478 T	31.87%	598.0567 T-m	877.8112 T-m	68.13%	
71	1.1541	0.70	24.8500 m	1.1547 m	21.5207	29.842	35.00%	10,482.5207 T	2,324.9840 T	22.18%	4,392.8630 T-m	5,644.8753 T-m	77.82%		
	1.0592	0.70	24.8500 m	1.1547 m	21.5207	39.446	35.00%	10,965.6236 T	2,746.6531 T	25.05%	944.1897 T-m	1,259.7233 T-m	74.95%		
2) Arco biarticulado	42	1.0081	1.04	21.8400 m	0.6640 m	32.8939	34.000	52.00%	1,046.3617 T	419.9800 T	40.14%	812.0903 T-m	1,356.5853 T-m	59.86%	
		1.0033	1.04	21.8400 m	0.6640 m	32.8939	34.000	52.00%	1,048.8815 T	634.5069 T	60.49%	802.8395 T-m	2,032.1794 T-m	39.51%	
	51	0.8222	1.04	26.5200 m	0.8083 m	32.8100	34.000	52.00%	2,091.6728 T	624.1816 T	29.84%	1,492.2433 T-m	2,126.9529 T-m	70.16%	
		0.8388	1.04	26.5200 m	0.8083 m	32.8100	34.000	52.00%	2,072.6912 T	976.0210 T	47.09%	1,339.5008 T-m	2,531.6376 T-m	52.91%	
	62	0.9919	1.04	32.2400 m	1.0104 m	31.9093	34.000	52.00%	2,486.1537 T	1,084.4681 T	43.62%	2,037.1042 T-m	3,613.1884 T-m	56.38%	
		0.8460	1.04	32.2400 m	1.0104 m	31.9093	34.000	52.00%	2,682.6224 T	1,536.7565 T	57.29%	2,158.8647 T-m	5,054.1855 T-m	42.71%	
	71	0.9411	1.04	36.9200 m	1.1547 m	31.9737	34.000	52.00%	5,270.1891 T	1,466.5113 T	27.83%	2,413.8616 T-m	3,344.5280 T-m	72.17%	
		0.9408	1.04	36.9200 m	1.1547 m	31.9737	34.000	52.00%	5,270.1854 T	2,253.1897 T	42.75%	2,810.5618 T-m	4,909.1418 T-m	57.25%	
	3) Arco triarticulado	42	0.9202	1.16	24.3600 m	0.6640 m	36.6894	34.000	58.00%	879.5844 T	215.7759 T	24.53%	313.9489 T-m	416.0003 T-m	75.47%
			0.9288	1.16	24.3600 m	0.6640 m	36.6894	34.000	58.00%	875.6463 T	579.6891 T	66.20%	473.5216 T-m	1,401.0048 T-m	33.80%
51		0.8613	1.16	29.5800 m	0.8083 m	36.5958	34.000	58.00%	1,645.9822 T	353.9438 T	21.50%	2,155.3106 T-m	2,745.7411 T-m	78.50%	
		0.8582	1.16	29.5800 m	0.8083 m	36.5958	34.000	58.00%	1,648.7058 T	945.2166 T	57.33%	1,081.4700 T-m	2,534.5461 T-m	42.67%	
62		0.9287	1.16	35.9600 m	1.0104 m	35.5912	34.000	58.00%	2,063.8878 T	939.4930 T	45.52%	2,707.2951 T-m	4,969.3873 T-m	54.48%	
		0.8467	1.16	35.9600 m	1.0104 m	35.5912	34.000	58.00%	2,155.4497 T	1,497.8254 T	69.49%	2,010.2702 T-m	6,588.9239 T-m	30.51%	
71		1.0414	1.16	41.1800 m	1.1547 m	35.6629	34.000	58.00%	4,028.0345 T	1,417.5661 T	35.19%	4,418.0184 T-m	6,817.1408 T-m	64.81%	
		0.8345	1.16	41.1800 m	1.1547 m	35.6629	34.000	58.00%	4,482.3760 T	2,310.6258 T	51.55%	3,281.1671 T-m	6,772.1531 T-m	48.45%	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 27. Esfuerzos por carga muerta en arco

Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Muerta	fi Corona Carga Muerta	σ s Arranque Carga Muerta	fi Arranque Carga Muerta
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	-14.02 Kg/cm ²	-14.02 Kg/cm ²	23.54 Kg/cm ²	-56.37 Kg/cm ²
		5.25 m	-21.65 Kg/cm ²	-21.65 Kg/cm ²	25.32 Kg/cm ²	-72.02 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-15.29 Kg/cm ²	-15.29 Kg/cm ²	37.38 Kg/cm ²	-73.66 Kg/cm ²
		6.38 m	-20.44 Kg/cm ²	-20.44 Kg/cm ²	21.91 Kg/cm ²	-66.79 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-15.71 Kg/cm ²	-15.71 Kg/cm ²	22.09 Kg/cm ²	-60.28 Kg/cm ²
		7.75 m	-22.16 Kg/cm ²	-22.16 Kg/cm ²	14.76 Kg/cm ²	-63.82 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-15.46 Kg/cm ²	-15.46 Kg/cm ²	8.77 Kg/cm ²	-47.44 Kg/cm ²
	8.88 m	-22.34 Kg/cm ²	-22.34 Kg/cm ²	3.19 Kg/cm ²	-53.12 Kg/cm ²	
Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Muerta	fi Corona Carga Muerta	σ s Arranque Carga Muerta	fi Arranque Carga Muerta
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	-13.12 Kg/cm ²	-41.80 Kg/cm ²	45.79 Kg/cm ²	-77.27 Kg/cm ²
		5.25 m	-22.36 Kg/cm ²	-50.85 Kg/cm ²	30.67 Kg/cm ²	-78.62 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-14.17 Kg/cm ²	-34.60 Kg/cm ²	54.60 Kg/cm ²	-89.21 Kg/cm ²
		6.38 m	-21.33 Kg/cm ²	-37.74 Kg/cm ²	28.33 Kg/cm ²	-74.79 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-15.10 Kg/cm ²	-14.17 Kg/cm ²	36.70 Kg/cm ²	-73.97 Kg/cm ²
		7.75 m	-23.51 Kg/cm ²	-22.56 Kg/cm ²	24.43 Kg/cm ²	-75.93 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-15.17 Kg/cm ²	-4.37 Kg/cm ²	21.70 Kg/cm ²	-59.94 Kg/cm ²
	8.88 m	-24.10 Kg/cm ²	-11.33 Kg/cm ²	15.65 Kg/cm ²	-68.73 Kg/cm ²	
Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Muerta	fi Corona Carga Muerta	σ s Arranque Carga Muerta	fi Arranque Carga Muerta
3) Arco triararticulado	42	8.40 m	-9.32 Kg/cm ²	-9.32 Kg/cm ²	-10.35 Kg/cm ²	-10.35 Kg/cm ²
		5.25 m	-25.02 Kg/cm ²	-25.02 Kg/cm ²	-26.28 Kg/cm ²	-26.28 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-9.42 Kg/cm ²	-9.42 Kg/cm ²	-11.90 Kg/cm ²	-11.90 Kg/cm ²
		6.38 m	-24.54 Kg/cm ²	-24.54 Kg/cm ²	-26.08 Kg/cm ²	-26.08 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-17.08 Kg/cm ²	-17.08 Kg/cm ²	-20.09 Kg/cm ²	-20.09 Kg/cm ²
		7.75 m	-26.76 Kg/cm ²	-26.76 Kg/cm ²	-28.63 Kg/cm ²	-28.63 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-16.57 Kg/cm ²	-16.57 Kg/cm ²	-20.16 Kg/cm ²	-20.16 Kg/cm ²
	8.88 m	-26.86 Kg/cm ²	-26.86 Kg/cm ²	-29.00 Kg/cm ²	-29.00 Kg/cm ²	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 28. Esfuerzos por carga viva HL93-S

Caso	Luz Arco	Ho	σs Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σs Arranque Carga Viva	fi Arranque Carga Viva
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	-0.57 Kg/cm ²	-0.57 Kg/cm ²	9.29 Kg/cm ²	-10.44 Kg/cm ²
		5.25 m	-0.95 Kg/cm ²	-0.95 Kg/cm ²	19.55 Kg/cm ²	-21.52 Kg/cm ²
		10.20 m	-0.42 Kg/cm ²	-0.42 Kg/cm ²	7.09 Kg/cm ²	-7.93 Kg/cm ²
	51	6.38 m	-0.44 Kg/cm ²	-0.44 Kg/cm ²	11.29 Kg/cm ²	-12.18 Kg/cm ²
		12.40 m	-0.34 Kg/cm ²	-0.34 Kg/cm ²	4.11 Kg/cm ²	-4.78 Kg/cm ²
		7.75 m	-0.36 Kg/cm ²	-0.36 Kg/cm ²	8.20 Kg/cm ²	-8.92 Kg/cm ²
	62	14.20 m	-0.27 Kg/cm ²	-0.27 Kg/cm ²	2.50 Kg/cm ²	-3.03 Kg/cm ²
		8.88 m	-0.27 Kg/cm ²	-0.27 Kg/cm ²	5.58 Kg/cm ²	-6.12 Kg/cm ²
	2) Arco biarticulado	42	8.40 m	-0.51 Kg/cm ²	-12.84 Kg/cm ²	22.53 Kg/cm ²
5.25 m			-0.81 Kg/cm ²	-12.43 Kg/cm ²	20.50 Kg/cm ²	-22.15 Kg/cm ²
10.20 m			-0.35 Kg/cm ²	-6.38 Kg/cm ²	18.04 Kg/cm ²	-18.78 Kg/cm ²
51		6.38 m	-0.43 Kg/cm ²	-5.64 Kg/cm ²	14.97 Kg/cm ²	-15.84 Kg/cm ²
		12.40 m	-0.30 Kg/cm ²	-0.07 Kg/cm ²	11.08 Kg/cm ²	-11.70 Kg/cm ²
		7.75 m	-0.34 Kg/cm ²	-0.11 Kg/cm ²	10.92 Kg/cm ²	-11.62 Kg/cm ²
62		14.20 m	-0.24 Kg/cm ²	2.19 Kg/cm ²	7.24 Kg/cm ²	-7.74 Kg/cm ²
		8.88 m	-0.26 Kg/cm ²	2.28 Kg/cm ²	7.49 Kg/cm ²	-8.02 Kg/cm ²
3) Arco triarticulado		42	8.40 m	-0.13 Kg/cm ²	-0.13 Kg/cm ²	-0.13 Kg/cm ²
	5.25 m		-0.32 Kg/cm ²	-0.32 Kg/cm ²	-0.32 Kg/cm ²	-0.32 Kg/cm ²
	10.20 m		-0.14 Kg/cm ²	-0.14 Kg/cm ²	-0.14 Kg/cm ²	-0.14 Kg/cm ²
	51	6.38 m	-0.18 Kg/cm ²	-0.18 Kg/cm ²	-0.18 Kg/cm ²	-0.18 Kg/cm ²
		12.40 m	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²
		7.75 m	-0.13 Kg/cm ²	-0.13 Kg/cm ²	-0.13 Kg/cm ²	-0.13 Kg/cm ²
	62	14.20 m	-0.05 Kg/cm ²	-0.05 Kg/cm ²	-0.05 Kg/cm ²	-0.05 Kg/cm ²
		8.88 m	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²	-0.08 Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 29. Esfuerzos por carga viva HL93-K

Caso	Luz Arco	Ho	σs Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σs Arranque Carga Viva	fi Arranque Carga Viva
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	-3.82 Kg/cm ²	-3.82 Kg/cm ²	-3.92 Kg/cm ²	-3.94 Kg/cm ²
		5.25 m	-5.37 Kg/cm ²	-5.37 Kg/cm ²	-3.38 Kg/cm ²	-7.62 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-2.51 Kg/cm ²	-2.51 Kg/cm ²	-2.86 Kg/cm ²	-2.31 Kg/cm ²
		6.38 m	-3.62 Kg/cm ²	-3.62 Kg/cm ²	-3.19 Kg/cm ²	-4.23 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-1.99 Kg/cm ²	-1.99 Kg/cm ²	-2.66 Kg/cm ²	-1.42 Kg/cm ²
		7.75 m	-2.74 Kg/cm ²	-2.74 Kg/cm ²	-2.71 Kg/cm ²	-2.90 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-1.37 Kg/cm ²	-1.37 Kg/cm ²	-1.97 Kg/cm ²	-0.84 Kg/cm ²
		8.88 m	-1.92 Kg/cm ²	-1.92 Kg/cm ²	-2.02 Kg/cm ²	-1.92 Kg/cm ²
Caso	Luz Arco		σs Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σs Arranque Carga Viva	fi Arranque Carga Viva
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	-3.31 Kg/cm ²	-4.51 Kg/cm ²	-1.27 Kg/cm ²	-5.86 Kg/cm ²
		5.25 m	-5.21 Kg/cm ²	-6.89 Kg/cm ²	-2.29 Kg/cm ²	-8.43 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-2.07 Kg/cm ²	-2.71 Kg/cm ²	-0.25 Kg/cm ²	-4.27 Kg/cm ²
		6.38 m	-3.46 Kg/cm ²	-3.93 Kg/cm ²	-2.15 Kg/cm ²	-4.99 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-1.73 Kg/cm ²	-1.71 Kg/cm ²	-0.92 Kg/cm ²	-2.79 Kg/cm ²
		7.75 m	-2.63 Kg/cm ²	-2.62 Kg/cm ²	-1.77 Kg/cm ²	-3.68 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-1.20 Kg/cm ²	-1.01 Kg/cm ²	-0.65 Kg/cm ²	-1.92 Kg/cm ²
		8.88 m	-1.86 Kg/cm ²	-1.65 Kg/cm ²	-1.28 Kg/cm ²	-2.55 Kg/cm ²
Caso	Luz Arco		σs Corona Carga Viva	fi Corona Carga Viva	σs Arranque Carga Viva	fi Arranque Carga Viva
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	-2.71 Kg/cm ²	-2.71 Kg/cm ²	-0.27 Kg/cm ²	-0.27 Kg/cm ²
		5.25 m	-6.20 Kg/cm ²	-6.20 Kg/cm ²	-6.20 Kg/cm ²	-6.20 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-2.87 Kg/cm ²	-2.87 Kg/cm ²	-2.87 Kg/cm ²	-2.87 Kg/cm ²
		6.38 m	-4.21 Kg/cm ²	-4.21 Kg/cm ²	-4.21 Kg/cm ²	-4.21 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-2.03 Kg/cm ²	-2.03 Kg/cm ²	-2.03 Kg/cm ²	-2.03 Kg/cm ²
		7.75 m	-3.21 Kg/cm ²	-3.21 Kg/cm ²	-3.21 Kg/cm ²	-3.21 Kg/cm ²
	71	14.20 m	-1.40 Kg/cm ²	-1.40 Kg/cm ²	-1.40 Kg/cm ²	-1.40 Kg/cm ²
		8.88 m	-2.27 Kg/cm ²	-2.27 Kg/cm ²	-2.27 Kg/cm ²	-2.27 Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 30. **Esfuerzos por sismo análisis modal espectral dirección longitudinal**

Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	σ s Arranque Sismo X	fi Arranque Sismo X
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	-5.86 Kg/cm ²	-5.86 Kg/cm ²	-28.31 Kg/cm ²	11.19 Kg/cm ²
		5.25 m	-4.47 Kg/cm ²	-4.47 Kg/cm ²	34.18 Kg/cm ²	-48.18 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-5.44 Kg/cm ²	-5.44 Kg/cm ²	-64.44 Kg/cm ²	43.42 Kg/cm ²
		6.38 m	-5.54 Kg/cm ²	-5.54 Kg/cm ²	-12.61 Kg/cm ²	-5.06 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-5.77 Kg/cm ²	-5.77 Kg/cm ²	-56.85 Kg/cm ²	36.16 Kg/cm ²
		7.75 m	-5.69 Kg/cm ²	-5.69 Kg/cm ²	-22.93 Kg/cm ²	2.91 Kg/cm ²
		14.20 m	-4.54 Kg/cm ²	-4.54 Kg/cm ²	-70.81 Kg/cm ²	50.83 Kg/cm ²
71	8.88 m	-4.35 Kg/cm ²	-4.35 Kg/cm ²	-35.25 Kg/cm ²	15.97 Kg/cm ²	
Caso	Luz Arco		σ s Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	σ s Arranque Sismo X	fi Arranque Sismo X
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	-5.65 Kg/cm ²	-16.15 Kg/cm ²	21.43 Kg/cm ²	-39.88 Kg/cm ²
		5.25 m	-6.04 Kg/cm ²	-16.84 Kg/cm ²	0.89 Kg/cm ²	-1.70 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-3.32 Kg/cm ²	-7.32 Kg/cm ²	21.23 Kg/cm ²	-38.41 Kg/cm ²
		6.38 m	-5.91 Kg/cm ²	-11.63 Kg/cm ²	16.86 Kg/cm ²	-35.72 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-5.85 Kg/cm ²	-5.63 Kg/cm ²	10.44 Kg/cm ²	-35.93 Kg/cm ²
		7.75 m	-6.10 Kg/cm ²	-5.82 Kg/cm ²	13.19 Kg/cm ²	-34.59 Kg/cm ²
		14.20 m	-3.40 Kg/cm ²	-1.54 Kg/cm ²	6.10 Kg/cm ²	-25.25 Kg/cm ²
71	8.88 m	-4.32 Kg/cm ²	-2.07 Kg/cm ²	5.59 Kg/cm ²	-25.38 Kg/cm ²	
Caso	Luz Arco		σ s Corona Carga Sismo X	fi Corona Sismo X	σ s Arranque Sismo X	fi Arranque Sismo X
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	-0.19 Kg/cm ²	-0.19 Kg/cm ²	-2.65 Kg/cm ²	-2.65 Kg/cm ²
		5.25 m	-0.50 Kg/cm ²	-0.50 Kg/cm ²	-2.85 Kg/cm ²	-2.85 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-0.44 Kg/cm ²	-0.44 Kg/cm ²	-3.35 Kg/cm ²	-3.35 Kg/cm ²
		6.38 m	-1.61 Kg/cm ²	-1.61 Kg/cm ²	-5.00 Kg/cm ²	-5.00 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-0.90 Kg/cm ²	-0.90 Kg/cm ²	-6.11 Kg/cm ²	-6.11 Kg/cm ²
		7.75 m	-1.90 Kg/cm ²	-1.90 Kg/cm ²	-6.39 Kg/cm ²	-6.39 Kg/cm ²
		14.20 m	-1.20 Kg/cm ²	-1.20 Kg/cm ²	-7.40 Kg/cm ²	-7.40 Kg/cm ²
71	8.88 m	-2.10 Kg/cm ²	-2.10 Kg/cm ²	-7.64 Kg/cm ²	-7.64 Kg/cm ²	

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 31. Esfuerzos por sismo análisis modal espectral dirección transversal

Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Sismo Y	fi Corona Sismo Y	σ s Arranque Sismo Y	fi Arranque Sismo Y
1) Arco Empotrado	42	8.40 m	-1.95 Kg/cm ²	-1.95 Kg/cm ²	-7.86 Kg/cm ²	2.32 Kg/cm ²
		5.25 m	-2.09 Kg/cm ²	-2.09 Kg/cm ²	-3.35 Kg/cm ²	0.53 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-2.10 Kg/cm ²	-2.10 Kg/cm ²	-12.93 Kg/cm ²	5.74 Kg/cm ²
		6.38 m	-1.44 Kg/cm ²	-1.44 Kg/cm ²	-4.59 Kg/cm ²	-0.27 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-0.43 Kg/cm ²	-0.43 Kg/cm ²	-0.58 Kg/cm ²	-2.92 Kg/cm ²
		7.75 m	-0.83 Kg/cm ²	-0.83 Kg/cm ²	-4.36 Kg/cm ²	0.57 Kg/cm ²
71	14.20 m	-3.78 Kg/cm ²	-3.78 Kg/cm ²	-9.26 Kg/cm ²	4.63 Kg/cm ²	
		8.88 m	-2.61 Kg/cm ²	-2.61 Kg/cm ²	-3.62 Kg/cm ²	1.36 Kg/cm ²
Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Sismo Y	fi Corona Sismo Y	σ s Arranque Sismo Y	fi Arranque Sismo Y
2) Arco biarticulado	42	8.40 m	-0.29 Kg/cm ²	-1.10 Kg/cm ²	1.61 Kg/cm ²	-2.43 Kg/cm ²
		5.25 m	-0.59 Kg/cm ²	-1.86 Kg/cm ²	2.10 Kg/cm ²	-3.60 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-2.43 Kg/cm ²	-8.10 Kg/cm ²	23.60 Kg/cm ²	-31.83 Kg/cm ²
		6.38 m	-3.77 Kg/cm ²	-8.62 Kg/cm ²	13.24 Kg/cm ²	-23.03 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-0.43 Kg/cm ²	-0.36 Kg/cm ²	2.77 Kg/cm ²	-3.69 Kg/cm ²
		7.75 m	-3.60 Kg/cm ²	-3.35 Kg/cm ²	11.59 Kg/cm ²	-21.67 Kg/cm ²
71	14.20 m	-0.30 Kg/cm ²	2.45 Kg/cm ²	38.31 Kg/cm ²	-41.21 Kg/cm ²	
		8.88 m	-1.39 Kg/cm ²	2.00 Kg/cm ²	12.24 Kg/cm ²	-16.11 Kg/cm ²
Caso	Luz Arco	Ho	σ s Corona Carga Sismo Y	fi Corona Sismo Y	σ s Arranque Sismo Y	fi Arranque Sismo Y
3) Arco triarticulado	42	8.40 m	-0.80 Kg/cm ²	-0.80 Kg/cm ²	-1.03 Kg/cm ²	-1.03 Kg/cm ²
		5.25 m	-2.33 Kg/cm ²	-2.33 Kg/cm ²	-2.33 Kg/cm ²	-2.33 Kg/cm ²
	51	10.20 m	-1.80 Kg/cm ²	-1.80 Kg/cm ²	-2.06 Kg/cm ²	-2.06 Kg/cm ²
		6.38 m	-3.48 Kg/cm ²	-3.48 Kg/cm ²	-4.49 Kg/cm ²	-4.49 Kg/cm ²
	62	12.40 m	-0.65 Kg/cm ²	-0.65 Kg/cm ²	-1.63 Kg/cm ²	-1.63 Kg/cm ²
		7.75 m	-3.97 Kg/cm ²	-3.97 Kg/cm ²	-5.31 Kg/cm ²	-5.31 Kg/cm ²
71	14.20 m	-0.75 Kg/cm ²	-0.75 Kg/cm ²	-0.75 Kg/cm ²	-0.75 Kg/cm ²	
		8.88 m	-4.18 Kg/cm ²	-4.18 Kg/cm ²	-5.84 Kg/cm ²	-5.84 Kg/cm ²

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 32.

Esfuerzos permanentes e instantáneos en arcos circulares en la corona

			ESFUERZOS Y DEFORMACIONES INSTANTANEOS				ESFUERZOS POR CONTRACCION Y FLUJO PLASTICO EN LA CORONA						TOTAL DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES SECUNDARIAS EN LA CORONA			
Ho	Caso	Luz Arco	Acortamiento elástico del concreto				Contracción			Flujo plástico			Δf kg/cm ²	E Total mm	% de Aumento a Esfuerzos	os Permanentes Total En la Corona kg/cm ²
			P _R kg	f _{esp} kg/cm ²	Esfuerzo ΔAE kg/cm ²	E de Acortamiento mm	Humedad relativa promedio del lugar (%)	ΔCC kg/cm ²	E de Contracción mm	f _{dis} kg/cm ²	ΔFP kg/cm ²	E de Flujo Plástico mm				
8.40 m	1) Arco Empotrado	42	544,891.70	14.02	42.22	5.34	0.70	94.81	11.99	14.02	70.08	8.87	207.11	26.1986	-310%	-221.13
5.25 m			724,259.00	21.65	65.21	8.25	0.70	94.81	11.99	21.65	108.25	13.69	268.27	33.93461	-287%	-289.92
10.20 m		846,016.90	15.29	46.06	7.08	0.70	94.81	14.56	15.29	76.47	11.75	217.34	33.38422	-266%	-232.64	
6.38 m		51	1,077,804.30	20.44	61.57	9.46	0.70	94.81	14.56	20.44	102.22	15.70	258.61	39.72294	-327%	-279.05
12.40 m			1,232,222.40	15.71	47.32	8.84	0.70	94.81	17.70	15.71	78.55	14.67	220.68	41.20778	-339%	-236.39
7.75 m		62	1,605,694.00	22.16	66.73	12.46	0.70	94.81	17.70	22.16	110.78	20.69	272.31	50.84984	-374%	-294.47
14.20 m			1,709,737.60	15.46	46.58	9.96	0.70	94.81	20.27	15.46	77.32	16.53	218.71	46.76929	-433%	-234.18
8.88 m		71	2,388,865.10	22.34	67.29	14.39	0.70	94.81	20.27	22.34	111.71	23.89	273.82	58.55251	-462%	-296.16
8.40 m	2) Arco biarticulado	42	507,983.50	13.12	39.52	5.00	0.70	94.81	11.99	13.12	65.60	8.30	199.93	25.2904	-198%	-213.05
5.25 m			772,933.10	22.36	67.33	8.52	0.70	94.81	11.99	22.36	111.78	14.14	273.92	34.6502	-272%	-296.28
10.20 m		712,226.90	14.17	42.69	6.56	0.70	94.81	14.56	14.17	70.87	10.89	208.37	32.0066	-193%	-222.55	
6.38 m		51	1,117,380.50	21.33	64.23	9.87	0.70	94.81	14.56	21.33	106.63	16.38	265.66	40.8066	-293%	-286.99
12.40 m			1,190,849.70	15.10	45.49	8.49	0.70	94.81	17.70	15.10	75.52	14.10	215.83	40.3016	-252%	-230.93
7.75 m		62	1,693,094.00	23.51	70.82	13.22	0.70	94.81	17.70	23.51	117.57	21.95	283.20	52.8834	-323%	-306.72
14.20 m			1,582,272.30	15.17	45.70	9.77	0.70	94.81	20.27	15.17	75.87	16.22	216.38	46.7699	-320%	-231.55
8.88 m		71	2,422,703.60	24.10	72.59	15.52	0.70	94.81	20.27	24.10	120.51	25.77	287.91	61.5654	-375%	-312.01
8.40 m	3) Arco triarticulado	42	281,223.90	9.32	28.08	3.55	0.70	94.81	11.99	9.32	46.61	5.90	169.50	21.4413	-1617%	-178.82
5.25 m			729,584.00	25.02	75.34	9.53	0.70	94.81	11.99	25.02	125.08	15.82	295.24	37.3466	-1110%	-320.26
10.20 m		463,490.21	9.42	28.37	4.36	0.70	94.81	14.56	9.42	47.10	7.23	170.28	26.1550	-1415%	-179.70	
6.38 m		51	1,105,130.50	24.54	73.91	11.35	0.70	94.81	14.56	24.54	122.69	18.85	291.41	44.7611	-1110%	-315.95
12.40 m			1,050,698.20	17.08	51.45	9.61	0.70	94.81	17.70	17.08	85.41	15.95	231.67	43.2610	-1149%	-248.76
7.75 m		62	1,673,289.40	26.76	80.59	15.05	0.70	94.81	17.70	26.76	133.79	24.98	309.19	57.7359	-1075%	-335.95
14.20 m			1,533,664.10	16.57	49.91	10.67	0.70	94.81	20.27	16.57	82.86	17.72	227.58	48.6656	-1126%	-244.15
8.88 m		71	2,499,048.10	26.86	80.90	17.30	0.70	94.81	20.27	26.86	134.31	28.72	310.02	66.2945	-1066%	-336.88

Fuente: elaboración propia.

Apéndice 33.

**Esfuerzos permanentes e instantáneos en arcos
circulares en el arranque**

			ESFUERZOS Y DEFORMACIONES INSTANTANEOS EN EL ARRANQUE				ESFUERZOS POR CONTRACCION Y FLUJO PLASTICO EN EL ARRANQUE						TOTAL DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES SECUNDARIAS EN EL ARRANQUE			
			Acortamiento elástico del concreto				Contracción			Flujo plástico						
Ho	Caso	Luz Arco	P _{pl} kg	f _{esp} kg/cm ²	Esfuerzo ΔAE kg/cm ²	ε de Acortamiento mm	Humedad relativa promedio del lugar (%)	ΔCC kg/cm ²	ε de Contracción mm	f _{cs} kg/cm ²	ΔFP kg/cm ²	ε de Flujo Plástico mm	Δf kg/cm ²	ε Total mm	% de Aumento a Esfuerzos	os Total En la Corona kg/cm ²
8.40 m	1) Arco Empotrado	42	664,876.80	16.42	49.45	6.26	0.70	94.81	11.99	11.16	118.94	15.04	263.20	33.2933	-394%	-263.77
5.25 m			804,623.40	23.35	70.32	8.90	0.70	94.81	11.99	10.50	206.69	26.15	371.83	47.0351	-397%	-372.78
10.20 m		1,136,895.00	18.14	54.63	8.39	0.70	94.81	14.56	13.55	122.86	18.87	272.30	41.8260	-334%	-272.72	
6.38 m		1,273,721.80	22.44	67.59	10.38	0.70	94.81	14.56	12.75	180.05	27.66	342.46	52.6019	-434%	-342.90	
12.40 m		1,652,651.60	19.09	57.50	10.74	0.70	94.81	17.70	16.47	113.82	21.25	266.13	49.6950	-409%	-266.47	
7.75 m		1,960,748.60	24.53	73.88	13.80	0.70	94.81	17.70	15.50	185.86	34.71	354.55	66.2058	-487%	-354.91	
14.20 m		2,458,284.70	19.34	58.25	12.46	0.70	94.81	20.27	18.86	100.07	21.40	253.12	54.1274	-502%	-253.39	
8.88 m		2,925,490.10	24.96	75.18	16.08	0.70	94.81	20.27	17.75	175.31	37.49	345.30	73.8392	-583%	-345.57	
	Caso	Luz Arco	P _{pl} kg	f _{esp} kg/cm ²	Esfuerzo ΔAE kg/cm ²	ε de Acortamiento mm	Humedad relativa promedio del lugar (%)	ΔCC kg/cm ²	ε de Contracción mm	f _{cs} kg/cm ²	ΔFP kg/cm ²	ε de Flujo Plástico mm	Δf kg/cm ²	ε Total mm	% de Aumento a Esfuerzos	os Total En la Corona kg/cm ²
8.40 m	2) Arco biarticulado	42	656,118.60	15.74	47.41	6.00	0.70	94.81	11.99	11.16	110.82	14.02	253.05	32.0099	-251%	-253.56
5.25 m			665,342.20	23.97	72.21	9.13	0.70	94.81	11.99	10.50	214.20	27.10	381.22	48.2227	-378%	-382.02
10.20 m		1,024,869.10	17.30	52.11	8.00	0.70	94.81	14.56	13.55	112.81	17.33	259.73	39.8952	-241%	-260.08	
6.38 m		1,318,930.50	23.23	69.96	10.75	0.70	94.81	14.56	12.75	189.50	29.11	354.27	54.4174	-391%	-354.70	
12.40 m		1,745,041.40	18.64	56.13	10.48	0.70	94.81	17.70	16.47	108.35	20.23	259.29	48.4179	-303%	-259.59	
7.75 m		2,056,220.00	25.75	77.55	14.48	0.70	94.81	17.70	15.50	200.47	37.43	372.83	69.6187	-426%	-373.17	
14.20 m		2,398,507.50	19.12	57.59	12.31	0.70	94.81	20.27	18.86	97.43	20.84	249.83	53.4236	-369%	-250.07	
8.88 m		3,068,122.30	26.54	79.93	17.09	0.70	94.81	20.27	17.75	194.22	41.53	368.97	78.8991	-481%	-369.23	
	Caso	Luz Arco	P _{pl} kg	f _{esp} kg/cm ²	Esfuerzo ΔAE kg/cm ²	ε de Acortamiento mm	Humedad relativa promedio del lugar (%)	ΔCC kg/cm ²	ε de Contracción mm	f _{cs} kg/cm ²	ΔFP kg/cm ²	ε de Flujo Plástico mm	Δf kg/cm ²	ε Total mm	% de Aumento a Esfuerzos	os Total En la Corona kg/cm ²
8.40 m	3) Arco trianticulado	42	305,359.30	10.35	31.18	3.94	0.70	94.81	11.99	11.16	46.16	5.84	172.15	21.7767	-1642%	-172.28
5.25 m			812,620.30	26.28	79.15	10.02	0.70	94.81	11.99	10.50	241.88	30.60	415.85	52.6027	-1563%	-416.16
10.20 m		659,609.14	11.90	35.83	5.50	0.70	94.81	14.56	13.55	47.93	7.36	178.57	27.4294	-1484%	-178.71	
6.38 m		1,284,433.40	26.08	78.53	12.06	0.70	94.81	14.56	12.75	223.66	34.35	397.00	60.9805	-1512%	-397.19	
12.40 m		1,481,953.80	20.09	60.50	11.30	0.70	94.81	17.70	16.47	125.78	23.49	281.09	52.4877	-1393%	-281.17	
7.75 m		2,007,003.80	28.63	86.22	16.10	0.70	94.81	17.70	15.50	235.02	43.89	416.05	77.6893	-1447%	-416.18	
14.20 m		1,132,608.40	20.16	60.70	12.98	0.70	94.81	20.27	18.86	109.86	23.49	265.38	56.7481	-1323%	-265.43	
8.88 m		3,112,794.10	29.00	87.35	18.68	0.70	94.81	20.27	17.75	223.76	47.85	405.92	86.8013	-1396%	-406.00	

Fuente: elaboración propia.