



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE
DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN
Y REFORZAMIENTO**

AUTORES:

CANDO CEVALLOS, DAVID ALEXANDER

MOREJÓN ARMIJO, EMILIO SANTIAGO

DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ PABLO ENRIQUE PhD

SANGOLQUÍ

2018



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, *CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO* fue realizado por los señores *Cando Cevallos, David Alexander y Morejón Armijo, Emilio Santiago* el mismo que ha sido revisado en su totalidad, analizado por la herramienta de similitud de contenido; por lo tanto cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustenten públicamente.

Sangolquí, 24 de agosto del 2018

Firma:

.....
Ing. Pablo Enrique Caiza Sánchez, PhD

DIRECTOR

C.C: 170759727-2



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo *Cando Cevallos, David Alexander*, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: ***CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO*** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 24 de agosto del 2018

Firma:

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Cando Cevallos', is written over a horizontal dotted line.

David Alexander Cando Cevallos

C.C: 172366143-3



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo *Morejón Armijo, Emilio Santiago*, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: ***CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO*** es de mí autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Consecuentemente el contenido de la investigación mencionada es veraz.

Sangolquí, 24 de agosto del 2018

Firma:

A handwritten signature in blue ink, which appears to read 'Emilio Santiago Morejón Armijo', is positioned above a dotted line.

Emilio Santiago Morejón Armijo

C.C: 020156819-3



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

*Yo, Cando Cevallos, David Alexander, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.*

Sangolquí, 24 de agosto del 2018

Firma:

.....
David Alexander Cando Cevallos

C.C: 172366143-3



**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

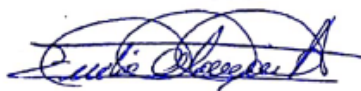
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

*Yo, **Morejón Armijo, Emilio Santiago**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación **CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES Y ESTADO RESISTENTE DEL “PUENTE ZÁMBIZA” Y RECOMENDACIONES DE REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.*

Sangolquí, 24 de agosto del 2018

Firma:



.....
Emilio Santiago Morejón Armijo

C.C: 020156819-3

DEDICATORIA

El presente trabajo lo dedico a mis padres Mario y Adriana, que han sido mi motivación para seguir adelante y culminar con éxito este escalón de mi vida. También se lo dedico a mi hermano Israel quien se ha transformado en mi amigo y confidente, y que a pesar de ser más joven, con su ejemplo me inspira a vencer los obstáculos de la vida.

David Alexander Cando Cevallos

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por permitirme existir y vivir para Él, me hizo su hijo y Él ha sido y será mi proveedor y sustento para toda la vida. Tú me enseñaste que el amor es el camino correcto.

A mi padre Mario por dejarme la herencia más importante que es una vida en Cristo, te agradezco por cuidarme, por proveerme lo necesario y enseñarme a ser humilde y agradecido por lo que tiene, con la buena voluntad de ayudar a los demás.

A mi madre Adriana por darme la vida, amarme incondicionalmente y proveerme de todo lo necesario para que no me falte nada. Eres un gran ejemplo de valentía, esfuerzo y dedicación, gracias por enseñarme a trabajar arduamente por lo que se desea y sueña.

A mi hermano Israel por ser mi compañero de batallas, con quien he vivido los mejores momentos y disfrutado de la vida. Te admiro por ser un hombre sencillo, pero con un corazón gigante.

A mi abuelita Blanquita que ya no está con nosotros, pero quien con su gran humildad y sencillez nos enseñó a vivir agradecidos aun cuando se tiene poco.

A mis abuelitos Jaime, Francisco, Alicia y a todos mis tíos y primos por su amor y cariño.

A los amigos que son la familia que escogí y con los cuales hemos vivido experiencias inolvidables, gracias Darío, Jonathan, Santy Cevallos, Janny, Cheto, Andrea, Santy Aguirre, Paula, Carolina, Jhonny, Robert Guevara, Bryan Moreta y demás amigos que la vida me regaló.

A mi compañero de tesis y sobre todo amigo, Emilio, por siempre llevar buena vibra a donde va, no hubiera encontrado alguien mejor para este proyecto.

A mi tutor Dr. Pablo Caiza quien con paciencia y dedicación supo guiar adecuadamente este proyecto, su sencillez y espíritu investigador nos han inspirado para ser profesionales de excelencia.

David Alexander Cando Cevallos

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de investigación a mis padres Rogelio y Cleo, que me han brindado todo su apoyo en cada aspecto e instante de mi vida, que con su esfuerzo, tenacidad y cariño han hecho que los a convertido en un gran ejemplo a seguir para mí y mi hermana Victoria, todas las metas alcanzadas hasta el día de hoy han sido posibles gracias a ellos.

Emilio Santiago Morejón Armijo

AGRADECIMIENTO

A mi Padre Rogelio y mi Madre Cleo, por darme la vida y su amor incondicional, impulsándome siempre a superarme en mi formación académica, sin olvidar los valores inculcados que me han permitido ser una persona de bien.

A Victoria que ha sido un ejemplo de hermana mayor, ella fue mi cimiento para la construcción de mi vida profesional, sentó en mí el sentido de responsabilidad y deseos de superación, en ella tengo el espejo en el que me quiero reflejar pues sus virtudes infinitas y su gran corazón me llevan a admirarla cada día más.

A mi tío Mentor, a mi tía Leonor y demás familiares que directa o indirectamente han formado parte de este proyecto y mi formación.

A mi amigo y compañero de tesis David, que desde un inicio nos supimos entender para sacar adelante el presente proyecto, y de más amigos por el apoyo mutuo en nuestra formación profesional y personal.

Un agradecimiento especial al Dr. Pablo Caiza, por todo su apoyo y confianza depositada en el desarrollo de nuestro trabajo, finalmente a mis profesores por su paciencia y enseñanzas a lo largo de la carrera.

Emilio Santiago Morejón Armijo

ÍNDICE DE CONTENIDO.

CERTIFICACIÓN	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
AUTORIZACIÓN.....	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
DEDICATORIA	ix
AGRADECIMIENTO	x
RESUMEN EJECUTIVO.....	xxvi
ABSTRACT	xxvii
CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES	1
1.1. Introducción.....	1
1.2. Antecedentes.....	2
1.3. Planteamiento del problema	3
1.3.1. Macro.....	4
1.3.2. Meso	5
1.3.3. Micro.....	5
1.4. Área de influencia.....	6
1.4.1. Área de intervención.....	6
1.4.2. Área de influencia directa	6
1.4.3. Área de influencia indirecta.....	6
1.5. Justificación	6
1.6. Objetivos.....	7
1.6.1. Objetivo General.....	7
1.6.2. Objetivos Específicos	7
1.7. Metas.....	8
1.8. Hipótesis	8
1.9. Descripción del Puente Zámbriza	9

1.9.1.	Ubicación.....	9
1.9.2.	Descripción general.....	10
1.9.3.	Descripción estructural.....	12
1.9.3.1.	Tramos A1, B1 (41m).....	13
1.9.3.2.	Tramo A3, A4, B2, B3 (35m).....	15
1.9.3.3.	Tramo A2 (24m).....	19
1.9.3.4.	Tramo A5, B4 (26m).....	22
1.9.4.	Sistema Constructivo del Puente Zámbriza.....	25
1.10.	Propiedades de sitio.....	26
1.10.1.	Topografía.....	26
1.10.2.	Perfil de suelo.....	26
1.10.3.	Geología.....	28
1.10.4.	Velocidad del viento.....	32
1.10.5.	Peligrosidad sísmica.....	33
1.10.5.1.	Zona Sísmica y Factor Z.....	33
1.10.5.2.	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.....	34
1.10.5.3.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de la NEC-15.....	36
1.10.5.4.	Coefficiente de importancia I.....	39
1.10.5.5.	Factor de reducción R.....	41
1.10.5.6.	Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de la AASHTO 2014.....	43
	CAPÍTULO II.....	46
	MARCO TEÓRICO.....	46
2.1.	Consideraciones de Diseño AASHTO 2014.....	46
2.1.1.	Estados limite.....	46
2.1.2.	Cargas y factores de carga.....	47
2.1.2.1.	Carga permanente.....	47
2.1.2.2.	Carga móvil.....	48
2.1.2.2.1.	Camión de diseño.....	49
2.1.2.2.2.	Tándem de Diseño.....	50
2.1.2.2.3.	Carril de diseño.....	50
2.1.2.2.4.	Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño.....	51

2.1.2.2.5. Incremento por efecto dinámico.	51
2.1.2.3. Carga peatonal	52
2.1.2.4. Fuerza Centrífuga: CE	52
1.1.1.1. Fuerza de frenado: BR	52
2.1.2.5. Carga de viento	53
2.1.2.6. Carga sísmica.	56
2.1.2.6.1. Espectros para evaluación estructural.	56
2.1.2.6.2. Objetivos de rehabilitación sísmica.	62
2.1.2.7. Factores y Combinaciones de carga	63
2.1.3. Deflexiones	68
2.2. Monitoreo en Tiempo Real de Puentes.	69
2.3. Procesamiento de Señales.	72
2.3.1. Señal Analógica vs. Señal Digital.	73
2.3.2. Transformada de Fourier.	74
2.3.3. Transformada Discreta Rápida Fourier (DFT).	75
2.3.4. Criterio de Nyquist.	76
2.3.5. Transformada Rápida de Fourier (FFT).	77
2.3.6. Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC)	77
2.4. Ensayo de Esclerómetro.	79
2.5. Método de Análisis Tradicional.	81
2.5.1. Método de Longitud Efectiva.	82
2.5.2. Método de Análisis de Primer Orden.	82
CAPÍTULO III	85
INSTRUMENTACIÓN DEL PUENTE ZÁMBIZA	85
3.1. Introducción	85
3.2. Sistema de Monitorización.	87
3.3. Waspnote Smart Security.	88
3.4. Programación del Waspnote.	90
3.5. Lectura y almacenamiento de datos del Waspnote.	94
3.6. Ensayo con Carga Dinámica.	96
3.6.1. Procesamiento de Señal	101

3.7.	Ensayo de Esclerómetro.	107
CAPÍTULO IV		109
MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE ZÁMBIZA		109
4.1	Introducción.....	109
4.2	Normativa utilizada	109
4.3	Propiedades y Resistencia de materiales.	110
4.3.1	Hormigón.....	110
4.3.1.1	Resistencia a la Compresión.....	110
4.3.1.2	Peso Específico.....	110
4.3.1.3	Módulo de Elasticidad.	110
4.3.1.4	Coefficiente de Expansión Térmica.....	111
4.3.1.5	Coefficiente de Poisson.....	111
4.3.2	Acero de Refuerzo.	112
4.3.3	Acero Estructural.	112
4.3.4	Capa de Rodadura.....	112
4.4	Cargas	112
4.4.1	Superficie de rodamiento.....	112
4.4.2	Veredas	113
4.4.3	Protecciones.....	113
4.4.4	Peatones	113
4.4.5	Viento	114
4.4.5.1	Presión horizontal	114
4.4.5.2	Presión Vertical	114
4.4.6	Sobrecarga vehicular	114
4.4.7	Carga sísmica.....	115
4.4.8	Combinaciones de carga.....	120
4.5	Modelo Matemático del Puente Zámbez en CSI Bridge	121
4.5.1	Creación de Nuevo Documento.....	121
4.5.2	Definición Propiedades y Resistencia de Materiales.....	122
4.5.2.1	Definición de Secciones.	125
4.5.3	Definir Cargas.....	130

4.5.3.1	Cargas Vehiculares	130
4.5.4	Formación de Tramo A1	136
4.5.4.1	Crear ejes.	136
4.5.4.2	Crear carriles.....	139
4.5.4.3	Superestructura	141
4.5.4.4	Apoyos.....	144
4.5.4.5	Crear Estribos y Pilas.....	145
4.5.4.6	Generar Tramo A1	148
4.5.4.7	Asignar cargas	156
4.5.5	Rigidez de Apoyos.....	158
4.5.6	Análisis Modal.....	160
4.6	Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados.....	167
4.7	Modelo Matemático del Puente Zámbara en SAP2000.....	169
4.7.1	Importar desde AutoCAD.....	170
4.7.2	Importar desde Text File.....	172
4.7.3	Asignar Materiales y Secciones.....	176
4.7.4	Rigidez de Apoyos.....	176
4.7.5	Análisis Modal.....	177
4.8	Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados.....	185
4.9	Análisis de Resultados.....	186
4.9.1	Modelo Analítico vs. Experimental.....	186
4.9.2	Resultados del Modelo Calibrado en su Estado Límite de Servicio.....	187
4.9.3	Resultados del Modelo Calibrado en su Estado Límite de Resistencia.....	191
4.9.4	Resultados del Modelo Calibrado para Análisis Sísmico.....	201
4.9.4.1	Sismo Ocasional.	201
4.9.4.2	Sismo Raro.	206
CAPÍTULO V		212
PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PUENTE ZÁMBIZA		212
5.1	Introducción.....	212
5.2	Localización elementos a reforzar.....	213
5.3	Diseño secciones reforzadas.....	224

5.3.1	Geometría de la sección.....	224
5.3.2	Diseño del cordón de suelda.....	225
5.4	Verificación a Fuerza Axial.....	228
5.4.1	Sección Tipo I.....	228
5.4.2	Sección Tipo II.....	231
5.5	Verificación Relación Demanda/Capacidad.....	233
5.5.1	Sección Tipo I.....	233
5.5.2	Sección Tipo II.....	237
5.6	Resiliencia por Funcionalidad.....	238
CAPÍTULO VI		245
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		245
6.1	Conclusiones.....	245
6.2	Recomendaciones.....	248

ÍNDICE DE TABLAS.

Tabla 1. <i>Coordenadas inicio – fin del Puente Zámbriza.</i>	10
Tabla 2. <i>Dimensiones viga metálica 41m.</i>	15
Tabla 3. <i>Dimensiones viga metálica 35m.</i>	19
Tabla 4. <i>Dimensiones viga metálica 24m.</i>	21
Tabla 5. <i>Resumen de elementos estructurales Puente Zámbriza.</i>	24
Tabla 6. <i>Clasificación de los perfiles de suelo.</i>	27
Tabla 7. <i>Registros históricos velocidad de viento máxima observada estación M1156.</i>	32
Tabla 8. <i>Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.</i>	34
Tabla 9. <i>Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.</i>	35
Tabla 10. <i>Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.</i>	36
Tabla 11. <i>Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo Fs.</i>	36
Tabla 12. <i>Coefficiente de importancia estructuras según categoría NEC-15.</i>	40
Tabla 13. <i>Resumen de coeficientes sísmicos Puente Zámbriza NEC-15.</i>	41
Tabla 14. <i>Factores de reducción de fuerzas sísmicas estructuras diferentes a edificación NEC-15.</i>	42
Tabla 15. <i>Resumen de coeficientes sísmicos Puente Zámbriza AASHTO-14.</i>	44
Tabla 16. <i>Factores de presencia múltiple (m).</i>	49
Tabla 17. <i>Incremento por carga dinámica (IM).</i>	52
Tabla 18. <i>Valores de Cp para Barlovento y Sotavento.</i>	53
Tabla 19. <i>Tipos de Rugosidad de Superficie.</i>	54
Tabla 20. <i>Tipos de Exposición al Viento.</i>	55
Tabla 21. <i>Niveles de amenaza sísmica NEC-15.</i>	57
Tabla 22. <i>PGA y factores de sitio para diferentes niveles de amenaza.</i>	58
Tabla 23. <i>Objetivos de rehabilitación.</i>	63
Tabla 24. <i>Combinaciones de carga y Factores de Carga.</i>	67
Tabla 25. <i>Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).</i>	68
Tabla 26. <i>Límites de deflexión.</i>	69
Tabla 27. <i>Frecuencias Fundamentales de Vibración Puente Zámbriza.</i>	106
Tabla 28. <i>Períodos Fundamentales de Vibración Puente Zámbriza.</i>	106
Tabla 29. <i>Promedio de Frecuencias y Períodos de Vibración Puente Zámbriza.</i>	107
Tabla 30. <i>Resultados Ensayo Esclerómetro.</i>	108
Tabla 31. <i>Rigideces de apoyo CSI BRIDGE.</i>	159
Tabla 32. <i>Análisis Modal Tramo A1 CSI BRIDGE (85%Superestructura y 90% Infraestructura).</i>	161
Tabla 33. <i>Análisis Modal Tramo A2 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	164
Tabla 34. <i>Análisis Modal Tramo A3A4 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	164
Tabla 35. <i>Análisis Modal Tramo A5 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	165

Tabla 36. <i>Análisis Modal Tramo B1 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	166
Tabla 37. <i>Análisis Modal Tramo B2B3 CSI BRIDGE (75%Superestructura y 80% Infraestructura).</i>	166
Tabla 38. <i>Análisis Modal Tramo B4 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	167
Tabla 39. <i>Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados CSI BRIDGE.</i>	168
Tabla 40. <i>Rigideces de apoyo SAP2000.</i>	176
Tabla 41. <i>Análisis Modal Tramo A1 SAP2000 (85%Superestructura y 90% Infraestructura) ..</i>	179
Tabla 42. <i>Análisis Modal Tramo A2 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i> ..	181
Tabla 43. <i>Análisis Modal Tramo A3A4 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i>	182
Tabla 44. <i>Análisis Modal Tramo A5 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i> ..	183
Tabla 45. <i>Análisis Modal Tramo B1 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i> ..	183
Tabla 46. <i>Análisis Modal Tramo B2B3 SAP2000 (75%Superestructura y 80% Infraestructura).</i>	184
Tabla 47. <i>Análisis Modal Tramo B4 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).</i> ..	185
Tabla 48. <i>Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados SAP2000.</i>	185
Tabla 49. <i>Resultados Estado Límite Servicio II Tramo B2B3.</i>	190
Tabla 50. <i>Factores de reducción de la fuerza sísmica en subestructuras.</i>	221

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación Puente Zámbez.	10
Figura 2. Esquema en planta del proyecto.	10
Figura 3. Esquema en elevación Puente A.	11
Figura 4. Esquema en elevación Puente B.	11
Figura 5. Esquema de mecanismo articulado móvil-fijo Puente A y B.	13
Figura 6. Tramos A1, B1 (41m) en planta.	13
Figura 7. Tramo A1 (41m) y Pila P3 en elevación.	14
Figura 8. Tramo B1 (41m) y Pila P2 en elevación.	15
Figura 9. Tramos A3, A4, B2 y B3 (41m) en planta.	16
Figura 10. Tramo A3 y A4 (35m) en elevación.	16
Figura 11. Tramo B2 y B3 (35m) en elevación.	17
Figura 12. Detalle en elevación Pilas P2 (Tramo A3) y P1 (Tramo A4).	18
Figura 13. Detalle en elevación Pilas P2 (Tramo B2) y P1 (Tramo B3).	18
Figura 14. Tramo A2 (24m) en planta.	19
Figura 15. Tramo A2 (24m) en elevación.	20
Figura 16. Detalle en elevación Pilas P3 y P2 (Tramo A2).	21
Figura 17. Tramo A5, B4 (26m) en planta.	22
Figura 18. Tramo A5 (26m) y Pila P1 en elevación.	23
Figura 19. Tramo B4 (26m) y Pila P1 en elevación.	23
Figura 20. Tramo B1 (41m) y Pila P2 en elevación.	24
Figura 21. Sistema de fallas ciegas de Quito.	30
Figura 22. Distancia perpendicular del puente a la falla geológica más cercana.	31
Figura 23. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador para propósitos de diseño.	34
Figura 24. Espectro Elástico Aceleraciones para Sismo de Diseño NEC-15.	37
Figura 25. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones Puente Zámbez NEC-15.	41
Figura 26. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones Puente Zámbez NEC-15.	42
Figura 27. Espectro Elástico Aceleraciones para.	43
Figura 28. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones.	44
Figura 29. Comparación Espectros Diseño Puente Zámbez NEC-15 y AASHTO-14.	45
Figura 30. Camión de diseño.	49
Figura 31. Tándem de diseño.	50
Figura 32. Carga de carril de diseño.	50
Figura 33. Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Quito NEC-15.	57
Figura 34. Espectro elástico sismo frecuente NEC-15.	58
Figura 35. Espectro inelástico sismo frecuente NEC-15.	59
Figura 36. Espectro elástico sismo ocasional NEC-15.	59
Figura 37. Espectro inelástico sismo ocasional NEC-15.	60
Figura 38. Espectro elástico sismo raro NEC-15.	60
Figura 39. Espectro inelástico sismo raro NEC-15.	61
Figura 40. Espectro elástico sismo muy raro NEC-15.	61

Figura 41. Espectro inelástico sismo muy raro NEC-15.....	62
Figura 42. Esquema de monitorización Puente Zámbriza.....	71
Figura 43. Señal Analógica y Señal Digital.....	73
Figura 44. Señal digital con $T=0.1s$ y $T_s=0.17$	76
Figura 45. Martillo Original Schmidt Proceq Modelo N/L.....	80
Figura 46. Curva de Conversión de un Cilindro Martillo Original Schmidt.....	80
Figura 47. Curva de Conversión de un Cubo Martillo Original Schmidt.....	81
Figura 48. Wasmote Modelo Smart Enviroment Pro.....	86
Figura 49. Wasmote Modelo Smart Security.....	86
Figura 50. Sistema de Monitorización Plug & Sense.....	88
Figura 51. Ejes X, Y, Z y Sensor Aceleración Wasmote.....	89
Figura 52. Botón, puertos (izq.) y accesorios (der.) de Wasmote.....	89
Figura 53. Carga con Panel Solar Wasmote.....	90
Figura 54. Software Wasmote Pro IDE - v06.....	91
Figura 55. Botón Encendido/Apagado del Wasmote.....	91
Figura 56. Puerto USB, Cable USB y conexión Computadora-Wasmote.....	92
Figura 57. Abrir el código en Wasmote Pro IDE - v06.....	92
Figura 58. Compilar el código en Wasmote Pro IDE - v06.....	93
Figura 59. Cargar el código desde Wasmote Pro IDE - v06 en la mota.....	93
Figura 60. Abrir Monitor Serie en Wasmote Pro IDE - v06.....	94
Figura 61. Ventana Monitor Serie en Wasmote Pro IDE - v06.....	95
Figura 62. Lecturas de aceleración del Wasmote.....	96
Figura 63. Tráfico Vehicular Ensayo Carga Dinámica.....	97
Figura 64. Esquema de Ubicación de Sensores Puente Zámbriza.....	98
Figura 65. Ubicación de Sensor Tramo A1.....	98
Figura 66. Ubicación de Sensor Tramo A2.....	98
Figura 67. Ubicación de Sensor Tramo A3.....	99
Figura 68. Ubicación de Sensor Tramo A4.....	99
Figura 69. Ubicación de Sensor Tramo A5.....	99
Figura 70. Ubicación de Sensor Tramo B1.....	100
Figura 71. Ubicación de Sensor Tramo B2.....	100
Figura 72. Ubicación de Sensor Tramo B3.....	100
Figura 73. Ubicación de Sensor Tramo B4.....	101
Figura 74. Software Seismo Signal 2016.....	101
Figura 75. Abrir archivo .txt en Seismosignal.....	102
Figura 76. Configuración Inicial para Ingresar Aceleraciones.....	103
Figura 77. Filtro Butterworth Bandpass Sensor Tramo A1 sentido Z.....	104
Figura 78. FFT Sensor Tramo A1 sentido Z.....	104
Figura 79. Aceleración, Velocidad y Desplazamiento vs Tiempo Sensor Tramo A1 sentido Z.....	105
Figura 80. Ensayo Esclerómetro Pila P3 (izq.), Tablero (cent.) y Viga H.P (der.).....	107

Figura 81. Software CSI BRIDGE V.20.0.0.....	109
Figura 82. Esquema aplicación de viento en superestructura.....	114
Figura 83. Definición espectros sísmicos CSI BRIDGE.....	115
Figura 84. Espectro sismo NEC-15 CSI BRIDGE.....	115
Figura 85. Espectro sismo Frecuente CSI BRIDGE.....	116
Figura 86. Espectro sismo Ocasional CSI BRIDGE.....	116
Figura 87. Espectro sismo Raro CSI BRIDGE.....	117
Figura 88. Espectro sismo Muy Raro CSI BRIDGE.....	117
Figura 89. Caso de carga SX+0.30SY para sismo Ocasional.....	118
Figura 90. Caso de carga SY+0.30SX para sismo Ocasional CSI BRIDGE.....	119
Figura 91. Definición espectros sísmicos CSI BRIDGE.....	119
Figura 92. Creación documento CSI Bridge.....	121
Figura 93. Ventana New Model.....	122
Figura 94. Creación de material.....	122
Figura 95. Definición material hormigón.....	123
Figura 96. Definición material ASTM A615 Grado 60.....	124
Figura 97. Definición material ASTM A-588.....	125
Figura 98. Creación de material.....	125
Figura 99. Ventana Frame Section.....	126
Figura 100. Definición sección pila.....	126
Figura 101. Datos del refuerzo.....	127
Figura 102. Modificadores de rigidez de la sección.....	127
Figura 103. Definición sección viga cabezal.....	128
Figura 104. Crear elemento nonprismatic.....	128
Figura 105. Definición sección viga metálica.....	129
Figura 106. Asignar secciones a elemento nonprismatic.....	129
Figura 107. Definición sección viga hormigón pre-esforzado.....	130
Figura 108. Crear nuevo vehículo.....	130
Figura 109. Importar nuevo vehículo.....	131
Figura 110. Selección de vehículos a importar.....	132
Figura 111. Crear la clase de vehículo.....	132
Figura 112. Definir la clase de vehículos.....	133
Figura 113. Definir los estados de carga.....	133
Figura 114. Crear cargas de área.....	134
Figura 115. Definición de carga de área debido al asfalto.....	135
Figura 116. Definición de carga lineal debido a protecciones.....	136
Figura 117. Creación de ejes.....	136
Figura 118. Ventana Bridge Layout Tramo Quito.....	137
Figura 119. Ventana Horizontal Layout.....	138
Figura 120. Ventana Vertical Layout Tramo Quito.....	139
Figura 121. Crear nuevo carril (Lane).....	139

Figura 122. Definir parámetros del carril.....	140
Figura 123. Visualización de carriles.....	140
Figura 124. Selección de carriles a mostrar.	141
Figura 125. Esquema de carriles creados.....	141
Figura 126. Creación de tablero.	142
Figura 127. Ventana Deck Section.....	142
Figura 128. Definición sección tablero sobre vigas metálicas.	143
Figura 129. Definición de diafragmas.....	143
Figura 130. Ventana Bridge Diaphragm Property.	144
Figura 131. Definición de Apoyos.....	144
Figura 132. Ventana Bridge Bearing Data.	145
Figura 133. Definición de Estribos.	145
Figura 134. Ventana Bridge Abutment Data.....	146
Figura 135. Definición de Pilas.....	147
Figura 136. Ventana Bridge Bent Data.	147
Figura 137. Ventana Bridge Bent Column Data.	148
Figura 138. Generación Tramo A1.	148
Figura 139. Ventana Bridge Object Data.....	149
Figura 140. Ventana Modify /Show Assignments.	150
Figura 141. Ventana Bridge Object Abutment Assignments Estribo.	151
Figura 142. Ventana Bridge Object Abutment Assignments Pila.....	152
Figura 143. Ventana Diaphragm Assignments	153
Figura 144. Ventana Superelevation Assignment.....	153
Figura 145. Regeneración del Puente.....	154
Figura 146. Tramo A1 regenerado.	155
Figura 147. Asignar rigidizadores.....	156
Figura 148. Asignación de cargas.	157
Figura 149. Ventana Area Load Assigment.	158
Figura 150. Ventana Line Load Assigment.	158
Figura 151. Rigideces de apoyo Tramo A1 CSI BRIDGE.	160
Figura 152. Reducción inercia superestructura (der.) e infraestructura (izq.) -CSI BRIDGE. ...	161
Figura 153. Primer modo vibrar Tramo A1 (Ty=0.4592s)-CSI BRIDGE.	162
Figura 154. Segundo modo vibrar Tramo A1 (Tx=0.4038s)-CSI BRIDGE.....	163
Figura 155. Tercer modo vibrar Tramo A1 (Tz=0.3781s)-CSI BRIDGE.....	163
Figura 156. Software SAP2000 V.19.0.0.....	169
Figura 157. Exportar CSI BRIDGE a .dxf.	170
Figura 158. Importar desde AutoCAD a SAP2000.....	171
Figura 159. Configuración inicial de importación.	171
Figura 160. Asignación de capas.	172
Figura 161. Geometría General en SAP2000.....	172
Figura 162. Exportar CSI BRIDGE a .b2k.	173

Figura 163. Exportar Materiales y Secciones en archivo .b2k CSI BRIDGE.....	173
Figura 164. Cambio de propiedades CSI BRIDGE a SAP2000.	174
Figura 165. Importar archivo .b2k a SAP2000.	174
Figura 166. Abrir archivo .b2k en SAP2000.....	175
Figura 167. Definición materiales y secciones SAP2000.	175
Figura 168. Rigideces de apoyo Tramo A1 SAP2000.	177
Figura 169. Reducción inercia superestructura (der.) e infraestructura (izq.) -SAP2000.....	178
Figura 170. Primer modo vibrar Tramo A1 ($T_x=0.4350s$)-SAP2000.....	180
Figura 171. Segundo modo vibrar Tramo A1 ($T_y=0.4165s$)-SAP2000.....	180
Figura 172. Tercer modo vibrar Tramo A1 ($T_z=0.394s$)-SAP2000.	181
Figura 173. Deflexión en estado límite de Servicio I Tramo B2B3.....	188
Figura 174. Deflexión en estado límite de Servicio II Tramo B2B3.	188
Figura 175. Deflexiones de estado límite de Servicio II Tramo B2B3.....	189
Figura 176. Diagrama de axial estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.	191
Figura 177. Diagrama de cortante estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.....	192
Figura 178. Diagrama de torsión estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.....	194
Figura 179. Propiedades sección Viga35m en $X=70m$ Tramo B2B3.....	195
Figura 180. Diagrama de momentos estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.	197
Figura 181. Sección viga extrema derecha ($X=17.5m$) Tramo B2B3.....	198
Figura 182. Comparación μ Actuante vs. μ Resistente Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.	199
Figura 183. Comparación Demanda vs. Capacidad Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.....	200
Figura 184. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.....	201
Figura 185. Diagrama de axial Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.....	202
Figura 186. Diagrama de cortante Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.	203
Figura 187. Diagrama de torsión Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.	204
Figura 188. Diagrama de momentos Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.....	205
Figura 189. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.....	206
Figura 190. Diagrama de axial Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.....	207
Figura 191. Diagrama de cortante Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.....	208
Figura 192. Diagrama de torsión Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.	209
Figura 193. Diagrama de momentos Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.....	210
Figura 194. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera evento Extremo I Raro Tramo B2B3.....	211
Figura 195. Combinaciones de carga para diseño reforzamiento Tramo B2B3.	213
Figura 196. Opción diseño elementos de acero (izq.) y elementos de hormigón (der.) CSI BRIDGE.	213
Figura 197. Método de Análisis Tradicional CSI BRIDGE.	214
Figura 198. Elementos sobre pila P2 con Relación $D/C > 1$ Tramo B2B3.....	215

Figura 199. Elementos sobre Tornapunta con Relación D/C>1 Tramo B2B3.	215
Figura 200. Elementos sobre pila P1 con Relación D/C>1 Tramo B2B3.....	216
Figura 201. Rigidizadores inferiores con Relación D/C>1 Tramo B2.....	217
Figura 202. Rigidizadores inferiores con Relación D/C>1 Tramo B2.....	217
Figura 203. Rigidizadores Inferiores con Relación D/C>1 Tramo B2B3.....	217
Figura 204. Relación D/C Tornapuntas Evento Extremo I con Sismo Raro Tramo B2B3.	218
Figura 205. Relación D/C Tornapuntas Evento Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3.....	218
Figura 206. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.) Evento Extremo I Sismo NEC-15 Tramo B2B3.	219
Figura 207. Detalle de armadura tipo de las pilas P1 y P2 Tramo B2B3.	220
Figura 208. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.) Evento Extremo I Sismo NEC-15, R=3.5 T-B2B3.	222
Figura 209. Relación D/C Pila P1(izq.) y Pila P2(der.) Evento Extremo I Sismo Ocasional, R=3.5 T-B2B3.	222
Figura 210. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.) Evento Extremo I Sismo Raro, R=3.5 T-B2B3.	223
Figura 211. Sección Original (izq.) y Sección Reforzada (der.) diafragma y cordón inferior Tramo B2B3.	224
Figura 212. Sección Original (izq.) y Sección Reforzada (der.) rigidizadores inferiores apoyos Tramo B2B3.....	225
Figura 213. Tipo y localización de suelda unión Sección Tipo II.	226
Figura 214. Tipo y localización de suelda unión Sección Tipo I.....	227
Figura 215. Diagrama axiales Sección Tipo I Resistencia I Tramo B2B3.	228
Figura 216. Diagrama axiales Sección Tipo I Resistencia IV Tramo B2B3.	229
Figura 217. Diagrama axiales Sección Tipo I Resistencia V Tramo B2B3.....	229
Figura 218. Diagrama axiales Sección Tipo I Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3.....	230
Figura 219. Fuerza Axial Resistente sección reforzada Tramo B2B3.	230
Figura 220. Diagrama axiales Sección Tipo II Resistencia I Tramo B2B3.	231
Figura 221. Diagrama axiales Sección Tipo II Resistencia IV Tramo B2B3.	231
Figura 222. Diagrama axiales Sección Tipo II Resistencia V Tramo B2B3.	232
Figura 223. Diagrama axiales Sección Tipo II Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3. ..	232
Figura 224. Fuerza Axial Resistente sección reforzada Tramo B2B3.	233
Figura 225. Relación D/C Diafragma reforzado en Pila P2 Tramo B2.	234
Figura 226. Relación D/C Diafragma reforzado en Pila P1 Tramo B3.	235
Figura 227. Relación D/C Diafragma reforzado en Tornapunta Tramo B2.	235
Figura 228. Relación D/C Diafragma reforzado en Tornapunta Tramo B3.	236
Figura 229. Relación D/C cordón inferior reforzado diafragmas intermedios Tramo B3.	236
Figura 230. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Pila P1 Tramo B2.....	237
Figura 231. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Tornapunta Tramo B2.....	237
Figura 232. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Tornapunta Tramo B3.....	238

Figura 233. Funcionalidad vs. Tiempo de una estructura.	240
Figura 234. Calidad vs. Tiempo de una Infraestructura.	241
Figura 235. Calidad vs. Tiempo de una Infraestructura para varios eventos.	242
Figura 236. Curva de resiliencia Deformación vs Tiempo Tramo B2B3.	243
Figura 237. Curva de resiliencia Período en Z vs Tiempo Tramo B2B3.	244

RESUMEN EJECUTIVO

En este proyecto se describe el “Puente Zámbriza”, ubicado en la Av. Simón Bolívar a la altura de la parroquia Zámbriza, Quito-Ecuador, el puente se modeló en el programa de análisis estructural CSI BRIDGE en todos sus tramos (A1, A2, A3A4, A5, B1, B2B3 y B4), los periodos de vibración analíticos reportados por el programa computacional se calibran a los períodos experimentales del ensayo con acelerómetros, cuya señal fue procesada mediante la Transformada Rápida de Fourier del programa Seismo Signal 2016. La calibración se logró reduciendo las inercias de los elementos de la superestructura e infraestructura, en virtud de validar los resultados de respuesta dinámica, se realizó un modelo alternativo en el programa SAP2000 con resultados satisfactorios. Se comprueba que los tramos B2B3 presentan la mayor reducción de inercias (75% Superestructura y 80% Infraestructura), sobre los cuales como propuesta de reforzamiento, se aumentó las secciones de los elementos de diafragmas de apoyos, cordón inferior de diafragmas intermedios y rigidizadores inferiores. El análisis del estado actual se realizó en los estados límites de servicio y resistencia, también se verificó el comportamiento ante el sismo de diseño, sismo ocasional y sismo raro dados por la NEC-15. A su vez, se comprobó satisfactoriamente el proceso de instalación de la instrumentación de monitoreo en tiempo real propuesto en el Puente San Pedro.

PALABRAS CLAVE:

- **PUENTE ZÁMBIZA**
- **ACELERÓMETRO**
- **TRANSFORMADA RÁPIDA DE FOURIER**
- **MONITOREO EN TIEMPO REAL**
- **PERÍODO DE VIBRACIÓN**

ABSTRACT

This project describes the “Puente Zámbriza”, located on Simón Bolívar Avenue, in the Zámbriza parish, Quito-Ecuador, the bridge was modeled in the structural analysis software CSI BRIDGE in all of its spans (A1, A2, A3A4, A5, B1, B2B3 and B4), the analytical vibration periods reported by the software are calibrated to the experimental periods obtained from the accelerometer test, whose signal was processed by applying the Fast Fourier Transform in the Seismo Signal 2016 software. This calibration was achieved by reducing the inertia of the elements of the superstructure and infrastructure. In terms of validating the dynamic response results, an alternative model was developed in the SAP2000 software obtaining satisfactory results. From the analysis, the B2B3 spans had the greatest reduction of inertia (75% Superstructure and 80% Infrastructure), on these spans, as a reinforcement recommendation, the elements sections of the diaphragms and lower stiffeners were increased. The analysis of the current state was carried out in the service and resistance limit states, the structural behavior was also verified against the design earthquake, occasional earthquake and rare earthquake given by the NEC-15. At the same time, the installation process of the real-time monitoring instrumentation proposed in the work of the San Pedro Bridge was successfully verified.

KEYWORDS:

- **ZÁMBIZA BRIDGE**
- **ACCELEROMETER**
- **FAST FOURIER TRANSFORM**
- **STRUCTURAL HEALTH MONITORING**
- **VIBRATION PERIOD**

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1. Introducción

Los puentes a nivel mundial representan estructuras importantes en términos de interconexión y continuidad vial, a tal punto que deben mantenerse funcionales, incluso después de un evento extraordinario. De esta manera las zonas afectadas no quedarían en aislamiento y podrán recibir la asistencia necesaria.

Sobre la base anterior y considerando que el Ecuador es una zona de alto riesgo sísmico, los puentes en este país deben ser concebidos no solamente como el medio para vencer obstáculos topográficos y de afluentes, sino también como vías de ingreso y evacuación para zonas con potencial de sufrir catástrofes naturales.

Terremotos como el ocurrido en abril del 2016 en Manabí, muestran que se debe poner especial atención tanto a la construcción como al mantenimiento de las estructuras consideradas como esenciales. Es evidente que se debe tener un claro conocimiento del estado actual resistente de las estructuras, para predecir su comportamiento ante estos eventos y mitigar en lo posible las pérdidas materiales y sobre todo humanas.

El monitoreo de las estructuras en tiempo real es una alternativa para determinar su estado resistente, detectar posibles fallas que comprometan la integridad de la estructura y proponer alternativas de reforzamiento de ser necesario.

Es por esto que se plantea utilizar acelerómetros de alta precisión, para monitorear las aceleraciones del puente Zámbriza, las cuales son causadas por las sollicitaciones cotidianas a las que está sujeto, comparar los resultados con el modelo matemático realizado en el software CSI

BRIDGE 2017 V.20, evaluar el estado actual resistente y presentar un reforzamiento en caso que se requiera.

1.2. Antecedentes

Los primeros puentes construidos por seres humanos eran probablemente tramos de troncos o tablonces de madera acomodados por el hombre primitivo y finalmente, piedras, usando un simple apoyo y una viga transversal. La mayoría estos primeros puentes construidos no podían soportar sobrecargas considerables o fuertes corrientes de agua. Fueron estas deficiencias que llevaron al desarrollo y a la evolución progresiva de la construcción de puentes cada vez mejores. (Arkiplus, 2016). Más adelante los puentes eran de mampostería de piedra en arco como parte de acueductos romanos construidos hace 2000 años (Romo, 2015). Con la revolución industrial en el siglo IX, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para construir puentes más grandes, pero el hierro no tenía la resistencia necesaria para soportar grandes cargas. Con el advenimiento de acero, que tiene una resistencia mayor, fueron construidos puentes mucho más grandes, muchos usando las ideas de Gustave Eiffel (Arkiplus, 2016). El hormigón armado también apareció como una alternativa a principios del siglo XX, extendiéndose rápidamente por toda Europa. Se imponen dos soluciones: los de viga de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa o tablero, o vigas de cajón para luces mayores. Después de la Segunda Guerra Mundial se continuaron construyendo puentes de hormigón armado, pero rápidamente se impuso el hormigón pretensado que admite aceros de mayor resistencia (Betancourt, 2013).

El monitoreo estructural en sus inicios comprendía procedimientos visuales o experimentales como ultrasonido, corrientes Eddy, radiografías, etc. Sin embargo, estos métodos clásicos presentan desventajas debido a que requieren que la localización del daño sea conocida y de fácil

acceso. Con el desarrollo de técnicas basadas en cambios de vibración de la estructura, se puede conocer las fallas internas y aquellas que se ocultan a simple vista (Amézquita Sánchez, 2012).

Vinueza Elizalde (2017), realizó el estudio de instrumentación y capacidad resistente del Puente San Pedro, ubicado en la entrada a San Rafael-Sangolquí, utilizando acelerógrafos y el software CSI BRIDGES 2015, los resultados muestran que la superestructura tiene un comportamiento variable asociado a cada modo de vibración, y los periodos varían de 0.138s a 1.457s en sus tres tramos, además de mostrar que la estructura presentaba deflexiones superiores a los límites máximos permisibles. Estas deformaciones se deben a las manifestaciones patológicas, físicas y químicas que afectan a su estética y estado resistente.

La carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE desarrolló durante el año 2013 un proyecto de monitoreo en el Puente San Pedro mencionado en el párrafo anterior, y se busca confirmar el proceso de instalación de la instrumentación de monitoreo y resultados obtenidos, aplicados en el Puente de Zámiza.

El puente de Zámiza fue construido en el año 2003, se ubica en la Av. Simón Bolívar Tramo II a la altura de la parroquia Zámiza. El proyecto consta de dos puentes gemelos cuya longitud es de 135m y 111m aproximadamente, y tres carriles cada uno. Su tipología estructural se compone de losa sobre vigas de acero y hormigón postensado, sus vanos son simplemente apoyados, uno de ellos se encuentra soportado por una estructura metálica tipo tornapunta, las pilas se componen de dos columnas circulares unidas por riostras y los estribos de hormigón armado. (PATE C.A., 2017)

1.3. Planteamiento del problema

Los puentes en el Ecuador debido a los años de uso, el incremento del flujo vehicular y su importancia dentro de una red vial en términos de interconexión, requieren un amplio estudio de

su estado resistente y condiciones estructurales. Anteriormente el estudio se limitaba a la estimación de las características de los puentes únicamente en la fase de su diseño, sin considerar el deterioro paulatino que toda estructura sufre de forma natural con el paso del tiempo. Además, este tipo de estudios debido a su alto costo es evitado con frecuencia. Las nuevas tecnologías de monitoreo en tiempo real son una buena alternativa para conocer el estado estructural de los puentes en nuestro medio. Esto requiere de la participación de técnicos especialistas y una metodología clara para sacar el máximo provecho.

1.3.1. Macro

Los puentes a nivel mundial representan un factor importante en el desarrollo económico y social de un país, y según (Tadeu Mascia & Lenz Sartorti, 2011), esta infraestructura es el componente más vulnerable de las carreteras, además tienen un importante impacto en asegurar continuidad del servicio de transporte y que las tareas de comercio e interconexión no se vean interrumpidas.

Se ha de tener en cuenta que las tareas de conservación y mantenimiento son de vital importancia, y no empiezan cuando se recibe una obra, sino que deben ser consideradas en la fase de anteproyecto, y ser aplicadas durante la construcción del puente y la vida útil del mismo. (Matute Rubio & Pulido Sánchez, 2012).

Es sustancial que exista información respecto a la periodicidad con que se deben efectuar estas tareas, la cual variará según la tipología del puente y los agentes externos a los cuales está sometido constantemente. No pensar únicamente en el coste y la construcción de las estructuras sino que luego hay que mantenerlas y conservarlas (Matute Rubio & Pulido Sánchez, 2012).

Por otro lado está el hecho de que no se conoce a ciencia cierta el estado resistente actual de estas estructuras, y esto se vuelve trascendental si se toma en cuenta que con el paso del tiempo,

no solamente se deteriora el puente de forma natural, sino que existe un incremento del parque vehicular y se ingresan al mercado unidades con mayor capacidad de carga.

1.3.2. Meso

En Ecuador está muy extendida la creencia de que los puentes tienen un período de vida muy largo, esta opinión se basa en el hecho de que diversos puentes construidos en el siglo pasado, como los presentes en el centro histórico de Quito, aún sobreviven. Gran parte de estos son de mampostería y parecen soportar la prueba del tiempo (Ministerio de Transportes y Comunicaciones República del Perú, 2006).

Por otro lado, los organismos reguladores como el Ministerio de Transporte y Obras Públicas únicamente exigen que las tareas de mantenimiento sean realizadas por el período de 24 meses posterior a la terminación de la obra (Ministerio de Transporte y Obras Públicas, 2017). Dichas tareas contemplan la limpieza de maleza, cuidado del terreno, protección de la estructura, pintura y señalización, sin embargo no se considera un estudio estructural más a fondo para determinar el estado resistente real de la estructura que permita anticipar el comportamiento de sus elementos ante variación de carga vehicular y condiciones ambientales de mayor intensidad.

1.3.3. Micro

El Puente de Zámbriza vence una quebrada importante y forma parte de la Av. Simón Bolívar, una de las vías principales de comunicación de la ciudad de Quito, este hecho hace que el puente sea de vital importancia y que deba encontrarse en condiciones de funcionalidad óptimas, se estima que por el puente circulan alrededor de 50.000 vehículos diarios. (PATE C.A., 2017)

Según (NEC-15, 2014), Quito está en una zona de alto riesgo sísmico, y esto se debe a que en la ciudad existen varias fallas ciegas importantes sobre las cuales están asentadas las estructuras locales.

El Puente de Zábiza se encuentra dentro del área de ruptura de la falla ciega de Quito La Bota-El Batán-Ilumbisí (Barbat & Aguiar Falconí, 2011), esto hace que la estructura sea vulnerable en términos de sismicidad, por lo que una evaluación de la capacidad de carga permitirá conocer a detalle las características resistentes y patologías propias del puente.

De esta forma se puede extender de manera significativa el ciclo de vida del puente a través de un adecuado programa de mantención estructural y monitoreo en tiempo real, considerando que en nuestro país no se cuenta con normas establecidas en este campo.

1.4. Área de influencia

1.4.1. Área de intervención

Puente Zábiza Av. Simón Bolívar, Tramo II Km 1.528, Quito.

1.4.2. Área de influencia directa

Parroquia rural de Zábiza, cantón Quito.

1.4.3. Área de influencia indirecta

Todas las personas que viven en la parroquia de Zábiza (6.000 hab. Censo INEC, 2010) y aquellas que viajen por la Av. Simón Bolívar al norte de Quito y al valle de Cumbayá (31.463 hab. Censo INEC, 2010). (INEC, 2017)

1.5. Justificación

Debido a la importancia que poseen las estructuras viales para la comunicación y comercio, los puentes deben ser estudiados y monitoreados periódicamente con metodologías de bajo costo que sean de carácter preventivo y correctivo, cuya ejecución sea técnicamente viable para las instituciones responsables, evitando así daños mayores y repercusiones económicas importantes.

Por otro lado, está el hecho de que no se conoce a ciencia cierta el estado resistente actual de estas estructuras, y esto se vuelve trascendental si se toma en cuenta que con el paso del tiempo dicha resistencia se va reduciendo paulatinamente a una tasa también desconocida, y añadido al incremento del parque vehicular y nuevas unidades con mayor capacidad de carga, el efecto puede ser crítico y el futuro de la estructura incierto.

Sobre esta base, el proyecto propuesto detalla una metodología de evaluación de la capacidad resistente de un puente, a través de monitoreo en tiempo real, y que esta pueda ser aplicada a un bajo costo.

1.6. Objetivos

1.6.1. Objetivo General

Determinar las características funcionales del Puente Zámbriza, a través de una calibración del modelo analítico con el modelo real obtenido de un ensayo experimental de monitoreo en tiempo real con acelerógrafos, para establecer el estado resistente.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Determinar el periodo de vibración del puente.
- Realizar un modelamiento del Puente Zámbriza a través de un software de análisis estructural.
- Determinar las propiedades mecánicas actuales de los materiales.
- Comparar las propiedades mecánicas de los materiales del modelo calibrado con las obtenidas mediante el ensayo del esclerómetro.
- Proponer recomendaciones de mantenimiento y reforzamiento de ser necesario, en función de los resultados del análisis previo.

- Proponer una metodología para monitoreo y vigilancia del Puente Zábiza, aplicando el procedimiento de monitoreo implementado en el Puente San Pedro.

1.7. Metas.

- Periodos de vibración fundamentales promedio de la estructura a partir del ensayo de aceleraciones.
- Modelo estructural inicial del Puente Zábiza, en un software de análisis estructural, capaz de describir el comportamiento ante cargas verticales y sísmicas.
- Modelo estructural calibrado del Puente Zábiza, a partir de la variación de las propiedades mecánicas del puente.
- Ensayo de esclerómetro para obtener las propiedades mecánicas de los materiales.
- Recomendaciones de mantenimiento y/o reforzamiento, a partir de la evaluación estructural.
- Metodología de monitoreo para el puente de Zábiza.

1.8. Hipótesis

El modelo analítico tiene un comportamiento dinámico similar al experimental realizado con acelerógrafos, lo que garantiza la confiabilidad de resultados en cuanto al estado resistente del puente Zábiza.

1.9. Descripción del Puente Zábiza

1.9.1. Ubicación

El puente de Zábiza se encuentra ubicado en el acceso El Inca – Vía Perimetral (Figura 1), en la prolongación norte de la avenida Simón Bolívar a la altura de la parroquia de Zábiza, cantón Quito, a una altitud aproximada de 2680 msnm y en las coordenadas que se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1.

Coordenadas inicio – fin del Puente Zámbriza.

	Inicio	Fin
Norte (m)	9983577.6	9983668.8
Este (m)	783960.3	784090.5



Figura 1. Ubicación Puente Zámbriza.

Fuente: (Google Maps, 2018)

1.9.2. Descripción general

El proyecto consta de dos puentes paralelos que se denominarán Puente A y Puente B como se puede apreciar en la Figura 2.

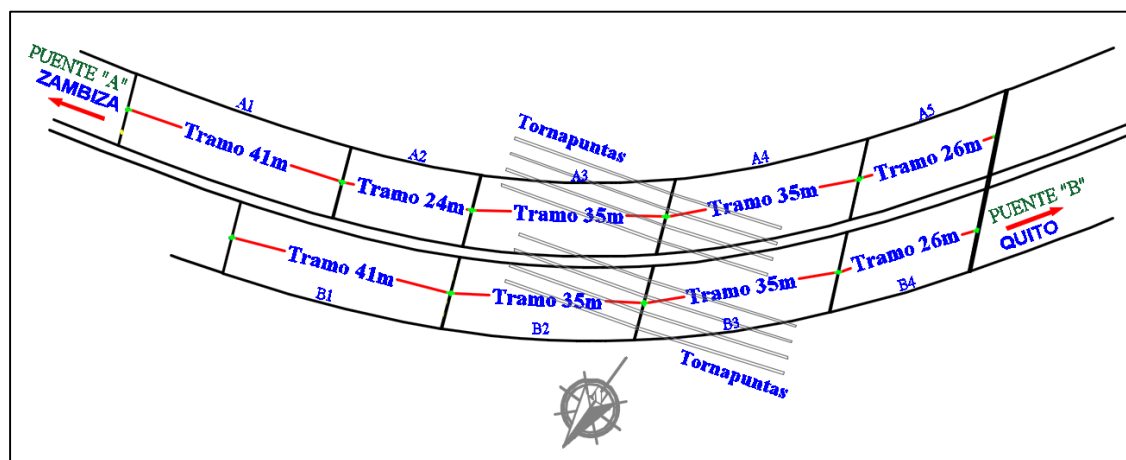


Figura 2. Esquema en planta del proyecto.

El Puente A que traslada a Zámbriza tiene una longitud de 161m y el Puente B en dirección a Quito de 137m, cada uno de los puentes cuenta con tres carriles de circulación, a ello se integran las aceras peatonales y protecciones, además de las juntas de dilatación.

En la Figura 3 se muestra el Puente A que se compone de 5 tramos: un tramo de 41m (A1), un tramo de 24m (A2), dos tramos de 35m (A3, A4) y un tramo de 26m (A5).

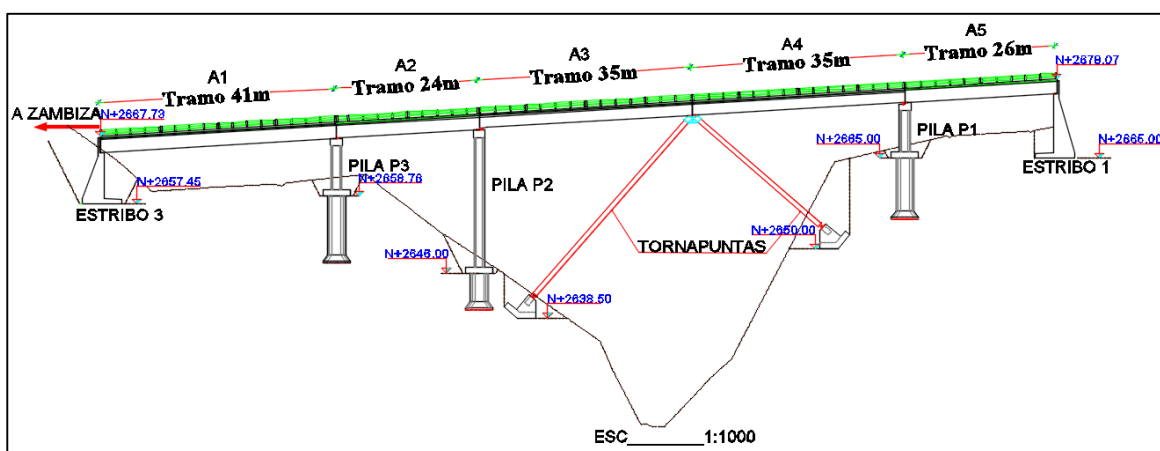


Figura 3. Esquema en elevación Puente A.

En la Figura 4 se muestra el Puente B que se compone de 4 tramos: un tramo de 41m (B1), dos tramos de 35m (B2, B3) y un tramo de 26m (B4).

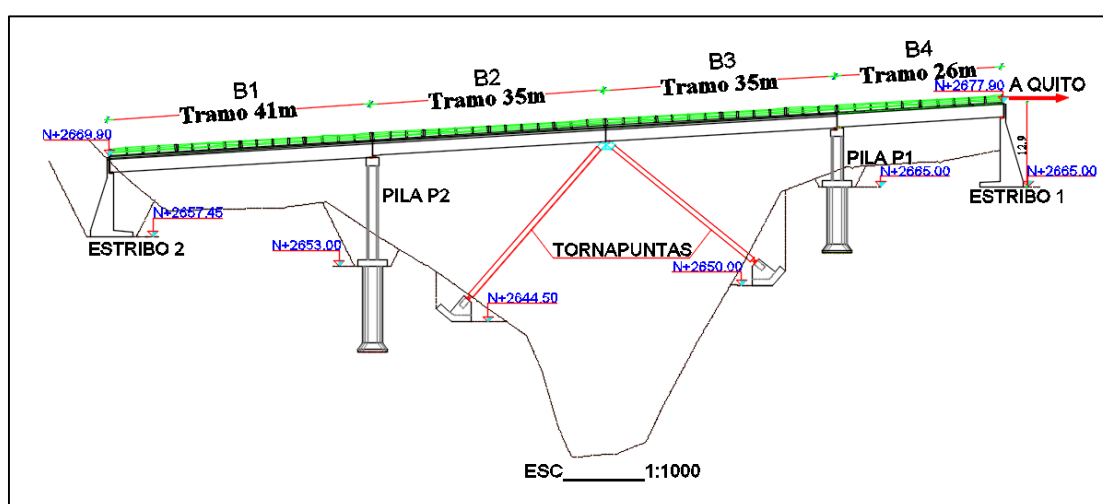


Figura 4. Esquema en elevación Puente B

De acuerdo a las condiciones geográficas y del trazado vial, el puente se desarrolla sobre una curva con una pendiente longitudinal promedio del 6.0%, además se debe mencionar que el puente vence una depresión de 55m en la parte central medida desde el tablero.

1.9.3. Descripción estructural

La tipología estructural será descrita en términos de superestructura e infraestructura para ambos puentes.

La superestructura se compone de un tablero curvo y de vigas rectas longitudinales, mientras que la infraestructura se conforma por apoyos (elastoméricos, articulado fijo y móvil), vigas cabezal, pilas y sistema de tornapuntas.

Todas las vigas longitudinales se apoyan sobre vigas cabezal que a su vez van sobre pilas de hormigón armado, excepto en los tramos centrales (A3, A4 y B2, B3), donde las vigas de 35m de longitud descansan sobre un sistema de tornapuntas como se mostró en la Figura 3 y 4. (EPMMOP, 2003)

Se debe mencionar que las vigas en realidad se asientan primero sobre apoyos elastoméricos y luego sobre las vigas cabezal, excepto en los tramos de 35m (A3, A4 y B2, B3) que se asientan sobre mecanismos articulados móviles y articulados fijos (Figura 5), para brindar mayor seguridad de la estructura sobre el sistema de tornapuntas. (EPMMOP, 2003)

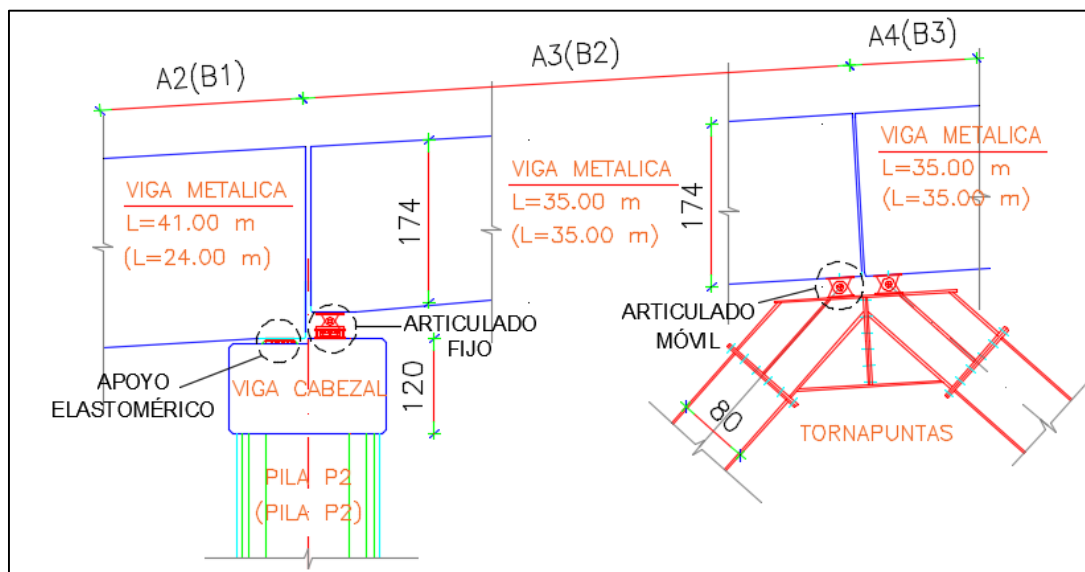


Figura 5. Esquema de mecanismo articulado móvil-fijo Puente A y B.

En la Figura 5 se muestra que este mecanismo de apoyo es igual en los Puentes A (tramos A2, A3 y A4) y B (tramos B1, B2, B3), los valores indicados entre paréntesis corresponden al Puente B.

1.9.3.1. Tramos A1, B1 (41m)

Los tramos de este apartado se muestran en la Figura 6.

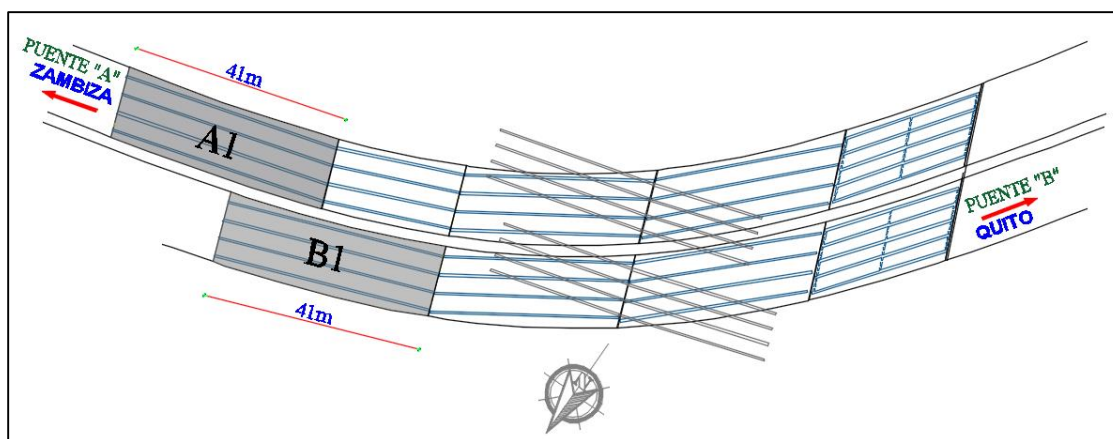


Figura 6. Tramos A1, B1 (41m) en planta.

La superestructura se compone de un tablero de hormigón armado de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ de espesor 30cm , unido mediante conectores de cortante a cuatro vigas metálicas A588 tipo "I" de sección

variable como se detalla en la Tabla 2. Las vigas se unen mediante una celosía de perfiles “2L”. El tramo está apoyado a la izquierda sobre un estribo y a la derecha sobre la pila (Figura 7 y 8), esta última formada por dos columnas circulares de hormigón armado de diámetro 1.80m, y longitud variable en las dos calzadas, la pila en la parte superior posee una viga cabezal de sección cuadrada de 2.0x1.0m.

La diferencia entre los tramos A1 y B1 radica en la longitud de las pilas de hormigón armado, en la Figura 7 se muestra que la pila de apoyo P3 para el tramo A1 tiene longitudes de 6.66m y 6.96m unidas por una riostra de 0.6x1.0 m; mientras que en la Figura 8, la pila P2 del tramo B1 tiene longitudes de 14.51m y 14.80m.y se unen mediante dos riostras de 0.6x1.0 m.

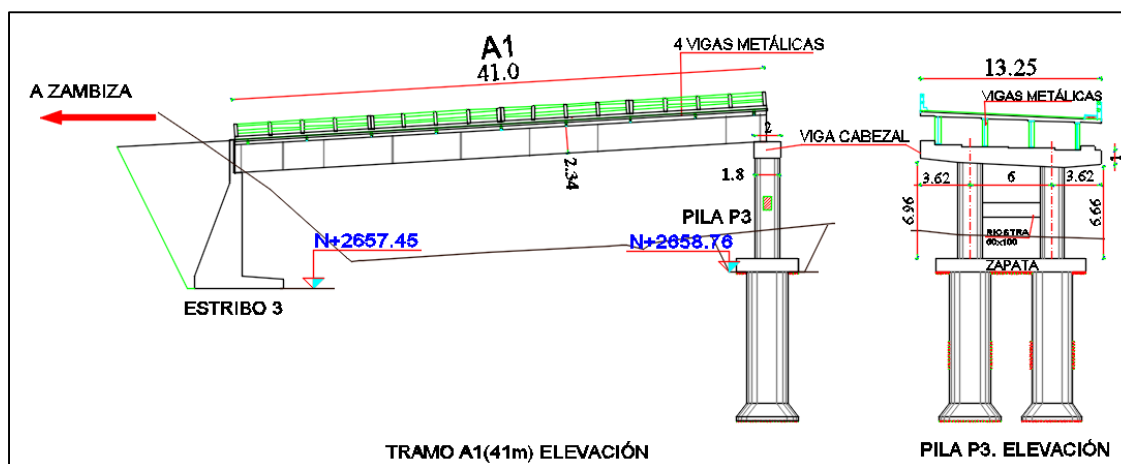


Figura 7. Tramo A1 (41m) y Pila P3 en elevación

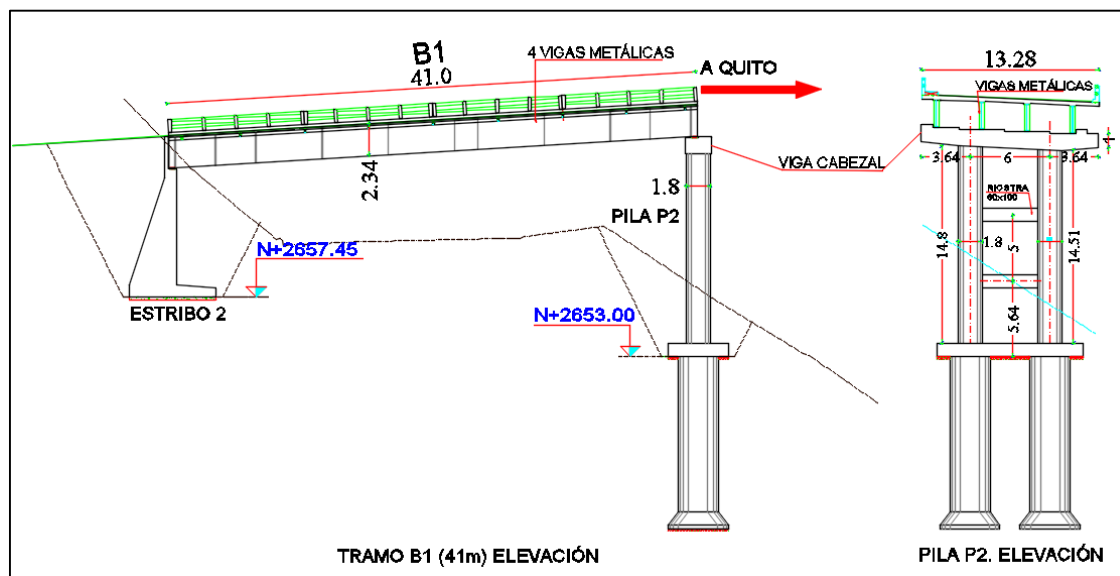


Figura 8. Tramo B1 (41m) y Pila P2 en elevación

En la Tabla 2 se ha detallado la variación de la sección de la viga metálica de 41m donde la posición “X” es medida desde el inicio de la misma, hasta el centro de luz (C/L), a partir de ahí se produce una simetría.

Tabla 2.

Dimensiones viga metálica 41m.

ESQUEMA	Dato	SECCIONES					
	H	cm	cm	cm	cm	cm	cm
	tw	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	a1	-	-	20	20	20	30
	b1	40	40	40	40	40	50
	c1	2	2	3	3	3	3
	d1	-	-	2	2	3	3
	a2	-	-	30	30	40	40
	b2	40	50	50	60	60	60
	c2	2	3	3	3	3	3
	d2	-	-	2	2	3	3
Posición	X(m)	4.1	6.1	8.0	10.25	14.35	20.5 (C/L)

1.9.3.2. Tramo A3, A4, B2, B3 (35m)

Los tramos de este apartado se muestran en la Figura 9.

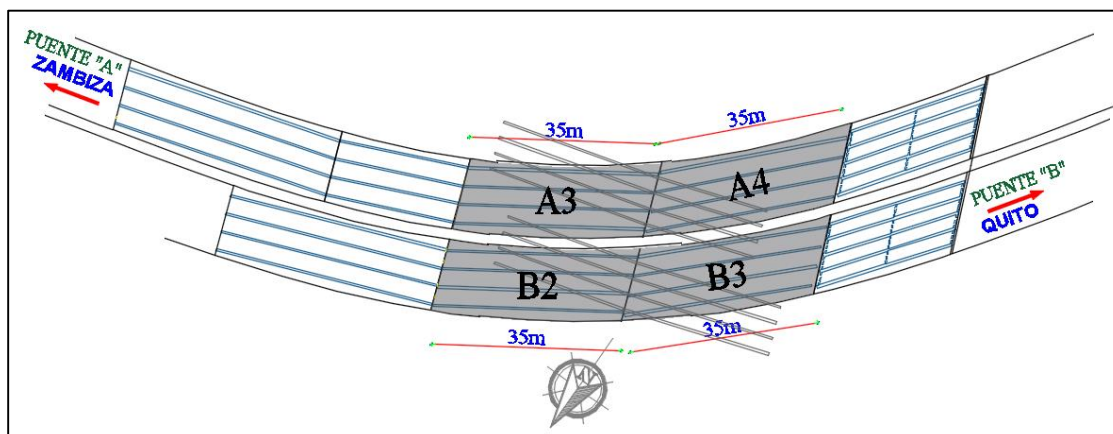


Figura 9. Tramos A3, A4, B2 y B3 (41m) en planta.

La superestructura se compone de un tablero de hormigón armado de $f'c=280\text{ kg/cm}^2$ de espesor 30cm , unido mediante conectores de cortante a cuatro vigas metálicas A588 tipo “I” de sección variable como se detalla en la Tabla 3. Las vigas se unen mediante una celosía de perfiles “2L”. El tramo está apoyado en los extremos sobre pilas y en el centro sobre el sistema de tornapuntas (Figura 10 y 11).

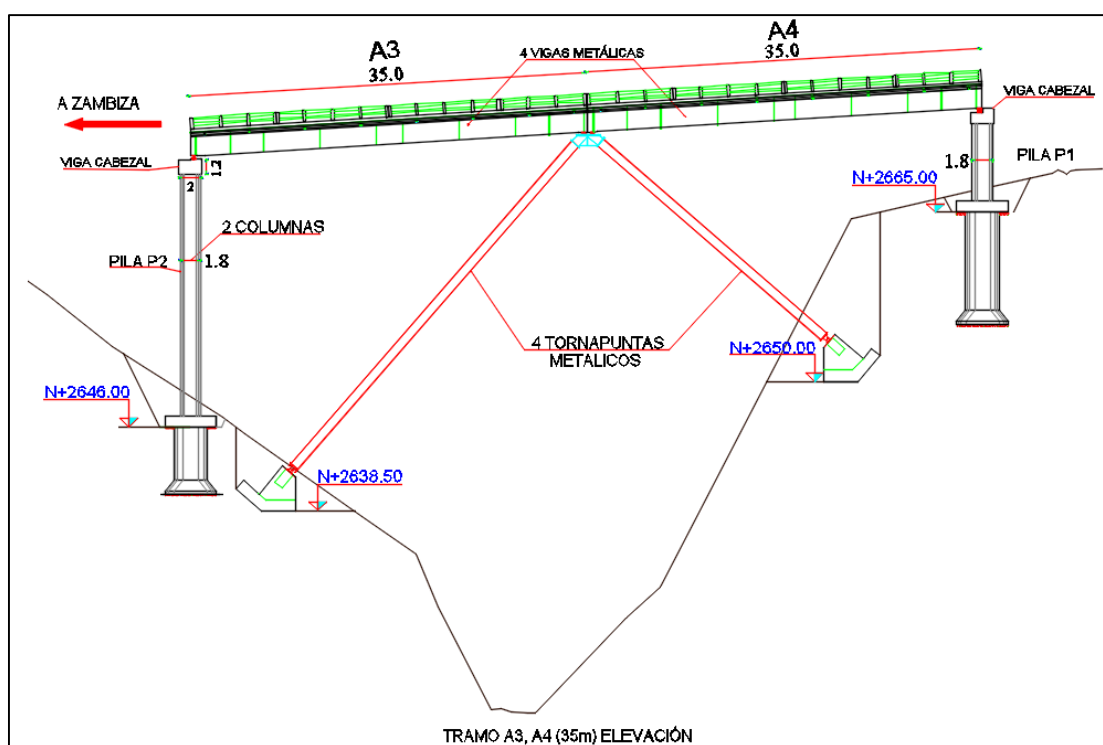


Figura 10. Tramo A3 y A4 (35m) en elevación.

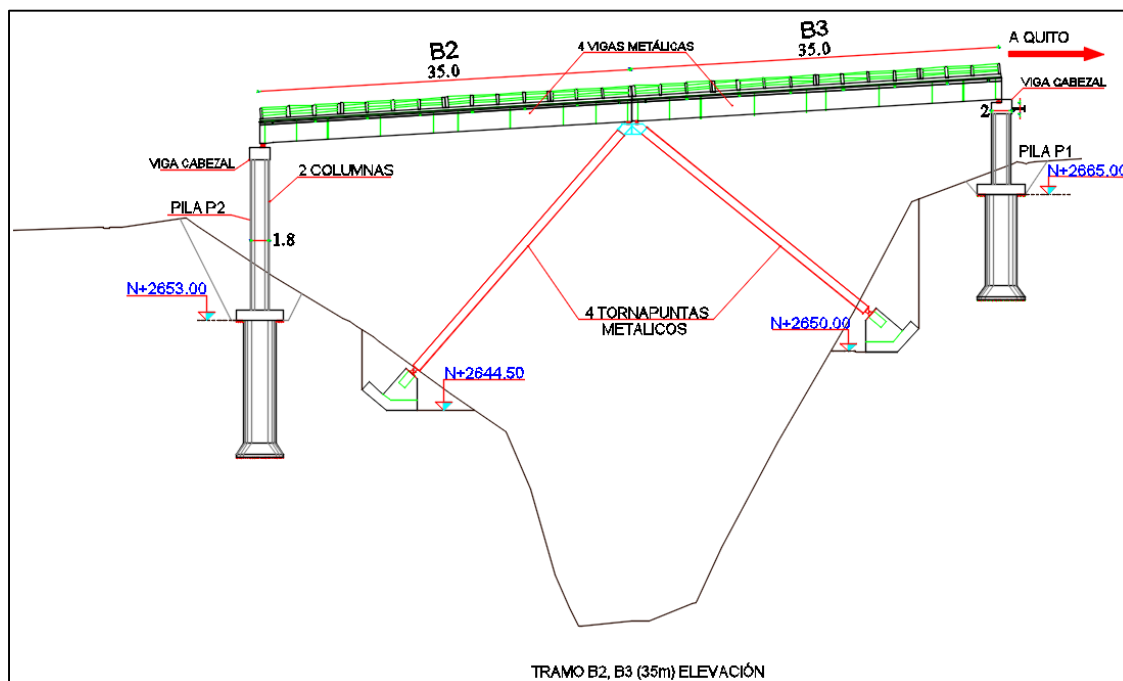


Figura 11. Tramo B2 y B3 (35m) en elevación.

El sistema de tornapuntas se compone de cuatro columnas de acero estructural A588 de sección rectangular de $40 \times 80 \times 2.5 \text{ cm}$, unidas por celosías de perfiles tipo “C”, las columnas componen un sistema triangulado para cada calzada en cuyo vértice está situado una plataforma de apoyo para las vigas, mientras que los apoyos inferiores son articulados.

La diferencia entre los tramos A3 y B2 radica en la longitud de las pilas de hormigón armado, en la Figura 12 se muestra que la pila de apoyo P2 para el tramo A3 tiene longitudes de 22.81 m y 23.14 m unidas por cuatro riostras de $0.6 \times 1.0 \text{ m}$; mientras que en la Figura 13, la pila P2 del tramo B1 tiene longitudes de 14.51 m y 14.80 m . y se unen mediante dos riostras de $0.6 \times 1.0 \text{ m}$. Lo mismo ocurre entre los tramos A4 y B3, la pila P1 del tramo A4 tiene longitudes de 7.01 m y 6.93 m , mientras que la pila P1 del tramo B3 tiene longitudes de 7.19 m y 7.08 m , en ambos casos unidos por una riostra de $0.6 \times 1.0 \text{ m}$.

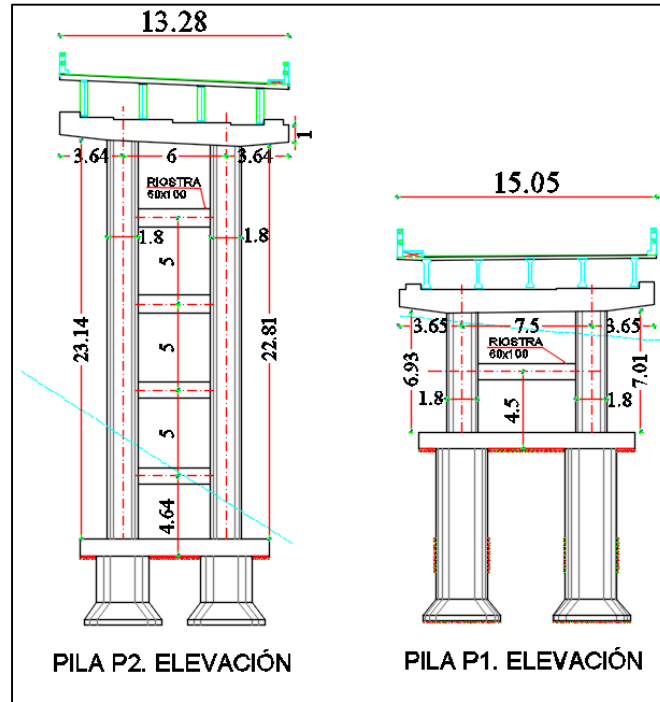


Figura 12. Detalle en elevación Pilas P2 (Tramo A3) y P1 (Tramo A4).

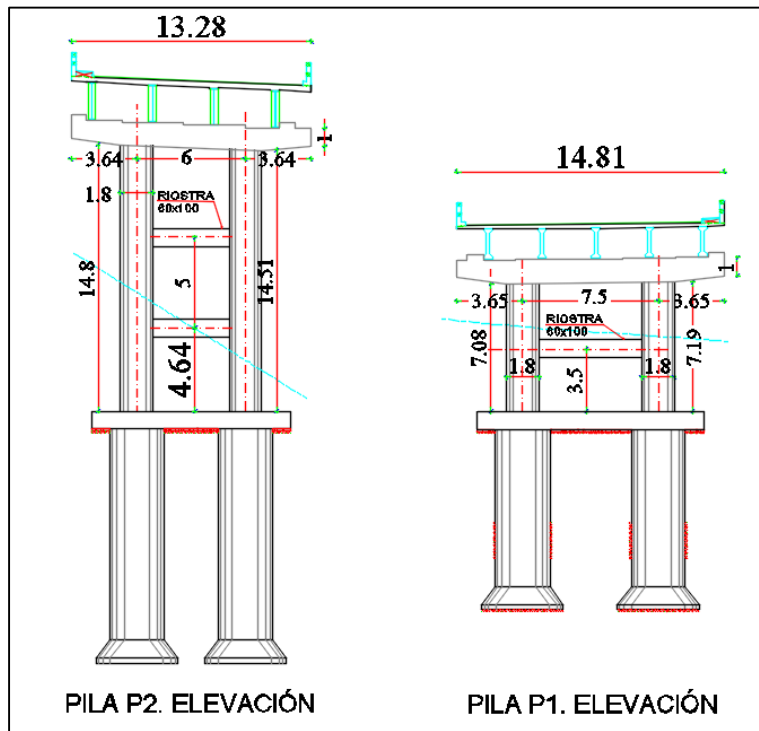
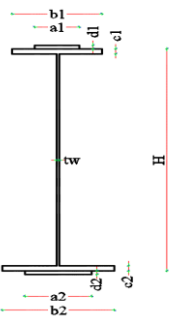


Figura 13. Detalle en elevación Pilas P2 (Tramo B2) y P1 (Tramo B3).

En la Tabla 3 se ha detallado la variación de la sección de la viga metálica de 35m donde la posición “X” es medida desde el inicio de la misma, hasta el centro de luz (C/L), a partir de ahí se produce una simetría.

Tabla 3.
Dimensiones viga metálica 35m.

ESQUEMA	Dato	SECCIONES					
		cm	cm	cm	cm	cm	cm
	H	174	175	175	176	176	176
	tw	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	a1	-	-	-	20	20	20
	b1	40	40	40	40	40	40
	c1	2	2	2	3	3	3
	d1	-	-	-	2	2	2
	a2	-	20	20	30	30	45
	b2	40	50	50	50	60	60
	c2	2	3	3	3	3	3
	d2	-	-	2	2	2	2
Posición	X(m)	3.5	5.25	8.75	10.5	12.25	17.5 (C/L)

1.9.3.3. Tramo A2 (24m)

Los tramos de este apartado se muestran en la Figura 14.

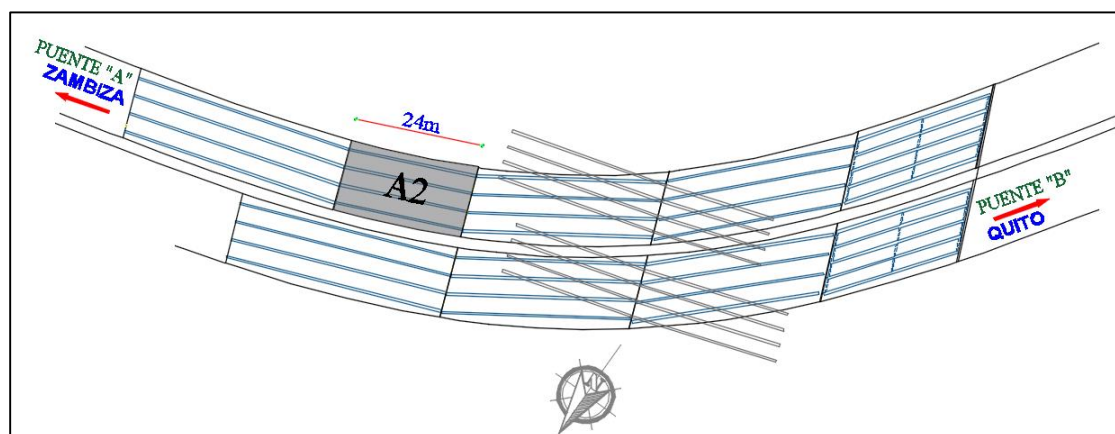


Figura 14. Tramo A2 (24m) en planta.

La superestructura se compone de un tablero de hormigón armado de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ de espesor 30cm, unido mediante conectores de cortante a cuatro vigas metálicas A588 tipo “I” de sección variable como se detalla en la Tabla 4. Las vigas se unen mediante una celosía de perfiles “2L”. El tramo está apoyado a la izquierda y derecha sobre pilas (Figura 14), compuestas por dos

columnas circulares de hormigón armado de diámetro $1.80m$, y longitud variable en ambos apoyos, cada pila en la parte superior posee una viga cabezal de sección cuadrada de $2.0 \times 1.0m$.

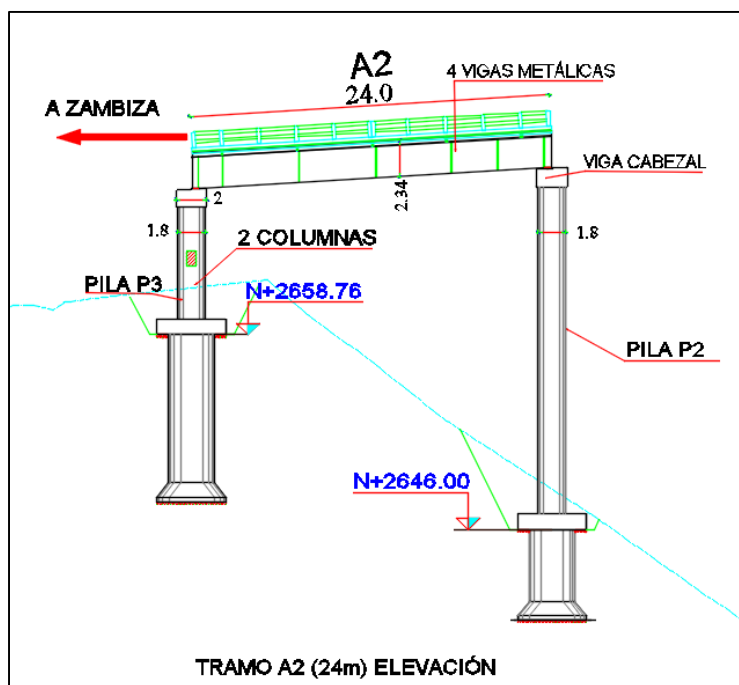


Figura 15. Tramo A2 (24m) en elevación.

En este tramo la longitud de la pila P2 es de 22.84 y $23.10m$ unidas por cuatro riostras de $0.6 \times 1.0 m$; mientras que la pila P3 tiene longitudes de $6.66m$ y $6.92m$ y se unen mediante una riostra de $0.6 \times 1.0 m$ (Figura 15).

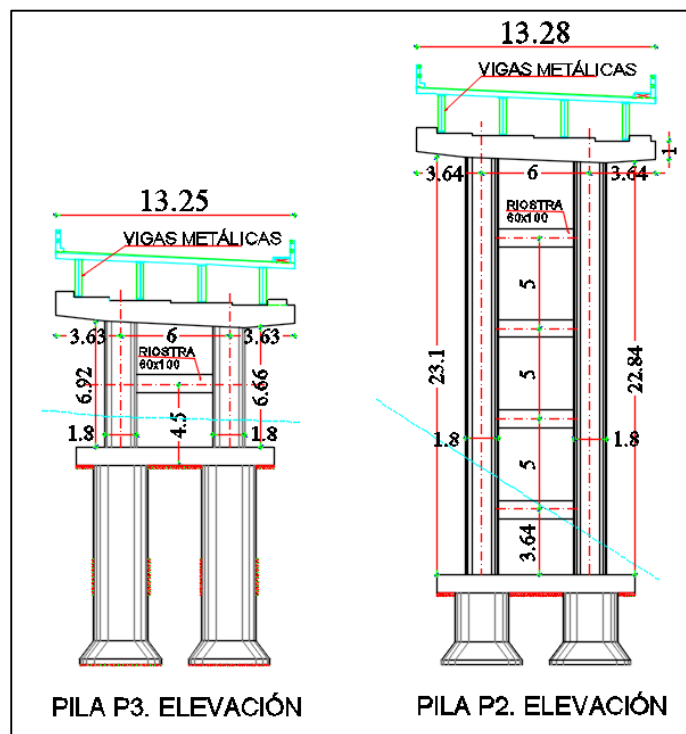


Figura 16. Detalle en elevación Pilas P3 y P2 (Tramo A2).

En la Tabla 4 se ha detallado la variación de la sección de la viga metálica de 41m donde la posición “X” es medida desde el inicio de la misma, hasta el centro de luz (C/L), a partir de ahí se produce una simetría.

Tabla 4.
Dimensiones viga metálica 24m.

ESQUEMA	Dato	cm	cm	cm
	H	204	204	204.5
	tw	1.2	1.2	1.2
	a1	-	-	-
	b1	30	30	30
	c1	2	2	2
	d1	-	-	-
	a2	-	-	-
	b2	30	40	40
	c2	2	2	2.5
	d2	-	-	-
Posición	X(m)	3.6	6	12 (C/L)

1.9.3.4. Tramo A5, B4 (26m)

Los tramos de este apartado se muestran en la Figura 17.

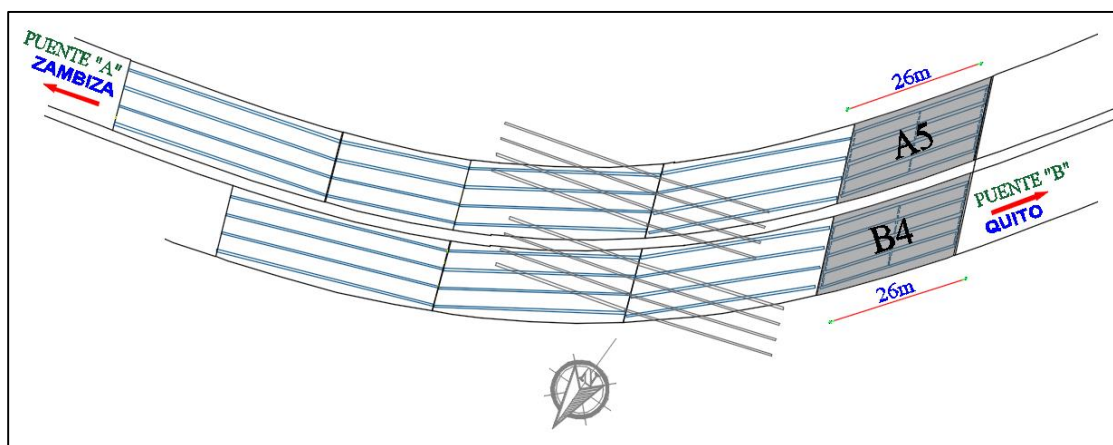


Figura 17. Tramo A5, B4 (26m) en planta.

La superestructura se compone de un tablero de hormigón armado de $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ de espesor 20 cm , asentado en cinco vigas de hormigón preesforzado de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ tipo “I” chaflanada de altura 1.87 m , con 3 cables de acero de alta resistencia y baja relajación formados de alambre $\varnothing 7 \text{ mm}$, como se muestra en la Figura 20. Las vigas se unen mediante diafragmas de hormigón armado $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ de 20 cm de espesor. El tramo está apoyado a la izquierda sobre una pila y a la derecha sobre estribo (Figura 16 y 17). La pila está compuesta por dos columnas circulares de hormigón armado de diámetro 1.80 m , y longitud variable en ambas calzadas, cada pila en la parte superior posee una viga cabezal de sección cuadrada de $2.0 \times 1.0 \text{ m}$.

La diferencia entre los tramos A5 y B4 radica en la longitud de las pilas de hormigón armado, en la Figura 16 se muestra que la pila de apoyo P1 para el tramo A5 tiene longitudes de 7.01 m y 6.93 m ; mientras que en la Figura 17, la pila P1 del tramo B4 tiene longitudes de 7.08 m y 7.19 m , en ambos casos las pilas están unidas por una riostra de $0.6 \times 1.0 \text{ m}$.

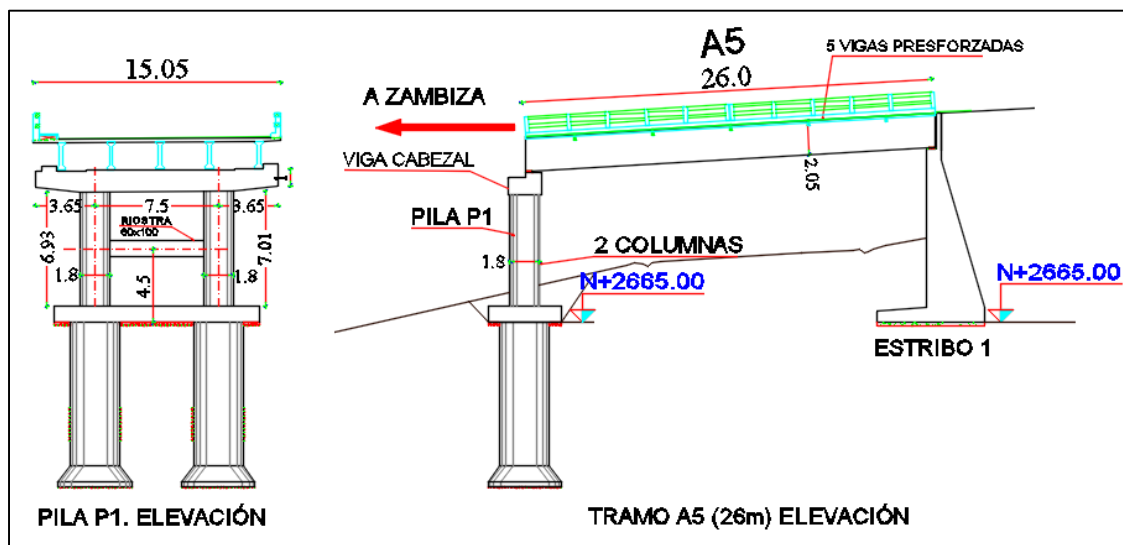


Figura 18. Tramo A5 (26m) y Pila P1 en elevación.

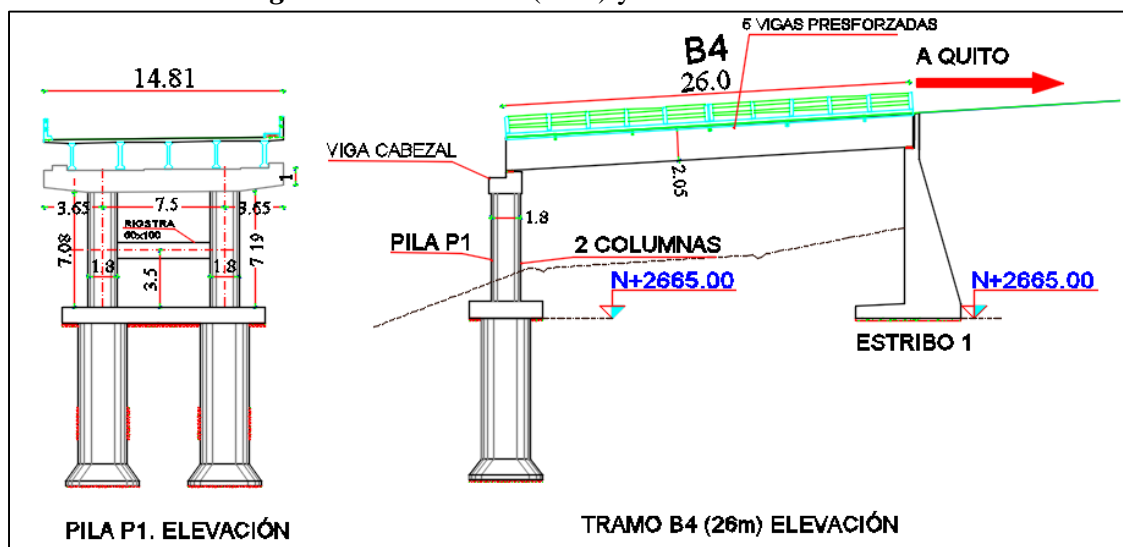


Figura 19. Tramo B4 (26m) y Pila P1 en elevación.

En la Figura 20 se muestra la sección de la viga de 26m de hormigón presforzado.

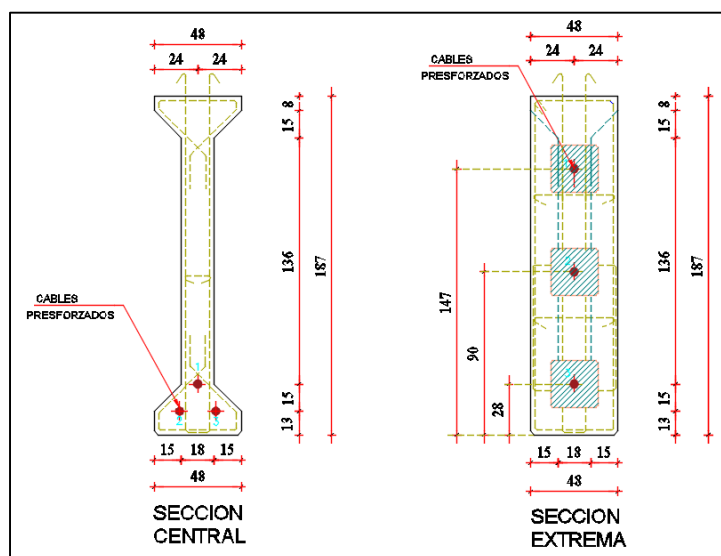


Figura 20. Tramo B1 (41m) y Pila P2 en elevación.

A continuación se detalla una tabla resumen (Tabla 5), que contiene los materiales y secciones de los elementos estructurales que conforman la superestructura e infraestructura del Puente.

Tabla 5.
Resumen de elementos estructurales Puente Zámbriza.

	Elemento	Material	Sección	Tramos									
				A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	B 1	B 2	B 3	B 4	
Superestructura	Tablero 1	$f'c=280$ kg/cm ²	$e=30$ cm	X	X	X	X			X	X	X	
	Tablero 2	$f'c=240$ kg/cm ²	$e=20$ cm					X					X
	Vigas Metálica 41m	$f_y=3500$ kg/cm ²	Ver Tabla 2	X						X			
	Vigas Metálica 35m	kg/cm ²	Ver Tabla 3			X	X				X	X	
	Vigas Metálica 24m	(A588)	Ver Tabla 4		X								
	Vigas H. Preesforzado	$f'c=350$ kg/cm ²	Figura 20					X					X
Infraestructura	Apoyo Elastomérico	Neopreno	-	X	X			X	X				X
	Apoyo Art. Móvil-Fijo	A588	-			X	X			X	X		
	Viga Cabezal	$f'c=240$ kg/cm ²	2.0x1.0m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Pila P1	$f'c=240$ kg/cm ²	$\varphi=1.80$ m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Pila P2	$f'c=240$ kg/cm ²	$\varphi=1.80$ m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Pila P3	$f'c=240$ kg/cm ²	$\varphi=1.80$ m	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
	Sist. Tornapuntas	A588	40x80x2.5c m			X	X				X	X	

1.9.4. Sistema Constructivo del Puente Zábiza.

Según la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas (EPMMOP, 2003), el proceso constructivo del puente Zábiza fue el siguiente:

Superestructura:

1. Preparación de la plataforma de ensamblaje.
2. Localización de las dovelas de viga en el sitio de ensamblaje.
3. Construcción del banco de montaje con niveles según el camber de la viga.
4. Ensamblaje de las dovelas con soldadura de campo.
5. Montaje de los sistemas de arriostramiento.
6. Montaje de placas de refuerzo en los sitios de unión de las dovelas.

Lanzamiento de Vigas:

1. Montaje de los conectores de cortante.
2. Construcción de anclajes para los cables de lanzamiento.
3. Construcción y montaje de los sistemas de tornapuntas en parejas.
4. Construcción y montaje de torres de apoyo de los cables de lanzamiento.
5. Montaje de los cables parabólicos y tecles de lanzamiento.
6. Montaje de equipos de empuje o arrastre de las vigas.
7. Construcción y montaje de apoyos intermedios.
8. Montaje de los sistemas de apoyo.
9. Lanzamiento de las vigas en parejas.
10. Montaje de los sistemas de arriostramiento y diafragmas entre las parejas de vigas.

Construcción del Tablero:

1. Hormigonado de los parapetos y alas de confinamiento de los estribos

2. Construcción del sistema de encofrado para la losa.
3. Colocación de la armadura.
4. Hormigonado de la losa y aceras.
5. Construcción de pasamanos.
6. Montaje de los mecanismos de juntas de dilatación.

1.10. Propiedades de sitio

1.10.1. Topografía.

La zona presenta una topografía típica de la sierra ecuatoriana, con grandes depresiones y elevaciones, como la colina “El Tablón” que alcanza los 2830msnm y se encuentra ubicada al oeste del Puente Zábiza, y la quebrada “Monteserrín” que desciende a 2610 msnm a la altura del puente, esta quebrada sigue descendiendo hacia el oriente hasta desembocar en el Río San Pedro.

La parroquia de Zábiza se encuentra al noreste de la ciudad de Quito, sus límites son al norte con las parroquias Llano Chico-Calderón y la quebrada Gualó, al sur con las parroquias Jipijapa-Nayón y la quebrada Cachihuayco, al este con Puembo-Tumbaco y el Río San Pedro, y al oeste con el Inca hasta el cruce con la quebrada Gualó.

En los anexos de este escrito se encuentra el plano topográfico de la zona con el Puente Zábiza ubicado en el mismo.

1.10.2. Perfil de suelo.

De acuerdo con la Memoria Descriptiva presentada por la Empresa Pública Metropolitana de Movilidad y Obras Públicas EPMMOP (2003), se describe que el perfil del suelo local corresponde a un suelo Tipo II, dentro de la clasificación de suelos de la AASHTO 96.

Un perfil de suelo Tipo II está formado por suelos de carácter cohesivo rígido o suelos profundos no cohesivos cuya depresión del suelo sea mayor que 60m, incluye depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas que yacen sobre roca. (AASTHO-96)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015 dentro del capítulo Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente define seis tipos de perfiles de suelos (Tabla 6), la clasificación se basa en una descripción del perfil y propiedades del suelo como velocidad de onda de corte (V_s), número medio de golpes del ensayo de penetración estándar (N), Resistencia al corte (S_u) e índice de plasticidad (IP).

Tabla 6.
Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500m/s$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500m/s > V_s \geq 760m/s$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760m/s > V_s \geq 360m/s$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $100kPa > S_u \geq 50kPa$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360m/s > V_s \geq 180m/s$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100kPa > S_u \geq 50kPa$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180m/s$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50kPa$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1.-Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2.-Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3m$ para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3.-Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5m$ con índice de Plasticidad $IP > 75$)	
	F4.-Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 30m$)	
	F5.-Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
	F6.-Rellenos colocados sin control ingenieril.	

Fuente: (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

El perfil de suelo correspondiente al lugar de implantación del puente corresponde a un Perfil Tipo C, en la clasificación de la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015.

1.10.3. Geología.

En la zona se encuentra mayormente toba andesítica de color café claro, ceniza y lapilli, sin embargo también existen fragmentos de rocas sedimentarias denominadas clastos, que se han ido acumulando mecánicamente hasta consolidarse, la forma de los clastos varía de sub-redondeados a sub-angulares (Guzmán, González, Salvador, Zabala , & Castillo, 2015).

En la ciudad de Quito se encuentra la Falla Quito codificada como EC-31 según (Eguez, y otros, 2003), esta falla se divide en dos: Falla Sección Norte (31A) y la Falla Sección Sur (31B) como se muestra en la Figura 21. Este sistema morfológicamente se compone de seis colinas importantes, las cuales son: El Tablón, San Miguel, Puengasí, Ilumbisí-El Batán-La Bota, El Colegio-El Inca y Catequilla-Bellavista, nombradas de sur a norte (PNA, 2009).

El sistema de fallas 31A es una Falla Inversa cuyo ángulo de buzamiento es de 60° hacia el Oeste, dirección media de $N4^\circ E \pm 22^\circ$, su tasa de movimiento es de 0.2 a 1.0mm/año, con una longitud aproximada de 17.5km (Quishpe & Quishpe, 2011).

El sistema de fallas 31B también es una Falla Inversa, cuyo ángulo de buzamiento es de 60° hacia el Oeste, dirección media de $N16^\circ E \pm 19^\circ$, su tasa de movimiento es de 0.2 a 1.0mm/año, con una longitud aproximada de 15.0km (Quishpe & Quishpe, 2011).

La Falla Quito según Alvarado (2016) tienen un potencial de sismo entre 6.0 a 6.5 Mw (magnitud momento) a una profundidad menor a 30 km según los registros históricos presentados por Aguiar (Microzonificación Sísmica de Quito, 2015, págs. 16, Fig. 1.13), pudiendo alcanzarse un sismo máximo probable de 6.9 a 7.1 Mw para un período de retorno de 1500 a 4000 años.

Debido a que la Falla no es continua, sino que está dividida en segmentos, sismos de mayores magnitudes tienen menos probabilidad de ocurrencia (Eguez, y otros, 2003).

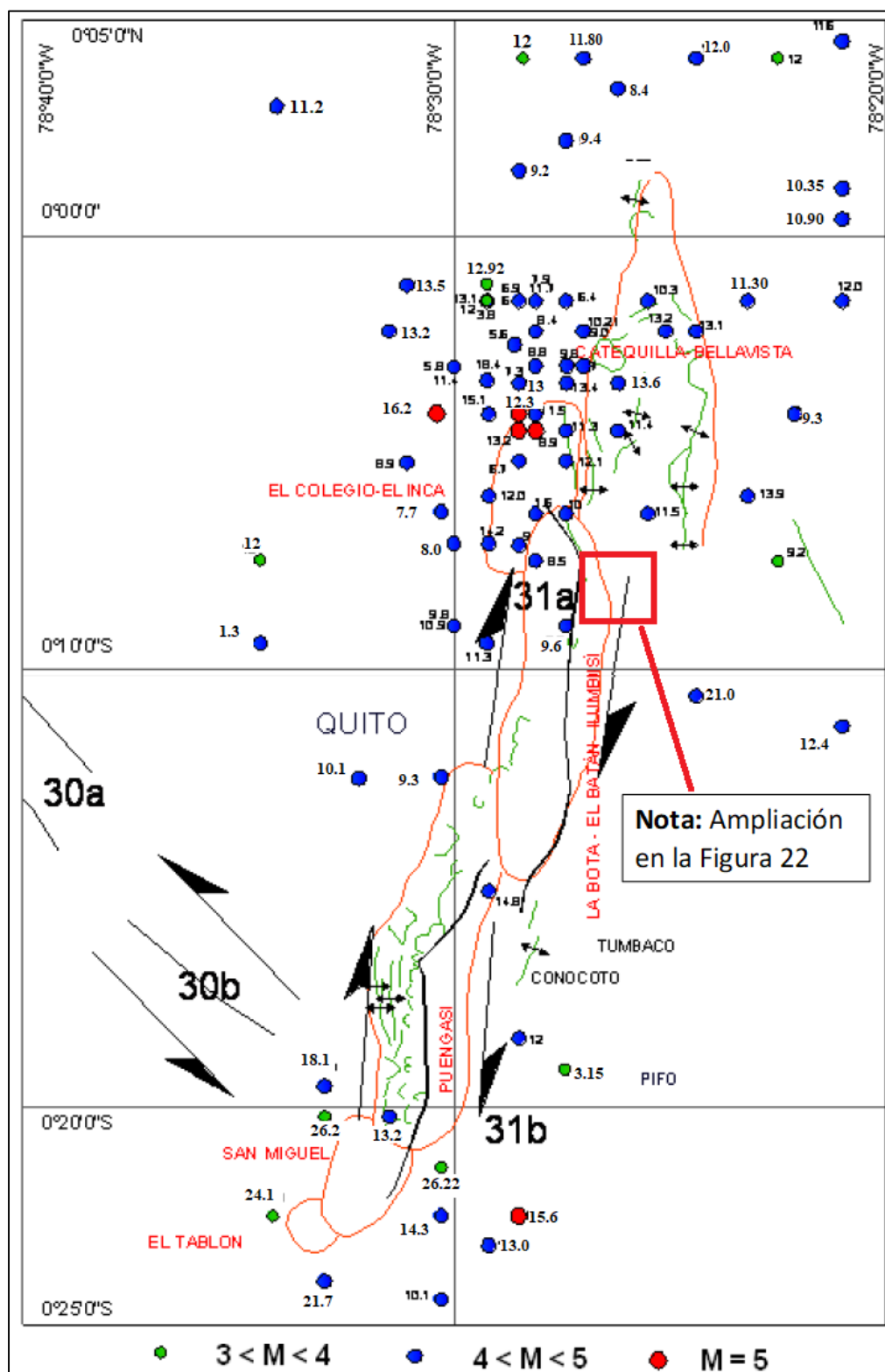


Figura 21. Sistema de fallas ciegas de Quito.

Fuente: (Aguar, 2015)

La Figura 21 muestra los epicentros de los sismos mayores a 3 registrados entre 1990 y 2011, la cantidad indicada corresponde a la distancia focal en kilómetros, la cual se define como la profundidad a la que se produce el sismo, cuando dicha profundidad es menor a 60 kilómetros, el sismo es considerado superficial (Ardila Rueda, 2011).

En esta Figura 21 cada epicentro tiene un color específico según su magnitud, verde para magnitud entre 3 y 4, azul para magnitud entre 4 y 5, y rojo para magnitud de 5.

Zámbez se encuentra cerca a la Falla Sección Norte 31A como se aprecia en la Figura 22, en la que también se ha ubicado el puente y la distancia perpendicular más pequeña a la falla (aprox. 830m). Este hecho causa movimientos de masa especialmente en la parte sur y nor-occidental de la zona, lo cual supone un riesgo de liberación de energía (Guzmán, González, Salvador, Zabala , & Castillo, 2015).

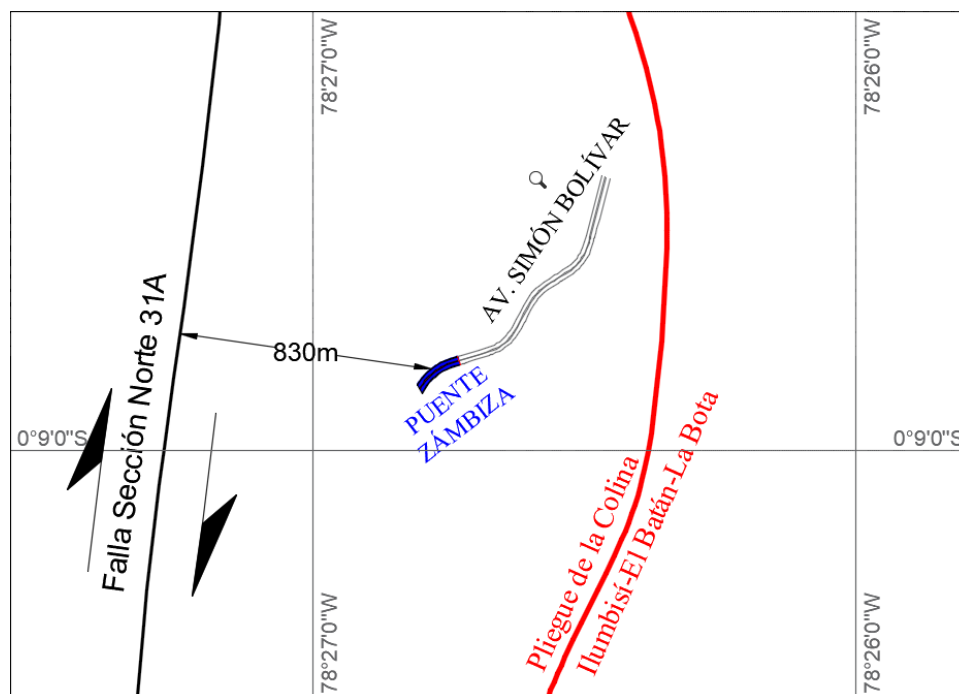


Figura 22. Distancia perpendicular del puente a la falla geológica más cercana.

Fuente: (Aguiar, 2015)

En la Figura 22 la línea roja indica el pliegue de la colina Ilumbisí-El Batán-La Bota, mientras que la línea negra corresponde a la zona de fractura de la Falla 31A a lo largo de la cual ha ocurrido el desplazamiento, las flechas junto a la falla indican el sentido de movimiento. El pliegue se refiere a la flexión de una masa de roca, en otras palabras, es el cambio del grado o dirección de buzamiento de un estrato. Cuando esta flexión tiene concavidad hacia abajo, toma el nombre de anticlinal, en el caso de la concavidad hacia arriba se denomina sinclinal (Fleuty, 2012).

1.10.4. Velocidad del viento.

La estación meteorológica Nayón Granja Santa Ana – PUCE, es la más cercana al proyecto, en la cual los registros históricos meteorológicos proporcionados por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) muestran las velocidades máximas observadas anualmente desde el año 2007 a 2012 (Tabla 7), donde se observa que la máxima velocidad corresponde al año 2009 con una velocidad de 72Km/h.

Tabla 7.

Registros históricos velocidad de viento máxima observada estación M1156.

Nayón Granja Santa Ana – PUCE(M1156)		
Año	Velocidad Max(Km/h)	Dirección
2007	36	S
2008	43.2	S
2009	72	S
2010	64.8	N
2011	43.2	W
2012	50.4	S

Fuente: (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología)

Dentro del estudio proporcionado por el EPMMOP, se define la velocidad del viento en el tablero del puente en 80Km/h, la cual representa la velocidad mínima del viento establecida por la AASHTO-93, que fue la norma implementada para el análisis.

1.10.5. Peligrosidad sísmica.

En este apartado se hablará de la peligrosidad sísmica del Ecuador de manera general, así como de los coeficientes que la NEC (2015) presenta en el capítulo de Peligro Sísmico, aplicados a las condiciones actuales del Puente Zábiza. Para el caso del factor de importancia se ha tomado como referencia la normativa AASHTO (2014) debido a que la NEC-15 en el capítulo Peligro Sísmico sección 9.2, a pesar de presentar entre otras estructuras especiales consideraciones para puentes, dirige al lector a la normativa norteamericana.

Al final de esta apartado se muestra la Tabla 13 que contiene el resumen de los coeficientes sísmicos aquí detallados, así como una comparación entre el espectro de diseño obtenido por la NEC-15 y el espectro de la AASHTO-14.

Según (Noriega, 2016) en el Ecuador la actividad sísmica proviene de tres fuentes de generación: el sistema de subducción de la placa Nazca por debajo de la placa Sudamericana, la megafalla Dolores-Guayaquil y fallas geológicas locales. En la Figura 23 se muestra la zonificación sísmica del Ecuador emitida por la Norma Ecuatoriana de la Construcción donde se aprecia que la provincia de Pichincha es una zona de alta sismicidad.

En Quito el fallamiento local está dado por la Falla Quito (EC-31) la cual se divide en Falla Sección Norte (31A) y Falla Sección Sur (31B), el puente de Zábiza se encuentra dentro del sistema 31A como se explicó en el apartado 1.7.3.

1.10.5.1. Zona Sísmica y Factor Z.

El factor Z representa la aceleración máxima en roca que se espera para el sismo de diseño y se representa como una porción de la aceleración de la gravedad. El lugar de construcción determina el valor Z , de acuerdo a las seis zonas sísmicas del Ecuador

En la figura 23 se muestra el mapa de zonificación sísmica elaborado por NEC (2015), este presenta el resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

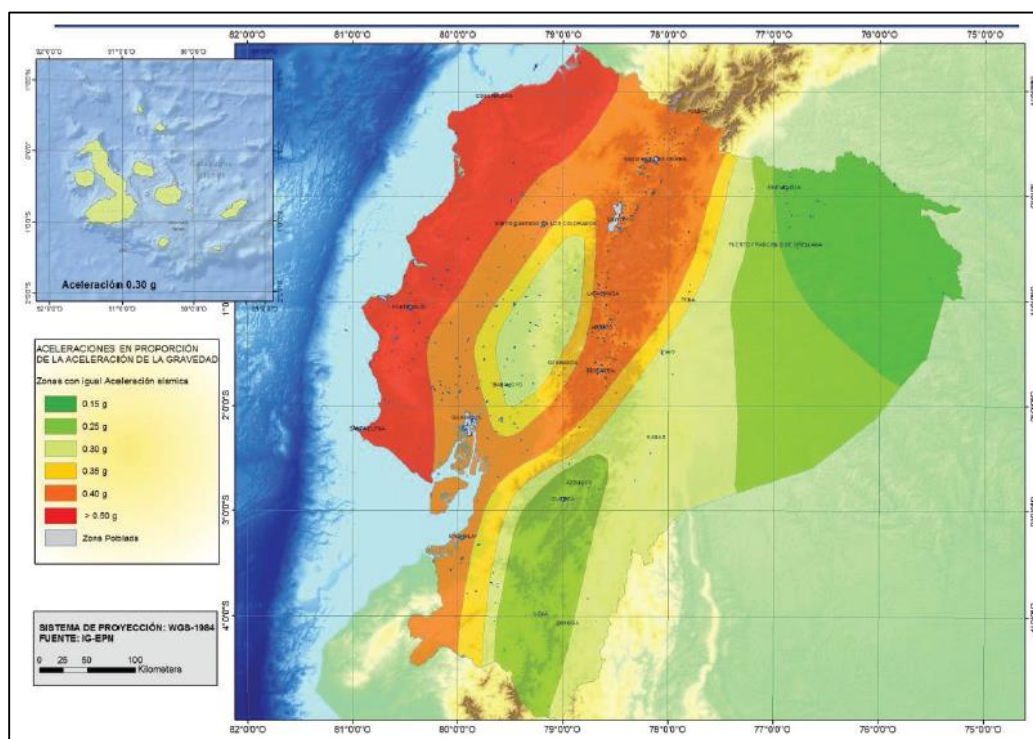


Figura 23. Mapa de zonificación sísmica de Ecuador para propósitos de diseño.
Fuente: (NEC, 2015)

Como se puede observar en la Tabla 8 el puente de Zámbriza al encontrarse en la provincia de Pichincha que corresponde a la zona sísmica V tiene un factor Z igual a 0.40, con una caracterización del peligro sísmico alta.

Tabla 8.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC, 2015)

1.10.5.2. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

De acuerdo a lo mencionado en el apartado 1.7.2 el suelo se clasifica como tipo C.

- **F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.**

En la Tabla 9 se presentan los valores del coeficiente F_a que “amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca” (NEC, 2015), considerando que el puente se encuentra en la zona sísmica V y que el suelo se clasifica como C, se elige el siguiente valor:

$$F_a = 1.2$$

Tabla 9.
Tipo de suelo y Factores de sitio F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Nota: Ver NEC (2015) Cap. Peligro Sísmico Tabla 2 y Sección 10.5.4					

Fuente: (NEC, 2015)

- **F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta en deslizamientos para diseño en roca**

En la Tabla 10 se presentan los valores del coeficiente F_d que “amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca” (NEC, 2015), considerando que el puente se encuentra en la zona sísmica V y que el suelo se clasifica como C, se elige el siguiente valor:

$$F_d = 1.11$$

Tabla 10.
Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Nota: Ver NEC (2015) Cap. Peligro Sísmico Tabla 2 y Sección 10.5.4					

Fuente: (NEC, 2015)

- **F_s : Comportamiento no lineal de los suelos**

En la Tabla 11 se presentan los valores del coeficiente F_s , que “consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo” (NEC, 2015) para poder obtener el espectro de aceleraciones que se calcula posteriormente, considerando que el puente se encuentra en la zona sísmica V y que el suelo se clasifica como C, se elige el siguiente valor:

$$F_s = 1.11$$

Tabla 11.
Tipo de suelo y factores de comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Nota: Ver NEC (2015) Cap. Peligro Sísmico Tabla 2 y Sección 10.5.4					

Fuente: (NEC, 2015)

1.10.5.3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de la NEC-15

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño (NEC, 2015), se proporciona en la Figura 24 y 25, consistente con:

- El factor de zona sísmica Z ,
- El tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,
- La consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d y F_s .

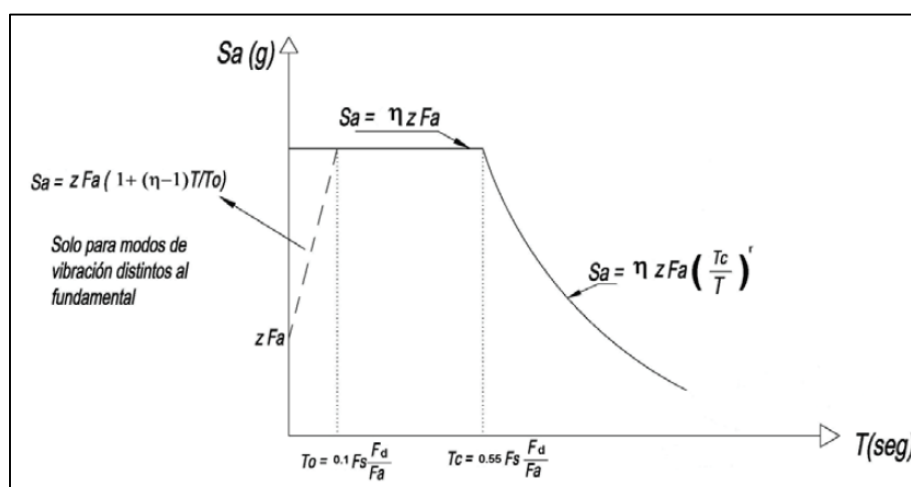


Figura 24. Espectro Elástico Aceleraciones para Sismo de Diseño NEC-15.
Fuente: (NEC, 2015)

Donde:

- “ η : Valor de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

$$\eta = 1.80; \text{ Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas).}$$

$$\eta = 2.48; \text{ Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.}$$

$$\eta = 2.60; \text{ Provincias del Oriente” (NEC, 2015).}$$

Debido a que el presente proyecto se encuentra ubicado en la Sierra se elige el siguiente factor:

$$\eta = 2.48$$

- “ F_d : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

- F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.
- F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y de los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.
- S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.
- T : Período fundamental de vibración de la estructura.
- T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño” (NEC, 2015).

$$T_0 = 0.10 * F_s \frac{F_d}{F_a} \text{ (NEC, 2015)}$$

Reemplazando los valores correspondientes para el presente proyecto se tiene lo siguiente:

$$T_0 = 0.10 * 1.11 \frac{1.11}{1.20}$$

$$T_0 = 0.10s$$

- “ T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño” (NEC, 2015).

$$T_c = 0.55 * F_s \frac{F_d}{F_a} \text{ (NEC, 2015)}$$

Reemplazando los valores correspondientes para el presente proyecto se tiene lo siguiente:

$$T_c = 0.55 * 1.11 \frac{1.11}{1.20}$$

$$T_c = 0.56s$$

- “Z: Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad” (NEC, 2015).

Las consideraciones para el cálculo de S_a , están expuestas en la sección 3.3, peligro sísmico de la NEC (2015).

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico (5%), se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \text{ Para } T > T_c \text{” (NEC, 2015)}$$

Donde:

- “r: Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

r = 1.0, para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.

r = 1.5, para tipo de suelo E” (NEC, 2015).

Debido a que en el presente proyecto se tiene suelo tipo C, se elige el siguiente factor:

$$r = 1.0$$

1.10.5.4. Coeficiente de importancia I

La AASHTO (2014) en la sección 3.10.5 define a un puente como esencial cuando este deba permanecer operacional después de presentarse un evento extraordinario, en este sentido, se ha decidido clasificar el Puente Zámbriza como esencial debido a que es una vía de comunicación directa en la Av. Simón Bolívar además de vencer la depresión que supone la quebrada Zámbriza, en un caso de emergencia, el tráfico vehicular debería fluir por el puente antiguo que esta situado

debajo de la Av. Simón, el cual no posee las características operacionales y estructurales necesarias para absorber dicho tráfico.

Con el objetivo de determinar el coeficiente de importancia “I” con la normativa NEC-15, pero teniendo en cuenta lo descrito por la normativa norteamericana, se ha considerado clasificar al Puente Zámbriza como una estructura de Ocupación Especial.

La Tabla 12 muestra los factores de importancia presentados por la NEC-15 en la sección 4.1., para estructuras de diferente clasificación:

Tabla 12.
Coeficiente de importancia estructuras según categoría NEC-15.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: (NEC, 2015)

Debido a que el Puente Zámbriza fue clasificado como estructura de Ocupación Especial, el factor de importancia elegido es:

$$I = 1.30$$

La Tabla 13 muestra en resumen los valores tomados para los coeficientes explicados anteriormente.

Tabla 13.

Resumen de coeficientes sísmicos Puente Zábiza NEC-15.

Zona Sísmica	V
Factor Z	0.40
Fa	1.20
Fd	1.11
Fs	1.11
To	0.10
Tc	0.56
n	2.48
r	1.00
I	1.30

En la Figura 25 se muestra el espectro correspondiente para las condiciones actuales del Puente Zábiza.

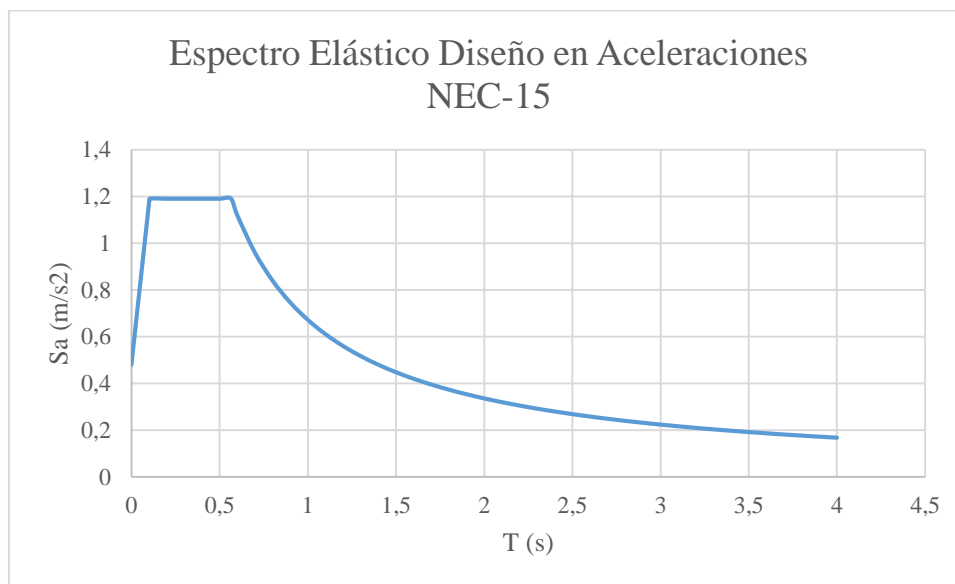


Figura 25. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones Puente Zábiza NEC-15.

1.10.5.5. Factor de reducción R.

Las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura pueden ser reducidas a través del Factor “R” (NEC, 2015), en este sentido la Tabla 14 muestra los factores de reducción para estructuras diferentes a las de edificación presentados por la NEC-15 en la sección 9.3.7.

Tabla 14.

Factores de reducción de fuerzas sísmicas estructuras diferentes a edificación NEC-15.

Descripción de la estructura	Factor R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: (NEC, 2015)

Debido a que el Puente Zámbriza entra en la categoría de estructuras no descritas en la NEC-15, el factor de reducción elegido es:

$$R = 2$$

Con este factor se puede obtener el espectro inelástico en aceleraciones presentado en la Figura 26, para esto se dividió el espectro elástico de diseño de la Figura 25 por el Factor de Reducción de $R=2$ y se multiplicó el mismo por el Coeficiente de Importancia $I=1.30$.

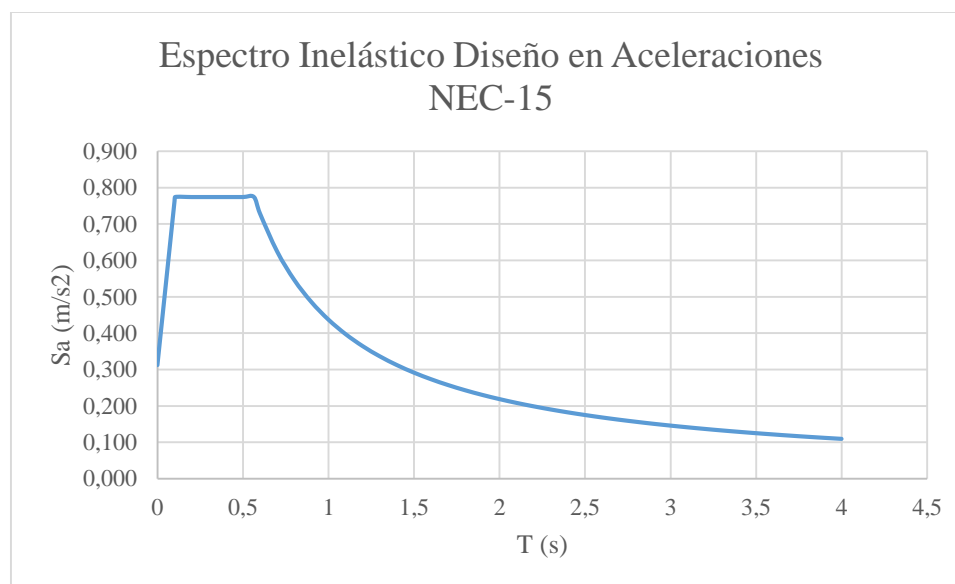


Figura 26. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones Puente Zámbriza NEC-15.

1.10.5.6. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones de la AASHTO 2014

En este apartado se ha obtenido el espectro elástico en aceleraciones mediante los coeficientes de la AASHTO-14 para compararlo con el espectro de la NEC-15, se dará una explicación breve de como se ha obtenido este nuevo espectro y se han incluido directrices para que el lector pueda profundizar en el tema.

La AASHTO (2014) en la sección 3.10.4 propone el espectro de diseño en aceleraciones que se muestra en la Figura 27, se debe tomar en consideración que dicho espectro tiene sus propios coeficientes sísmicos.

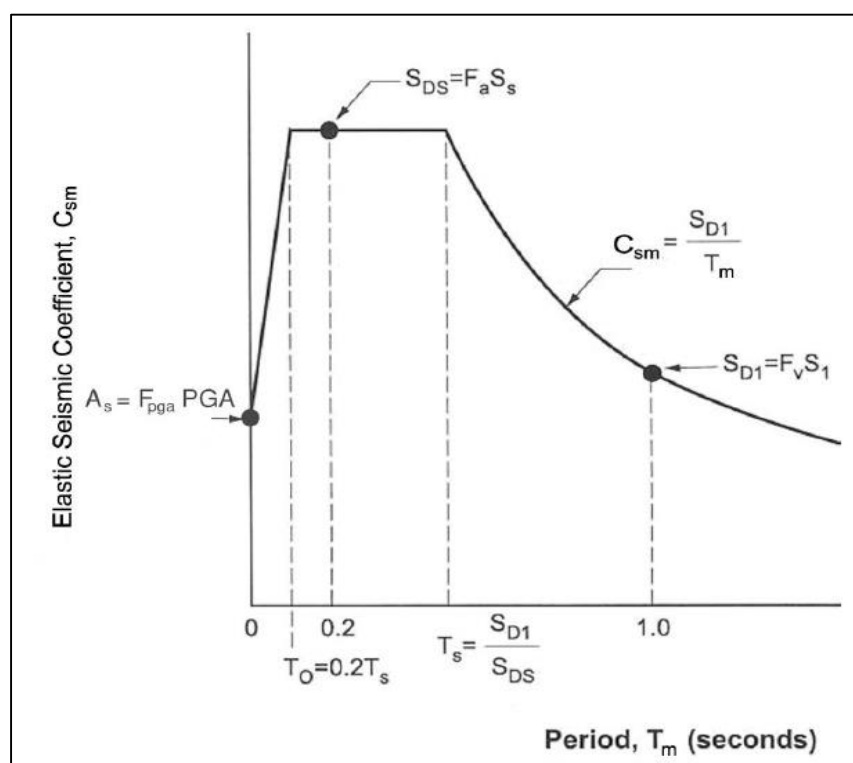


Figura 27. Espectro Elástico Aceleraciones para Sismo de Diseño AASHTO-14.

Fuente: (AASHTO, 2014)

Los coeficientes sísmicos presentados por la normativa norteamericana han sido calculados según las condiciones del presente proyecto, en la Tabla 15 se presenta un resumen de dichos

valores incluyendo una breve explicación de cómo han sido obtenidos en caso de que el lector requiera profundizar en el tema.

Tabla 15.

Resumen de coeficientes sísmicos Puente Zábiza AASHTO-14.

Parámetro	Valor	Explicación
Site Class	C	Tipo de Suelo en Tabla 3.10.3.1-1, pág 3-88. Se obtiene según velocidad de onda de corte
PGA	0.40	Aceleración máxima esperada en roca, se puede obtener directamente de NEC-15
Ss	2.04	Coefficiente de aceleración espectral de período corto (0.2s). Figura 11, pág 48. (Noriega, 2016)
S1	0.82	Coefficiente de aceleración espectral de período largo (1.0s). Figura 11, pág 48. (Noriega, 2016)
Fpga	1.00	Factor de Sitio. Tabla 3.10.3.2-1, pág 3-91. Se obtiene según tipo de suelo y PGA
Fa	1.00	Factor de Sitio. Tabla 3.10.3.2-2, pág 3-91. Se obtiene según tipo de suelo y Ss
Fv	1.30	Factor de Sitio. Tabla 3.10.3.2-3, pág 3-92. Se obtiene según tipo de suelo y S1
As	0.40	$As = F_{pga} * PGA$. Ver Figura 3.10.4.1-1, pág 3-92
SDS	1.36	$SDS = F_a * S_s$. Ver Figura 3.10.4.1-1, pág 3-92
SD1	0.71	$SD1 = F_v * S1$. Ver Figura 3.10.4.1-1, pág 3-92
Ts	0.52	$Ts = SDS / SD1$. Ver Figura 3.10.4.1-0, pág 5-92
To	0.10	$To = 0.20 * Ts$. Ver Figura 3.10.4.1-0, pág 1-92

El espectro de diseño resultante de utilizar los coeficientes mostrados en la tabla anterior se muestra en la Figura 28.

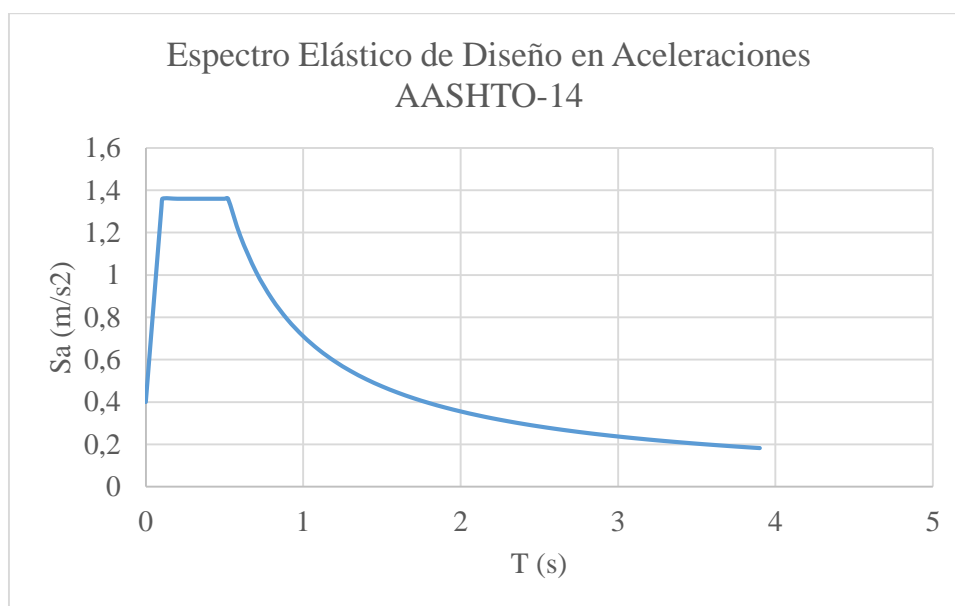


Figura 28. Espectro Elástico Diseño en Aceleraciones Puente Zábiza AASHTO-14.

En la Figura 29 se ha ingresado tanto el espectro de la NEC-15 como el de la AASHTO-14 para compararlos, como resultado se observa que para períodos cortos ($T < 0.8s$), las aceleraciones espectrales de la AASHTO-14 son mayores que las calculadas por la NEC-15 en un 15% aproximadamente. Se sugiere tomar este particular en cuenta en futuras investigaciones del Puente Zábiza, para este proyecto se ha trabajado con el espectro de la NEC-15.

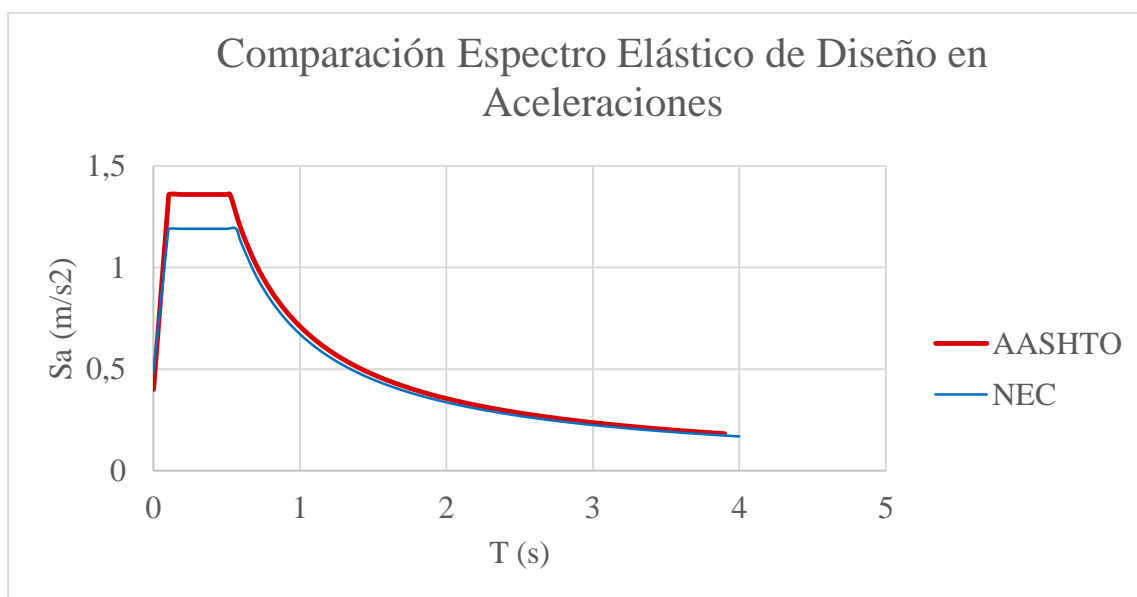


Figura 29. Comparación Espectros Diseño Puente Zábiza NEC-15 y AASHTO-14.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Consideraciones de Diseño AASHTO 2014.

Las especificaciones de diseño para puentes de la American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO), constituyen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública y son orientadas al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros, las especificaciones se basan de la metodología de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). (AASHTO, 2014)

Esta versión a la presente fecha se encuentra únicamente en inglés por lo cual se ha traducido y resumido los puntos relevantes para el presente proyecto, mismos que se exponen a continuación:

2.1.1. *Estados limite*

Se define como aquellas situaciones en las que el proyecto no debe superar, ya que de hacerlo se consideraría que la estructura no cumple alguno de los requerimientos para el cual fue proyectado.

- **Estado límite de servicio:**

Se deberá considerar como limitaciones impuestas a los efectos de tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio normal del puente. (AASHTO, 2014)

- **Estado límite de Fatiga y Fractura:**

El estado límite de fatiga se tomará como las limitaciones impuestas al rango de tensiones por efecto del camión de diseño, ocurriendo en un número de ciclos de tensión, con la intención de limitar el desarrollo de fisuras bajo cargas repetitivas, con el fin de evitar fracturas. (AASHTO, 2014)

El estado límite de fractura se considera como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de la AASHTO. (AASHTO, 2014)

- **Estado límites de resistencia:**

El estado límite de resistencia se debe considerar para garantizar la estabilidad de la estructura, para soportar combinaciones de carga que se espera que el puente experimentará durante su periodo de diseño, este estado puede provocar esfuerzos elevados y daños estructurales esperando que se mantenga la integridad estructural global. (AASHTO, 2014)

- **Estado limite correspondiente a eventos extremos:**

Se debe considerar para avalar la supervivencia estructural de un puente durante un evento extremo como una inundación, sismo significativo o por impacto de una embarcación, vehículo o flujo de hielo, estos eventos únicos deben tener una probabilidad de ocurrencia mayor al periodo de diseño del puente. (AASHTO, 2014)

2.1.2. Cargas y factores de carga

Dentro de la sección de cargas y factores de carga de la AASHTO-14, se menciona que los requisitos mínimos de carga utilizados para diseñar puentes nuevos como cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. (AASHTO, 2014)

2.1.2.1. Carga permanente

Este tipo de carga contiene al peso propio de la estructura, incluyendo accesorios e instalaciones para distintos servicios, carpeta de rodamiento, sobrecargas y futuras ampliaciones. (AASHTO, 2014)

Las especificaciones AASHTO-14, establecen como cargas permanentes a:

- DC= Peso propio de elementos estructurales y complementos no estructurales
- DW= Peso propio de la carpeta de rodamiento y disposiciones para servicios públicos.
- EH= Presión suelo en dirección horizontal
- ES= Sobrecarga de suelo
- EV= Sobrecarga de suelo de relleno

Cargas transitorias

- BR= Fuerza correspondiente al frenado de vehículos
- CE= Fuerza centrífuga de los vehículos
- CT= Fuerza de impacto de un vehículo
- EQ= Sismo
- FR= Fricción
- LL= Sobrecarga de vehículos
- LS= Sobrecarga correspondiente a carga viva
- PL= Sobrecarga correspondiente a peatones
- WL= Presión de viento sobre la sobrecarga correspondiente a carga viva
- WS= Presión de viento sobre la estructura

2.1.2.2. Carga móvil

Son desarrolladas mediante camiones y trenes de carga idealizadas como cargas distribuidas equivalentes cuyos ejes se representan como cargas concentradas, además existen las cargas vivas provenientes de la presencia de peatones (Romo, 2015).

En puentes donde existen múltiples carriles, algunas solicitaciones requieren que se carguen la totalidad o varios carriles. A medida que se aumenta el número de carriles cargados, menor es la

probabilidad de que las cargas se apliquen simultáneamente, las recomendaciones AASHTO recomiendan factores de presencia múltiple que están en función del número de carriles cargados como se muestra en la Tabla 16. (AASHTO, 2014)

Tabla 16.
Factores de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

Fuente: (AASHTO, 2014)

La AASHTO designa como HL-93, a la sobrecarga vehicular sobre puentes y consiste en una combinación del camión de diseño y una carga uniformemente distribuida del carril de diseño.

(AASHTO, 2014)

2.1.2.2.1. Camión de diseño

El peso y distancia entre los ejes, así como la separación de las ruedas se detallan en la Figura 30.

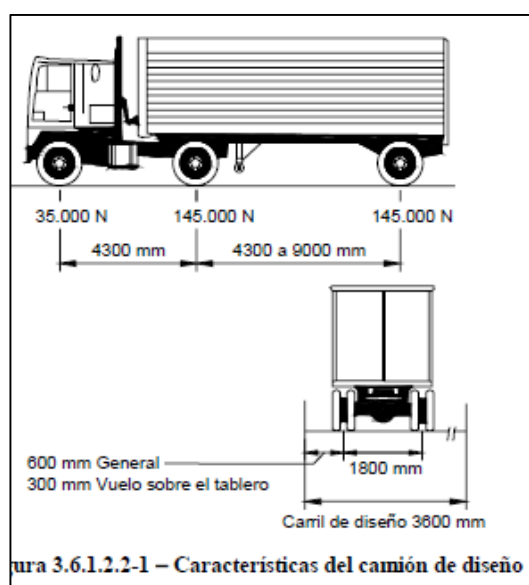


Figura 30. Camión de diseño

Fuente: (AASHTO, 2014, p. 14)

Se deberá considerar un incremento por el efecto dinámico de impacto se detalla en la Tabla 17.

2.1.2.2.2. Tándem de Diseño

En la Figura 31 se muestra el Tándem, mismo que representa un camión o remolque cuyo peso total es de 22.68T y consiste es un par de ejes de 11.34T espaciadas 1.22m, y cuyas llantas se distancian transversalmente 1.83m. (AASHTO, 2014)

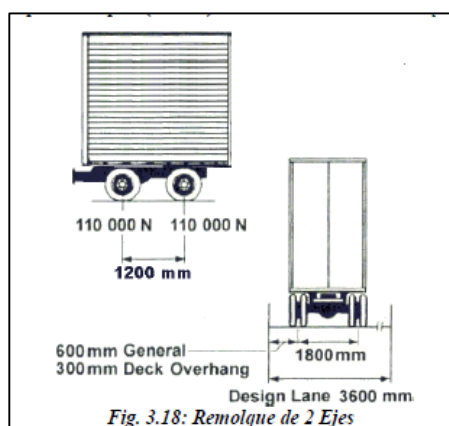


Figura 31. Tándem de diseño

Fuente: (AASHTO, 2014, p. 14)

La acción del remolque debe incluir el efecto dinámico de impacto como se detalla en la Tabla 17.

2.1.2.2.3. Carril de diseño

El carril de diseño consiste en una carga uniforme distribuida de 968 kg/m (0.95 T/m) como lo muestra la Figura 32, tanto para la dirección longitudinal y transversal, la carga se aplicará en un ancho de 3m, para la carga distribuida no se aplica el efecto dinámico de impacto.

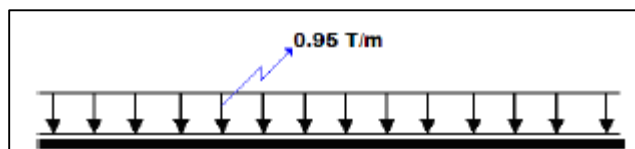


Figura 32. Carga de carril de diseño

Fuente: (AASHTO, 2014)

2.1.2.2.4. *Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño*

Para conseguir los valores extremos se debe tomar en cuenta los efectos producidos en conjunto de una secuencia de ejes y la carga del carril, para provocar la mayor sollicitación AASHTO(2014) en la sección 3.6.1.3 menciona que se deberá tomar el mayor valor de:

- La sollicitación combinada del tándem de diseño con la carga del carril de diseño.
- La sollicitación combinada del camión de diseño con las características detalladas en la sección 2.1.1.2.1, con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.
- En puntos de contraflexión ya sea para momento negativo bajo la acción de carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en las pilas interiores, se deberá utilizar el 90% de las sollicitaciones debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15m, entre el eje delantero y el eje trasero del otro, en conjunto con el 90% de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145,000N de cada camión se deberá tomar como 4,3m.

2.1.2.2.5. *Incremento por efecto dinámico.*

El efecto de carga dinámica (IM), en un incremento que se aplica a las fuerzas estáticas producidas por el camión o tándem para considerar el efecto dinámico producido por los vehículos en movimiento. El incremento no se debe aplicar a cargas peatonales ni al carril de diseño.

La AASHTO recomienda los porcentajes mostrados en la Tabla 17 para incrementar los efectos de las fuerzas estáticas a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado.

Tabla 17.
Incremento por carga dinámica (IM).

Componente	IM
Juntas del tablero – Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Limites	33%

Fuente: (AASHTO, 2014, p. 80)

2.1.2.3. Carga peatonal

Se debe considerar una carga 0.075 ksf (0.0366 kg/cm^2) en aceras de más de 60cm de ancho, y se debe considerar en conjunto con la carga vehicular de diseño.

2.1.2.4. Fuerza Centrífuga: CE

La AASHTO en la sección 3.6.3, para el cálculo de la fuerza centrífuga menciona que se debe despreciar la acción de carril y tomar el producto de los pesos por eje del camión de diseño y el siguiente factor C (ver ecuación 1). Esta fuerza deberá ser aplicada horizontalmente a una distancia de 1.80m sobre la rasante de la calzada. (AASHTO, 2014)

$$C = f \frac{v^2}{gR} \quad (\text{AASHTO, pág. 3.35}) \quad (1)$$

Donde:

- v = Velocidad de diseño de la vía (m/s)
- f = 1.0 para fatiga, $4/3$ para otras combinaciones de carga
- g = aceleración de la gravedad: $9.807 \text{ (m/s}^2\text{)}$
- R = radio de curvatura de carril (m)

1.1.1.1. Fuerza de frenado: BR

En la sección 3.6.4 se indica que esta fuerza se determina como una fracción del peso del vehículo y se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25% del peso por eje del camino de diseño.

- 5% del camión de diseño más la carga del carril.

Se debe aplicar esta fuerza horizontal a una distancia de $1.80m$ desde la superficie de la carretera y tomando en cuenta el tráfico en la misma dirección, para provocar solicitaciones extremas. (AASHTO, 2014)

2.1.2.5. Carga de viento

- **Velocidad de Viento.**

Como se mencionó en la sección 1.7.4, en el estudio del proyecto del puente se tomó $80Km/h$ como velocidad del viento, sin embargo la AASHTO (2014) en la sección 3.8.1.3 indica que la velocidad mínima de viento debe ser la siguiente:

$$V = 90km/h$$

Por lo tanto, se tomará la velocidad más grande por el lado de la seguridad.

- **Carga Horizontal de Viento.**

En la sección 3.8.1.1 se indica que la presión horizontal de viento debe ser asumida como una carga distribuida en las áreas de la estructura que están expuestas a su solicitación, tanto en barlovento como en sotavento (AASHTO, 2014).

El coeficiente de presión externa C_p para barlovento y sotavento según (ASCE7-16, 2016), se muestra en la Tabla 18:

Tabla 18.
Valores de C_p para Barlovento y Sotavento.

	L/B	C_p
Barlovento	-	0.8
Sotavento	0.5	-0.5
	2	-0.3

Fuente: (ASCE7-16, 2016)

Como se aprecia en la tabla anterior, el valor C_p para barlovento es siempre 0.8, mientras que para sotavento se debe calcular primero la relación entre el lado largo (L) y el lado corto (B) del

área a la cual se la aplicará la carga horizontal de viento, en ese sentido cuando L/B es 0.5 entonces $C_p = -0.5$, mientras que para L/B igual a 2, $C_p = -0.3$.

- **Carga Vertical de Viento.**

En la sección 3.8.2 se menciona que la presión vertical P_v de viento debe ser asumida como una carga lineal aplicada en la cuarta parte del ancho del tablero, medida desde el barlovento (AASHTO, 2014). El valor numérico de esta carga se calcula con la ecuación 2:

$$P_v = 96 \text{ kg/m}^2 * \text{Ancho del Tablero} \quad (\text{AASHTO, pág. 3.46}) \quad (2)$$

- **Rugosidad del Terreno.**

La ASCE7-16 (2016) define tres tipos de rugosidad de la superficie como se muestra en la Tabla 19:

Tabla 19.
Tipos de Rugosidad de Superficie.

Superficie	Definición
Tipo B	Áreas urbanas/suburbanas; y cualquier área con vegetación abundante o numerosos obstáculos cercanamente espaciados del tamaño de una vivienda unifamiliar.
Tipo C	Áreas de terreno abierto con obstáculos dispersos cuyas alturas no superan los 9.1m. Se incluyen terrenos planos y pastizales.
Tipo D	Áreas de terreno totalmente planas sin ningún tipo de obstáculo. Se incluye superficies de agua y de hielo.

Fuente: (ASCE7-16, 2016)

Según las condiciones del puente se elige como rugosidad del terreno la Tipo B.

- **Tipo de Exposición.**

La ASCE7-16 (2016) define tres tipos de exposición de la estructura al viento según la rugosidad del suelo de la zona, esta rugosidad depende de la topografía, vegetación y construcciones existentes, los detalles se muestran en la Tabla 20.

Tabla 20.
Tipos de Exposición al Viento.

Exposición	Definición
Tipo B	Para edificaciones y otro tipo de estructuras cuya altura promedio no sobrepase los 9.1m, Exposición B aplica cuando la Rugosidad B prevalezca en la dirección del viento por una distancia mayor a 457m. Para estructuras con altura promedio mayor a 9.1m, Exposición B aplica cuando Rugosidad B prevalezca en la dirección del viento por una distancia mayor a 792m o 20 veces la altura de la estructura, la que sea mayor.
Tipo C	Exposición C aplica cuando B o D no lo hagan.
Tipo D	Exposición D aplica cuando Rugosidad D prevalezca en la dirección del viento por una distancia mayor a 1524m o 20 veces la altura de la estructura, la que sea mayor. También se aplicará cuando la rugosidad del suelo clasifique como B o C, si el sitio está dentro a una distancia de 183m, o 20 veces la altura del edificio, la que sea mayor.

Fuente: (ASCE7-16, 2016)

Según las condiciones del puente se elige la exposición Tipo C.

- **Factor Topográfico (Kzt).**

Cuando existen cambios en la topografía del terreno (crestas, colinas, taludes, etc.), se produce incrementos en la velocidad de viento sin importar la categoría de exposición, la ASCE7-16 (2016) en la sección 26.8, considera este efecto y propone una metodología para el cálculo de este factor.

En el caso de que estas condiciones no sean relevantes se asume $Kzt=1.0$.

Según las condiciones del puente se elige:

$$Kzt = 1.0$$

- **Factor Gust (G).**

Conocido también como Factor de Ráfaga, su valor depende del período fundamental de vibración de la estructura. La ASCE7-16 (2016), recomienda utilizar $G=0.85$ para estructuras consideradas rígidas.

Según las condiciones del puente se elige:

$$G = 0.85$$

- **Factor de Direccionalidad de Viento (Kd).**

La (ASCE7-16, 2016) en la sección 26.6, Tabla 26.6-1, propone valores de este factor según el Tipo de Estructura. Cuando la estructura tiene un Sistema Principal Resistente a Fuerza de Viento (Superestructura del Puente), $K_d=0.85$.

Según las condiciones del puente se elige:

$$K_d = 0.85$$

2.1.2.6. Carga sísmica.

La AASHTO (2014) en la sección 3.10.8, menciona que cualquier sollicitación sísmica deberá realizarse de tal manera que se generen los siguientes dos casos de carga:

1. $S_X = 100\%$ del valor del sismo en la dirección longitudinal “X” combinado con 30% del valor del sismo en la dirección transversal “Y” (AASHTO, 2014).
2. $S_Y = 100\%$ del valor del sismo en la dirección transversal “Y” combinado con 30% del valor del sismo en la dirección longitudinal “X” (AASHTO, 2014).

En los apartados 1.7.5.4 y 1.7.5.5 se obtuvo el espectro elástico e inelástico respectivamente en aceleraciones aplicando la norma NEC-15 (ver Figuras 25 y 26). Estos espectros serán utilizados al momento de realizar el reforzamiento en los modelos calibrados, mientras que los espectros que se describirán a continuación, serán utilizados para comprobar el desempeño de la propuesta de reforzamiento, así como la evaluación estructural actual del puente.

2.1.2.6.1. Espectros para evaluación estructural.

La NEC (2015) con el objetivo de evaluar el desempeño estructural de aquellas estructuras clasificadas como esenciales y de ocupación especial, ha propuesto en la sección 4.3.2 diferentes niveles de amenaza sísmica según el período de retorno del sismo como lo muestra la Tabla 21.

Tabla 21.
Niveles de amenaza sísmica NEC-15.

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0,01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0,00444
3	Raro (severo)	10%	475	0,00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0,00040

Fuente: (NEC, 2015)

Se han construido espectros elásticos e inelásticos de aceleración para cada nivel de amenaza sísmica, para ello se utilizaron las curvas de peligro sísmico presentadas por la NEC-15 en la sección 10.4.1 (ver Figura 33) para la ciudad de Quito, debido a que el puente se encuentra en esta zona.

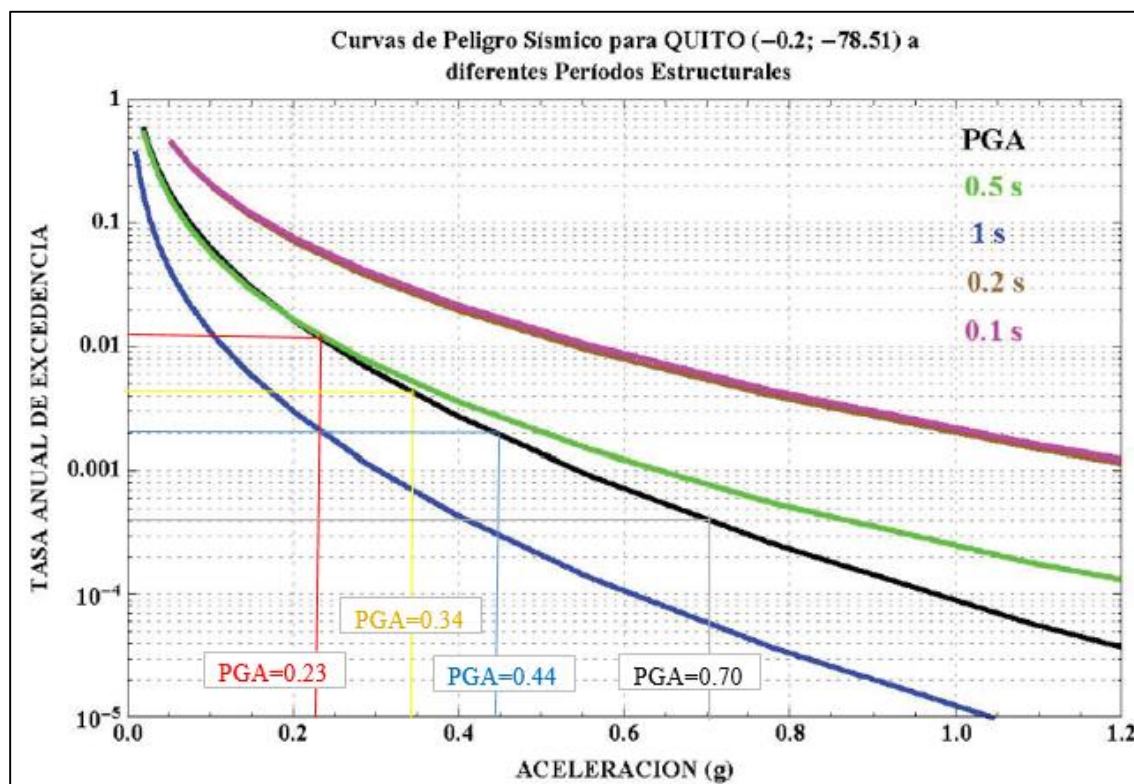


Figura 33. Curvas de peligro sísmico para la ciudad de Quito NEC-15.

Fuente: (NEC, 2015)

A partir de la figura anterior se recalcularon los factores F_a , F_d y F_s con el procedimiento detallado en la NEC-SE-RE (2015) sección 3.3 que consiste en establecer una relación directa entre el factor $Z=0.40g$ y los PGA de cada nivel de amenaza sísmica. El valor de PGA se obtiene de extender líneas horizontales desde la tasa anual de excedencia de cada nivel de amenaza hasta intersectar la curva de PGA (color negro), para luego proyectar el punto de cruce al eje horizontal de la figura anterior. En la Tabla 22 se presenta un resumen de los valores obtenidos para cada nivel de amenaza sísmica.

Tabla 22.

PGA y factores de sitio para diferentes niveles de amenaza.

Nivel de Amenaza	Tasa anual excedencia	PGA (g)	F_a	F_d	F_s
Frecuente	0.01389	0.23	0.675	0.624	0.624
Ocasional	0.00444	0.34	1.020	0.944	0.944
Raro	0.00211	0.44	1.320	1.221	1.221
Muy Raro	0.00040	0.70	2.100	1.943	1.943

En las Figuras 34 a 41, se muestran los espectros para cada nivel de amenaza sísmica, contruidos con los factores de la tabla anterior.

- Sismo Frecuente ($T_r = 72$ años)

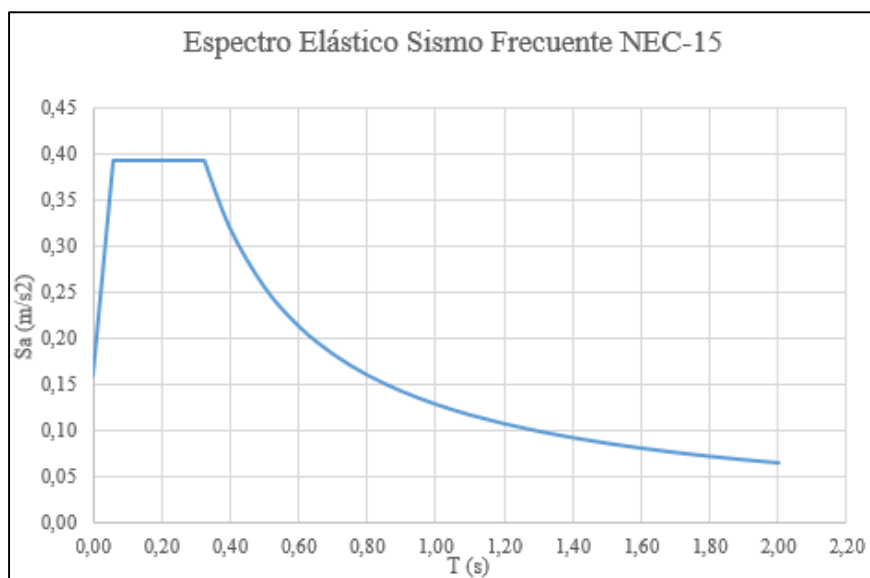


Figura 34. Espectro elástico sísmico frecuente NEC-15.

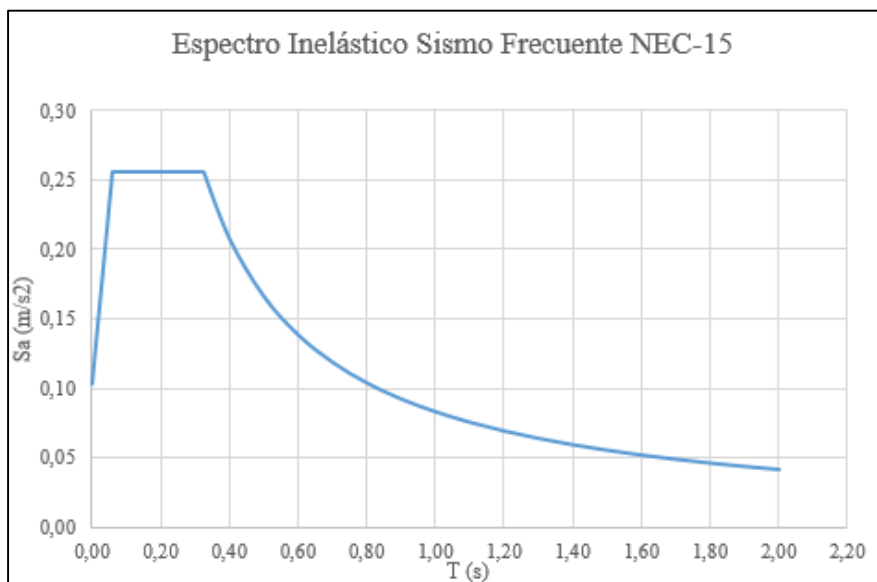


Figura 35. Espectro inelástico sismo frecuente NEC-15.

- Sismo Ocasional ($Tr = 225$ años)

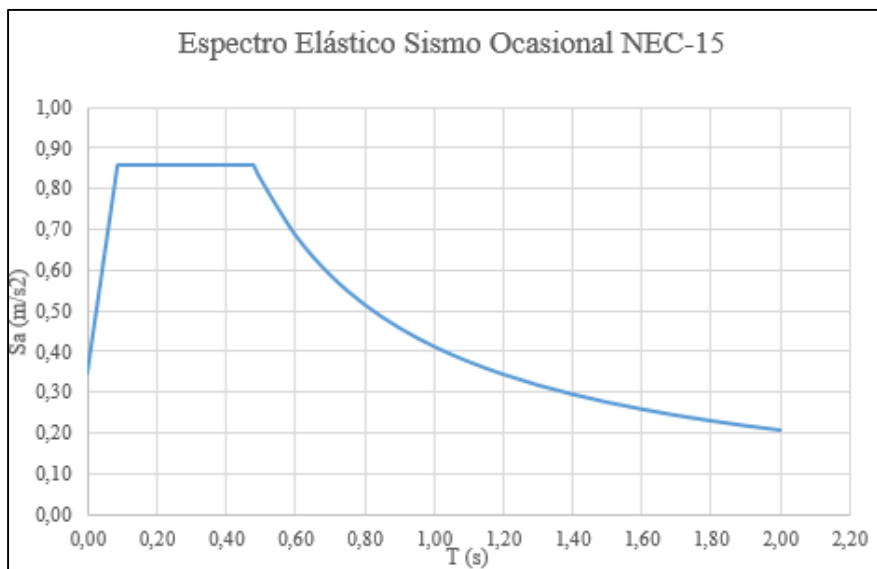


Figura 36. Espectro elástico sismo ocasional NEC-15.

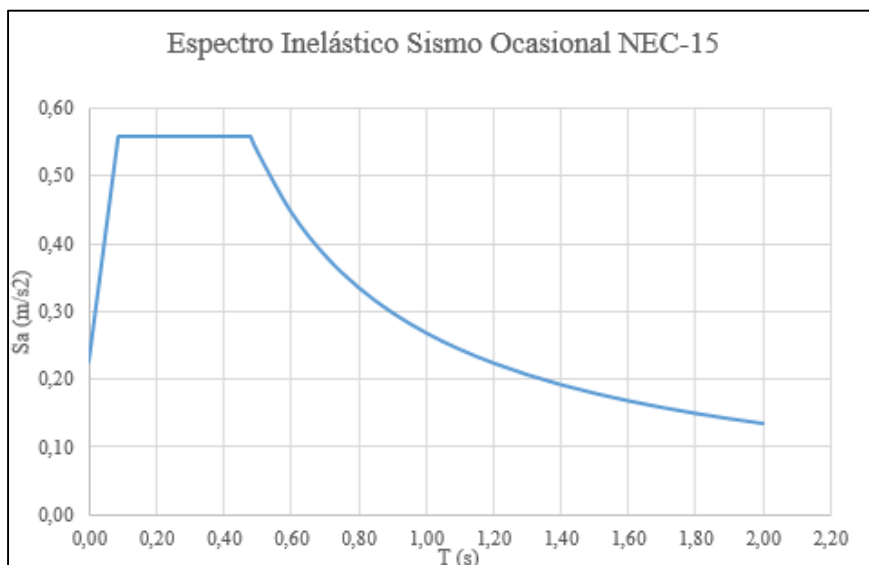


Figura 37. Espectro inelástico sismo ocasional NEC-15.

- Sismo Raro ($Tr = 475$ años)

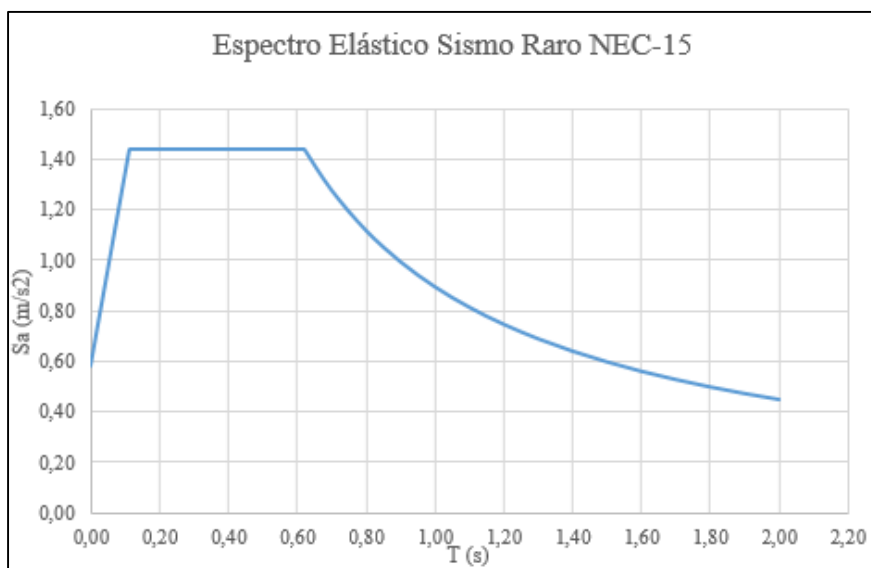


Figura 38. Espectro elástico sismo raro NEC-15.

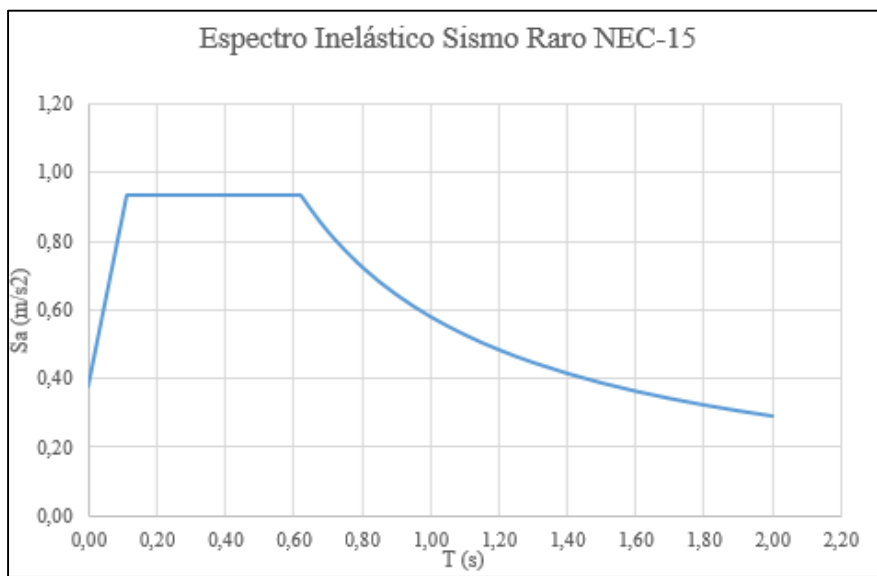


Figura 39. Espectro inelástico sismo raro NEC-15.

- Sismo Muy Raro ($T_r = 2500$ años)

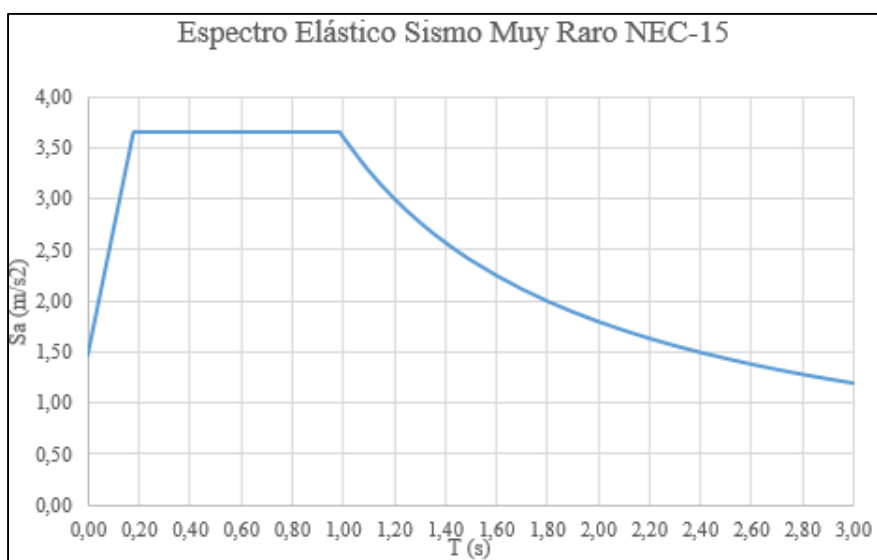


Figura 40. Espectro elástico sismo muy raro NEC-15.

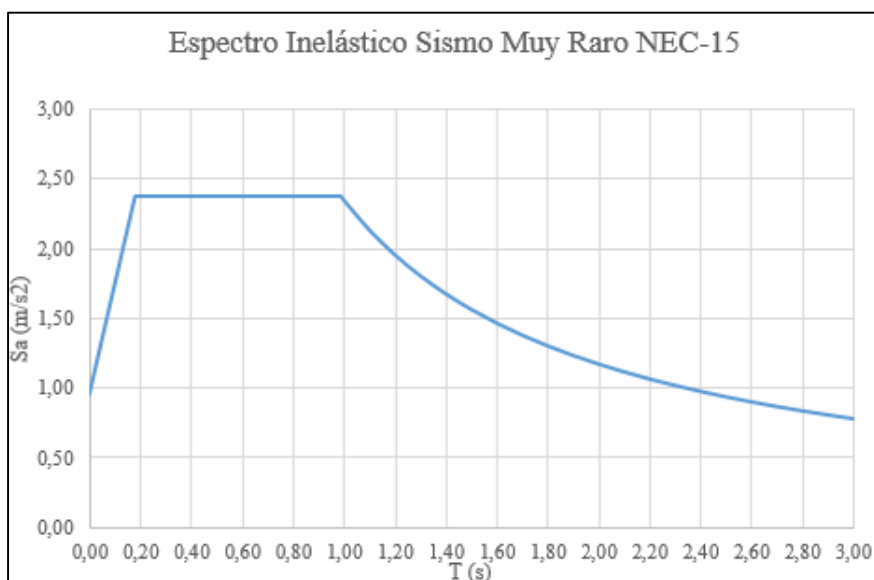


Figura 41. Espectro inelástico sismo muy raro NEC-15.

2.1.2.6.2. *Objetivos de rehabilitación sísmica.*

Un objetivo de rehabilitación se define como la combinación de pares de diferentes niveles de amenaza sísmica (sismos de diferente período de retorno) con varios niveles de desempeño (NEC-SE-RE, 2015).

En la sección 3.4 de la NEC-SE-RE (2015) se definen los siguientes cuatro niveles de desempeño:

1. Nivel Operacional (1-A).
2. Nivel de Ocupación Inmediata (1-B).
3. Nivel de Seguridad de Vida (3-C).
4. Nivel de Prevención de Colapso (5-E).

La Tabla 23 muestra una matriz que contiene los diferentes niveles de amenaza y desempeño, en los cruces y con letras se indican los objetivos de rehabilitación.

Tabla 23.
Objetivos de rehabilitación.

Nivel de Amenaza	Probabilidad de excedencia en 50 años	Niveles de Desempeño			
		1-A	1-B	3-C	5-E
Frecuente	50%	a	b	c	d
Ocasional	20%	e	f	g	h
Raro	10%	i	j	k	l
Muy Raro	2%	m	n	o	p

Fuente: (NEC, 2015)

En la sección 3.6.2 de la NEC-SE-RE (2015) se menciona que las estructuras de Ocupación Especial como el Puente Zámbriza, deben ser rehabilitadas para un objetivo reducido, es decir para los casilleros **g** y **l** de la tabla anterior.

El objetivo de rehabilitación **g** indica que la evaluación se debe hacer para el sismo Ocasional y para un nivel de desempeño 3-C, este último significa que la estructura luego del sismo, mantiene rigidez y resistencia de manera residual, los elementos estructurales aún funcionan ante cargas gravitacionales. Es posible que la estructura presente una permanente deriva, sin embargo su reparación es económicamente viable (NEC-SE-RE, 2015).

El objetivo de rehabilitación **l** indica que la evaluación se debe hacer para el sismo Raro y para un nivel de desempeño 5-E, este último significa que luego del sismo la rigidez y resistencia residual es pequeña, sin embargo sus elementos estructurales principales mantienen su funcionamiento. La estructura presenta importantes derivas permanentes, en general, la estructura solamente deberá estar próxima al colapso (NEC-SE-RE, 2015).

2.1.2.7. Factores y Combinaciones de carga

La ecuación 3 representa la base de la metodología del diseño por factores de carga y resistencia LRFD sugerida por la AASHTO en su sección 3.4.1. (AASHTO, 2014)

$$\sum \eta_i \gamma_i \rho_i \leq \phi R_n = R_r \text{ (AASHTO, pág. 3.8)} \quad (3)$$

Donde:

- γ_i = factor de carga
- ϕ = Factor de resistencia
- η_i = Factor de modificación de las cargas
- ρ_i = Solicitación
- R_n = resistencia nominal
- R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

En la Tabla 24 se muestran los factores de carga que se aplican a las diferentes combinaciones con las cuales se obtengan solicitaciones extremas cercanas a la realidad. Para cada combinación se debe tomar en cuenta que cada una de las cargas es relevante para el elemento que se está diseñando, esto incluye solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de cargas correspondiente y el factor de presencia múltiple (Tabla 16), posteriormente se aplica la ecuación 3 y realizar el producto por los modificadores de carga presentados en el artículo 1.3.2 de la AASHTO (2014)

Los elementos y uniones de un puente deben satisfacer la ecuación 3, para las combinaciones aplicables de solicitaciones mayoradas según los siguientes estados límites:

Resistencia I.- Representa una combinación de cargas básica de uso vehicular en estado normal de la estructura sin tomar en cuenta el efecto del viento. (AASHTO, 2014)

Resistencia II.- Combinación de cargas que representa el tránsito de vehículos de circulación limitada o considerados especiales que sean presentados por el propietario, de no haber un adecuado control de tráfico no se tomara al vehículo especial como el único en la calzada y no se debe considerar el efecto del viento. (AASHTO, 2014)

Resistencia III.- Representación de cargas de la estructura sometida a vientos elevados ya que impiden la presencia de sobrecargas considerables, para este estado limite la velocidad debe superar los 90km/h . (AASHTO, 2014)

Resistencia IV.- Combinación que representa las relaciones muy elevadas de cargas entre las demandas provocadas por las cargas permanentes y las sobrecargas. (AASHTO, 2014)

Resistencia V.- Combinación de cargas que representen la circulación de vehículos normales considerando el efecto del viento con una velocidad de 90km/h . (AASHTO, 2014)

Evento Extremo I.- Combinación de cargas que incluye el efecto de sismos (AASHTO, 2014)

Evento Extremo II.- Combinación de cargas que representan la ocurrencia de eventos extremos como carga de hielo, colisión de vehículos y embarcaciones, incluye eventos hidráulicos con sobrecarga reducida diferente a la colisión de vehículos (CT), debido a la baja probabilidad de ocurrencia conjunta de los eventos se especifica que se apliquen de forma independiente. (AASHTO, 2014)

Servicio I.- Combinación que representa el normal funcionamiento del puente con la influencia de un viento de 90km/h , tomando todas las cargas a sus valores nominales. Además, se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enteradas, revestimiento de túneles y tuberías termoplásticas, y con el control de figuración de las estructuras de hormigón, este estado limite se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes (AASHTO, 2014)

Servicio II.- Combinación cuyo fin es controlar la fluencia de las estructuras metálicas y el resbalamiento que provocado por la sobrecarga de los vehículos en las conexiones de resbalamiento crítico. (AASHTO, 2014)

Servicio III.- Combinación de cargas relacionadas al control de la fisuración a tracción en superestructuras de hormigón pretensado. (AASHTO, 2014)

Servicio IV.- Combinación de cargas cuyo objetivo es controlar la figuración a tracción en subestructuras de hormigón pretensado. (AASHTO, 2014)

Fatiga. - Combinación de cargas de fatiga y fractura que corresponde a la sobrecarga gravitatoria vehicular sometido a una gran cantidad de ciclos, y las respuestas dinámicas del único camión de diseño con las características especificadas en la AASHTO-14. (AASHTO, 2014)

El criterio para seleccionar los factores deber ser aquel que produzca una sollicitación extrema mayorada tanto para valores positivos como negativos.

Tabla 24.
Combinaciones de carga y Factores de Carga.

Combinación de cargas Estado Limite	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar solo uno por vez				
	DD	IM								CR	SH	EQ	IC	CT
	DW	CE												
	EH	BR												
	EV	PL												
	ES	LS												
	EL													
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV-Sólo EH. EV. ES. DW. DC	1.50 γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.0	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0	-
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.3	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV Fatiga - Sólo LL. IM y CE	1.00 -	- 0.75	1.00 -	0.7 -	- -	1.00 -	1.00/1.20 -	- -	1.00 -	- -	- -	- -	- -	- -

Fuente: (AASHTO, 2014, p. 71)

Vale mencionar que para las celdas que contengan el símbolo γ_p de la tabla anterior, es necesario dirigirse a la Tabla 25 donde se presentan factores de carga permanente según el caso de carga.

Tabla 25.
Factores de carga para cargas permanentes (γ_p).

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.65
• En reposo		
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90
ES: Sobre carga de suelo	1.50	0.75

Fuente: (AASHTO, 2014, p. 72)

2.1.3. Deflexiones

Las deformaciones en puentes son consideradas dentro del diseño de manera que no afecte estructuralmente, ya que en puentes de hormigón y metálicos las deformaciones excesivas provocadas por las cargas de servicio deterioran con rapidez la superficie de rodadura y genera fisuración de los elementos estructurales, las cuales podrían afectar la integridad del puente. (AASHTO, 2014)

La respuesta psicológica de los usuarios frente al movimiento y a una deformación es probablemente el factor más importante que se relaciona con la flexibilidad, al tratarse de una pregunta subjetiva difícil no hay pautas definitivas para los límites tolerables de deformación o movimiento. (AASHTO, 2014)

Fundamentado en los criterios para deflexión que presenta la AASHTO (2014) en el artículo 2.5.2.6.2, se puede considerar los siguientes límites para construcciones de acero, aluminio y/u hormigón mostrados en la Tabla 26.

Tabla 26.
Límites de deflexión

Carga vehicular, general	Longitud/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud/1000
Carga vehicular sobre voladizos	Longitud/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	Longitud/375

Fuente: (AASHTO, 2014)

Para este proyecto se ha decidido trabajar con el caso de carga vehicular general porque corresponde a las condiciones de operación del puente, es decir el límite de deflexiones es:

$$\text{Límite Deflexiones} = L/800$$

2.2. Monitoreo en Tiempo Real de Puentes.

Los métodos tradicionales de monitoreo de estructuras sugieren principalmente la inspección visual, sin embargo, estos han demostrado ser insuficientes en determinar el estado o condición actual de un puente debido a que son muy variables, carecen de resolución y no detectan daños a menos que sean visibles. Esto hace que sean estructuralmente deficientes, e incluso peligrosos puesto que pueden pasar por alto a puentes que comprometan la seguridad de los usuarios (Gaviña, Uy, & Carreon, 2017).

Los métodos actuales sugieren combinar los tradicionales con la respuesta de una serie de sensores instalados en puntos estratégicos de la estructura, con el objetivo de monitorear continuamente el comportamiento del puente a través de modelos matemáticos más realistas. Lo que buscan estos sistemas es medir los parámetros relacionados con los mecanismos de deterioración más importantes como: corrosión del acero, carbonatación del concreto, ciclos de congelación/descongelación, reacción álcali-sílice; también se incluyen aquellos relacionados con la respuesta de la estructura como: deformaciones, esfuerzos, fisuras y vibraciones, dentro de

vibraciones se tienen las frecuencias, amplitudes, aceleraciones y modos de vibrar (Comisu, Taranu, Boaca, & Scutaru, 2017).

El progreso de los mecanismos de daño puede ser prevenido monitoreando los parámetros físicos y químicos como temperatura, humedad y PH del concreto; y los parámetros mecánicos como esfuerzos, deflexiones y vibraciones (Comisu, Taranu, Boaca, & Scutaru, 2017).

Las técnicas de monitoreo que se basan en medir las vibraciones de la estructura se denominan métodos dinámicos (Vinueza Elizalde, 2017), y son útiles puesto que las lecturas de vibraciones cambian cuando existen daños, incluso aquellos localizados en zonas internas de la estructura, a las que puede ser difícil el acceso para aplicar métodos visuales. El concepto básico del monitoreo de vibraciones es que la respuesta vibratoria de la estructura cambia debido a la aparición de una falla, la cual altera las características estructurales originales (Amézquita Sánchez, 2012).

(Gaviña, Uy, & Carreon, 2017), proponen que la instalación de estos sensores sea efectiva en términos de localización y orientación para obtener lecturas correctas de aceleración, desplazamiento y rotación. Toda esta información debe ser almacenada en un servidor donde es monitoreada y comparada con ciertos límites que establecen si el comportamiento del puente es el esperado.

En cuanto a las aplicaciones, el monitoreo en tiempo real permite conocer los cambios de las propiedades estructurales de un puente causados por factores como la corrosión en los elementos de acero, lo cual cambiará la respuesta de la estructura frente a las sollicitaciones externas que recibe el puente. El monitoreo también permite determinar la carga real a la que está sometida la estructura, lo cual puede ser utilizado por los ingenieros para predecir la respuesta de la estructura ante condiciones extremas de carga. Otra de las aplicaciones se da en ingeniería forense puesto que al tener un registro de datos tomados por los sensores durante desastres naturales o aquellos

provocados por el hombre, la información recolectada puede ser analizada y utilizada para determinar la causa de los daños producidos (Gaviña, Uy, & Carreon, 2017).

En general, el monitoreo estructural en tiempo real presenta un gran avance frente a los métodos visuales en términos de evaluación de la estructura, adicionalmente, la tecnología Wireless permite que la información registrada por los sensores instalados en sitio, pueda ser visualizada fácilmente por los ingenieros, directores de mantenimiento, e instituciones dedicadas a la investigación del comportamiento estructural de un puente, además de eliminar el cableado y conexión a fuente de poder que tienen los sensores alámbricos (Yu, Xie, & Ou, 2010). Los sensores inalámbricos son portables, de fácil instalación y remoción, y se requieren menos unidades para el monitoreo en comparación con los alámbricos, esto permite que se pueda realizar lecturas en varias zonas del mismo puente.

En la Figura 42 se muestra la composición del sistema de monitoreo inalámbrico:



Figura 42. Esquema de monitorización Puente Zámbriza.

En la figura anterior se puede observar que el Sistema de Monitorización se compone de cuatro partes:

- **Sistema de Excitación:** Se refiere a la carga vehicular que al moverse a lo largo del puente, excita la estructura haciendo que vibre (Amézquita Sánchez, 2012).
- **Sensores de Aceleración:** Dispositivos que monitorean la aceleración de las vibraciones producidas por la carga vehicular, al estar en contacto con algún elemento estructural. Son capaces de convertir los datos físicos recolectados en impulsos eléctricos y luego en señal digital para ser transmitida al Sistema de Adquisición de Datos vía Wifi, a través de un punto de acceso (Vinueza Elizalde, 2017).
- **Sistema de Adquisición de Datos:** Adquiere la señal proveniente de los sensores de aceleración mediante un software que procesa y almacena los datos recogidos (Vinueza Elizalde, 2017).
- **Programa de Control de Sistema:** Es el software que permite el procesamiento y presentación de datos recolectados (Vinueza Elizalde, 2017).

2.3. Procesamiento de Señales.

El análisis de la respuesta vibratoria de una estructura permite detectar, situar y cuantificar el daño en la misma (Amézquita Sánchez, 2012).

Una vez que se ha obtenido la información de interés a través del monitoreo en tiempo real de la estructura, los datos deben ser procesados para su respectivo análisis e interpretación.

Actualmente existen varias técnicas que se emplean en el procesamiento de señales, Amézquita Sánchez (2012) menciona que las más importantes son las siguientes:

- Transformada Rápida de Fourier (FFT).

- Transformada Corta de Fourier (STFT).
- Transformada de Wavelet (CWT) y Wavelet Packet (WPT).
- Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC).
- Redes Neuronales Artificiales.

En este proyecto se utilizó la Transformada Rápida de Fourier para el procesamiento de datos, a través de las funciones disponibles en el software Seismo Signal 2016 (ver apartado 3.6.1). Se explicará a detalle la teoría de la FFT en el apartado 2.3.2 a 2.3.5, también se ha incluido una breve explicación de la técnica MUSIC la cual puede ser de utilidad cuando los datos se encuentren envueltos en demasiado ruido (Vinueza Elizalde, 2017).

2.3.1. Señal Analógica vs. Señal Digital.

La señal analógica toma este nombre debido a que es análoga a la señal original, además que su dominio es continuo. La señal digital tiene un dominio finito, es decir que muestra la variación de la señal análoga en un determinado instante (Carrizo, 2014).

La Figura 43 muestra la comparación entre una señal analógica y una señal digital, cuya diferencia principal radica en la cantidad de puntos que tienen sus dominios.

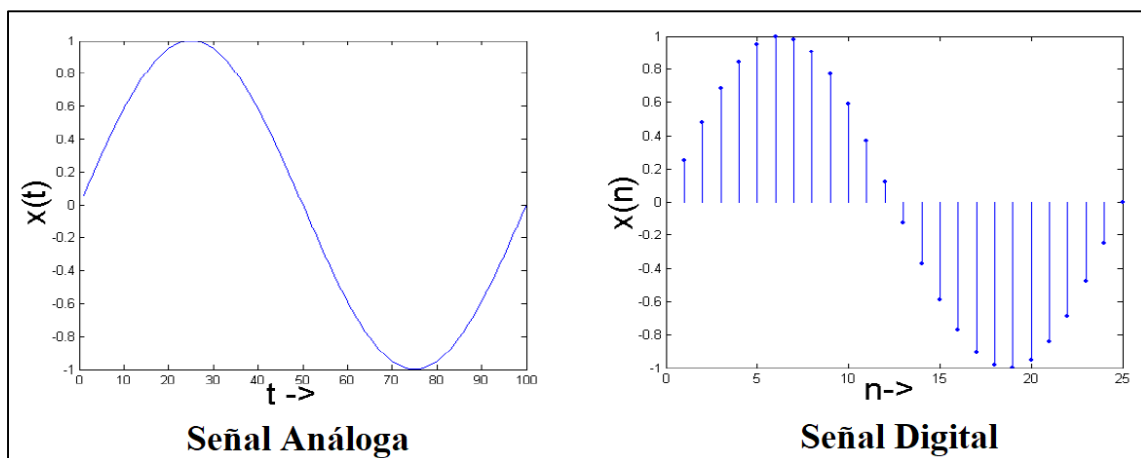


Figura 43. Señal Analógica y Señal Digital.

Fuente: (Carrizo, 2014)

Entre las ventajas que la señal digital presenta frente a la analógica, Carrizo (2014) menciona que es menos propensa a interferencias y que puede ser transmitida inalámbricamente sin afectar su calidad.

Los sensores de aceleración cuentan con conversores análogo-digitales que permiten manipular los datos que recogen, es evidente que en el proceso de conversión existe pérdida de información puesto que la señal continua se discretiza, sin embargo con la tecnología actual la señales digitales son prácticamente una fiel copia de las señales análogas (Carrizo, 2014).

2.3.2. *Transformada de Fourier.*

Se define como una operación matemática que transforma una función que está en el dominio del tiempo, al dominio de la frecuencia. Cuando la transformada es aplicada a una señal digital (discreta) se denomina Transformada Discreta de Fourier (DFT). La Transformada Rápida de Fourier (FFT) es una versión rápida de la DFT que es utilizada cuando el número de muestras de la señal digital es potencia de dos. En general la aplicación de la Transformada de Fourier es recomendada en funciones de comportamiento periódico como los fenómenos vibratorios (Carrizo, 2014).

La transformación del dominio de una función en el tiempo al dominio de frecuencias es necesaria cuando se quiere conocer que tan a menudo se producen las variaciones de la función (UNC, 2015).

La definición matemática de la Transformada de Fourier se presenta en la ecuación 4:

$$F(w) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{iwt} dt \quad (4)$$

La inversa de la Transformada de Fourier se muestra en la ecuación 5:

$$F(w) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} f(t)e^{iwt} dt \quad (5)$$

Donde:

- $e^{iwt} = \cos(wt) + i \sin(wt)$
- $i = \sqrt{-1}$
- $w =$ Rango de frecuencias angulares asociadas con la señal.

2.3.3. Transformada Discreta Rápida Fourier (DFT).

Es la Transformada de Fourier aplicada en una señal digital la cual tiene un dominio discreto y una duración definida (T_s), por esta razón la integral puede ser sustituida por una sumatoria, debido a que se analizan datos discretos y no continuos. La definición matemática de la DFT se muestra en la ecuación 6:

$$F(k\Delta f) = \sum_{n=0}^{N-1} f(n\Delta t)e^{-i(2\pi k\Delta f)(n\Delta t)} \quad (6)$$

Donde:

- $F(k\Delta f) =$ Valores obtenidos de la aplicación de la DFT, un número complejo para cada frecuencia discreta.
- $N =$ Número total de datos discretos tomado.
- $n = k = 0, 1, 2, \dots, N - 1$
- $\Delta t =$ Intervalo de tiempo entre toma de datos discretos.
- $\Delta f =$ Incremento o resolución de frecuencia.

Respectivamente el intervalo de tiempo Δt , la frecuencia de muestreo f_s y resolución de frecuencia Δf se pueden determinar de la siguiente manera:

$$\Delta t = \frac{T_s}{N}; f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T_s}; \Delta f = \frac{1}{T_s}$$

Donde:

- T_s = Tiempo total de muestreo.

Se debe mencionar que el período fundamental T de la señal digital no coincide con el tiempo de muestreo T_s , debido a que este último es arbitrario como lo muestra la Figura 44:

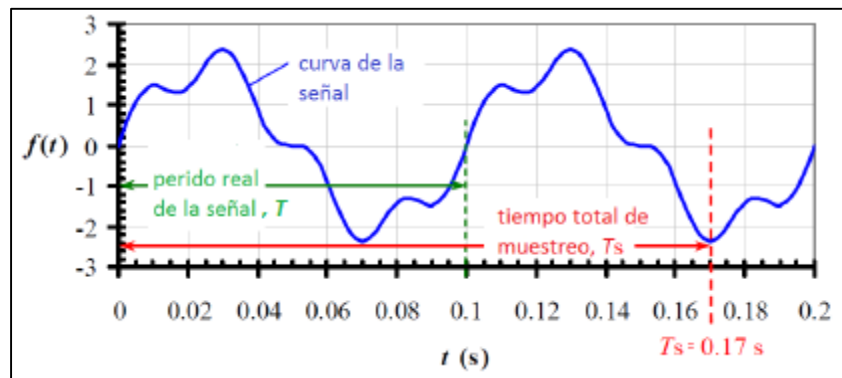


Figura 44. Señal digital con $T=0.1s$ y $T_s=0.17$.

Fuente: (Cimbala, 2010)

La señal digital de la figura anterior tiene un período fundamental $T = 0.1s$, y arbitrariamente se detiene el muestreo en un tiempo $T_s = 0.17s$.

De igual manera el incremento de frecuencia Δf no está asociado al contenido de frecuencias de la señal digital.

2.3.4. Criterio de Nyquist.

Este criterio menciona que la confiabilidad de los datos discretos tomados a una frecuencia de muestreo f_s , se presenta para los datos que corresponden a una frecuencia de muestreo menor a $f_s/2$ (Barona & Guitérrez, 2017).

Sobre la base anterior, solamente la mitad de los N valores de salida de la DFT (desde $k=0$ hasta $k=N/2$) son confiables y por tanto útiles, la otra mitad de valores se deben descartar.

La frecuencia máxima de muestreo para la cual los datos son confiables, conocida también como frecuencia doblada es la siguiente:

$$f_{max} = \frac{f_s}{2} = \frac{N * \Delta f}{2}$$

2.3.5. Transformada Rápida de Fourier (FFT).

Cuando el número total de datos discretos N es potencia de dos, se puede optimizar el cálculo de la DFT eliminando cálculos repetitivos, obteniendo mayor precisión en los resultados. Las ecuaciones y criterios mencionados en la DFT son también aplicables a la FFT (Barona & Guitérrez, 2017). Este algoritmo está disponible en el software Seismo Signal 2016 del que se hablará en el apartado 3.6.1, además se debe mencionar que este método fue elegido en el presente proyecto para el procesamiento de señales.

2.3.6. Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC)

Como se mencionó en el apartado 2.3, esta técnica de procesamiento de señales también se utiliza como herramienta de análisis espectral y fue implementada por Jiang & Adeli (2007) durante la evaluación de daños en edificios de gran altura (30 pisos o más) sometidos a excitación sísmica.

Este método se encuentra aislado de los inconvenientes generados por el ruido excesivo en una señal, por lo que es recomendable utilizarlo en situaciones donde la estructura no sufra excitaciones importantes durante el monitoreo en tiempo real. Vinueza Elizalde (2017) menciona que el ruido ambiental en estas circunstancias se confunde con las vibraciones propias de la estructura por lo que se necesita una técnica de procesamiento capaz de separar eficientemente el ruido ambiental y la señal de interés.

El algoritmo MUSIC determina el contenido espectral de una señal mediante el método de autoespacio de Schmidt aplicado a la matriz de correlación de dicha señal. El método puede utilizarse en señales conformadas por la suma de sinusoides y ruido blanco Gaussiano. (Díaz, Lopez Amo, Jáuregui, & López Higuera, 2009). La expresión matemática de MUSIC se muestra en la ecuación 7:

$$P^{MUSIC}(f) = \frac{1}{\sum_{k=p+1}^N [V_k^H e(f)]} \quad (7)$$

Donde:

- N = Dimensión de los autovectores de señal.
- V_k = Autovector k de matriz de correlación
- p = Dimensión del subespacio de señal.
- $e(f)$ = Vector de exponenciales complejas que conforman un autovector sinusoidal de frecuencia f .
- H = Traspuesta Hermitania.

Los autovectores V_k pertenecen al subespacio de ruido debido a que representan los autovalores más pequeños. Sobre la base de que los autovectores de una matriz cualesquiera son ortogonales, al momento de realizar un barrido de frecuencias, el instante en que la frecuencia sea igual a una de las sinusoides, el valor de $V_k^H e(f)$ siempre será cero, y el pseudoespectro presentará un pico en la frecuencia fundamental de la señal (Díaz, Lopez Amo, Jáuregui, & López Higuera, 2009).

Matlab dentro de su librería contiene el algoritmo de MUSIC y puede ser utilizado mediante la siguiente función:

$$[S, w] = pmusic(x, p)$$

Donde:

- x es un vector que contiene la señal de entrada.
- p es el subespacio de la señal x .
- S es el pseudoespectro de la señal x .
- w es un vector de frecuencias normalizadas a la cual el pseudoespectro es evaluado.

2.4. Ensayo de Esclerómetro.

Este ensayo no destructivo permite determinar la resistencia a compresión del hormigón de un elemento estructural, mediante el impacto de un martillo liviano (Martillo Schmidt) en la superficie del elemento (Realpe, 2016), sin embargo la ASTM C805 (2015) especifica que esta prueba no debe tomarse como base para aceptar o rechazar un espécimen, debido a que los resultados servirán únicamente como una idea general de la resistencia a compresión, este hecho también lo menciona (Bilbao Vera , 2011), quien incluso aclara que este ensayo no debe reemplazar a las pruebas de laboratorio. Sobre esta base se recomienda extraer núcleos *in situ* para determinar el parámetro mecánico en cuestión con mayor precisión y confiabilidad.

La ASTM C805 (2015) estandariza este ensayo y recomienda realizar 10 golpes para tener una adecuada correlación entre el índice de rebote y la resistencia a compresión, los golpes se realizarán posicionando perpendicularmente el martillo a la superficie de prueba. Dicha superficie debe estar limpia, seca, sin fisuras y alisada con piedra de amolar.

En cuanto a las lecturas de rebote, se deberán eliminar aquellas que difieran en más de seis unidades de la media.

La correlación es provista por los fabricantes del martillo, para este proyecto se utilizó el Martillo Original Schmidt-Marca Proceq-Modelo N/L mostrado en la Figura 45, mientras que en la Figura 46 y 47 se muestra el gráfico de correlación utilizado para convertir el índice de rebote

promedio en resistencia a compresión del hormigón, para especímenes cilíndricos y cúbicos respectivamente.



Figura 45. Martillo Original Schmidt Proceq Modelo N/L.

Fuente: (PROCEQ, 2017)

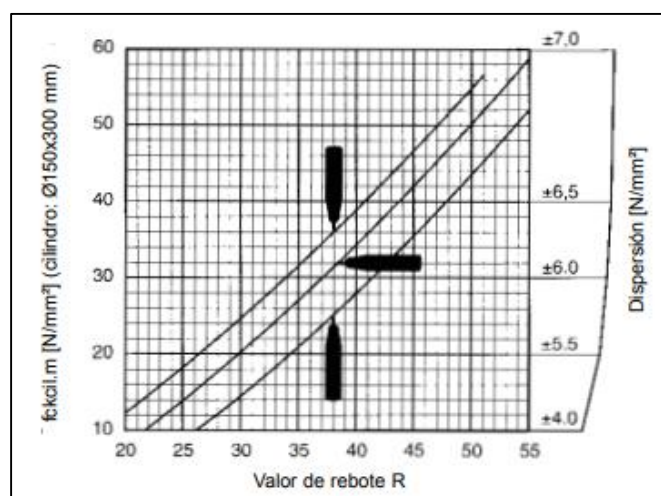


Figura 46. Curva de Conversión de un Cilindro Martillo Original Schmidt.

Fuente: (PROCEQ, 2017)

En la Figura 46 el eje horizontal corresponde al índice de rebote promedio, mientras que el eje vertical representa la resistencia a compresión de un cilindro de hormigón de 15cm de diámetro y 30cm de altura, por este motivo se deberá aplicar un factor de corrección adicional para obtener finalmente la resistencia buscada. También se puede observar la dirección del martillo durante el

ensayo, la misma que puede ser: horizontal, vertical hacia arriba y vertical hacia abajo; es importante tomar en cuenta este particular para elegir correctamente una de las tres curvas. En la Figura 47 se muestra la curva de calibración para un cubo de hormigón de 15x15x15cm con las mismas consideraciones mencionadas anteriormente.

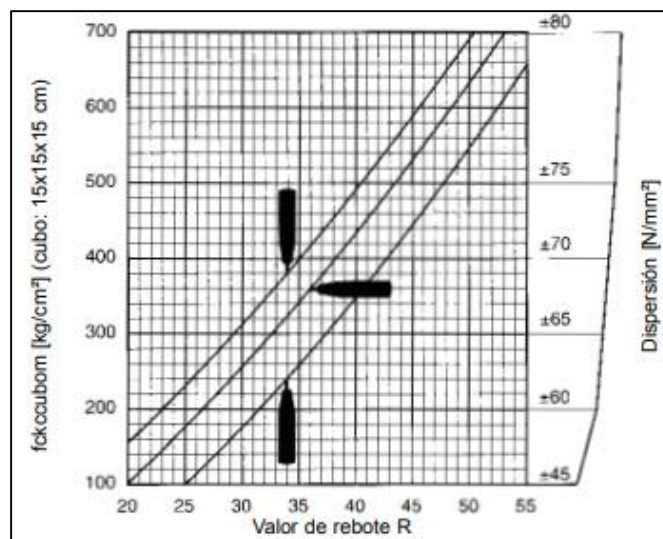


Figura 47. Curva de Conversión de un Cubo Martillo Original Schmidt.

Fuente: (PROCEQ, 2017)

2.5. Método de Análisis Tradicional.

Se decidió para este proyecto utilizar el Método de Análisis Tradicional para los modelos matemáticos realizados en software. Este consiste en reemplazar el Método de Análisis Directo por el Método de Longitud Efectiva y el Método de Análisis de Primer Orden.

En el Análisis Directo se deben incluir las cargas nocionales en el modelo, las cuales no estaban disponibles para este proyecto. Las cargas nocionales son cargas virtuales aplicadas en la estructura que dan cuenta de los efectos debido a imperfecciones de tipo geométrica como las columnas no aplomadas totalmente, o de tipo elástico como la variación en la calidad los materiales (AISC 360-10, 2010).

La normativa AISC 360-10 (2010) presenta como alternativa del Análisis Directo, los Métodos de Longitud Efectiva y Análisis de Primer Orden.

2.5.1. Método de Longitud Efectiva.

Este método es aplicable a estructuras que resistan las cargas gravitacionales de forma primaria a través de columnas, muros o pórticos, lo cual permite no considerar los efectos locales de segundo orden $P-\delta$ en la respuesta de la estructura (AISC 360-10, 2010).

El método tampoco considera reducción de rigideces en elementos estructurales sino que trabaja con las rigideces nominales (AISC 360-10, 2010).

Las consideraciones para elegir adecuadamente el Factor de Longitud Efectiva “K”, debe obedecer a los siguientes criterios:

- a. El factor K debe ser tomado como 1.0 en elementos sometidos a compresión que formen parte de sistemas de marcos arriostrados, sistemas de muros de corte y cualquier sistema donde la rigidez lateral no recaer en la rigidez a flexión de las columnas. Un valor menor a 1.0 puede ser tomado siempre que un análisis racional demuestre que es adecuado.
- b. En sistemas estructurales cuya rigidez a flexión de las columnas contribuya a la rigidez lateral, el factor K deber ser determinado mediante un Análisis de Pandeo Lateral de la estructura.

2.5.2. Método de Análisis de Primer Orden.

Este método es aplicable a estructuras que resistan las cargas gravitacionales de forma primaria a través de columnas, muros o pórticos, lo cual permite no considerar los efectos locales de segundo orden $P-\delta$ en la respuesta de la estructura (AISC 360-10, 2010).

La resistencia a compresión axial de aquellos elementos cuya rigidez a flexión contribuya a la rigidez lateral de la estructura debe cumplir con la ecuación 8.

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_y \quad (\text{AISC 360-10, 2010, p. 313}) \quad (8)$$

Donde:

- $\alpha = 1.0$ (LRFD); $\alpha = 1.6$ (ASD)
- P_r = Resistencia requerida a compresión axial bajo combinaciones LRFD o ASD.
- $P_y = F_y * A$ = Resistencia Axial de Fluencia.

Las resistencias requeridas de los elementos se determinan a partir de un Análisis de Primer Orden, considerándose las deformaciones a flexión, corte, axial y todas las demás que aporten al desplazamiento de la estructura (AISC 360-10, 2010). Se debe tomar en cuenta los siguientes criterios adicionales:

- a. Las combinaciones de carga deben incluir una fuerza lateral adicional “Ni” aplicada en cada nivel de la estructura calculada con la ecuación 9:

$$N_i = 2.1\alpha(\Delta/l)Y_i \geq 0.0042Y_i \quad (\text{AISC 360-10, 2010, p. 313}) \quad (9)$$

Donde:

- $\alpha = 1.0$ (LRFD); $\alpha = 1.6$ (ASD)
- Y_i = Carga gravitacional aplicada en *i-ésimo* nivel de la estructura según combinaciones LRFD o ASD (kg).
- Δ = Deriva de entrepiso de primer orden según combinaciones LRFD o ASD (cm).
- l = Altura de piso (cm).
- N_i = Fuerza lateral aplicada en *i-ésimo* nivel de la estructura (kg).

- b. La amplificación de los momentos viga-columna deben ser considerados aplicando el factor B1 (ver AISC 360-10, Anexo 8, pág. 316)

CAPÍTULO III

INSTRUMENTACIÓN DEL PUENTE ZÁMBIZA

3.1. Introducción

En el presente proyecto se busca estudiar el comportamiento dinámico del puente a través de instrumentación que permita monitorear parámetros dinámicos como desplazamiento, velocidad y aceleración. Este método es útil cuando se quiere evaluar los daños de una estructura después de experimentar una excitación importante, o simplemente para determinar la disminución de su estado resistente en cierto momento de su vida operacional, todo esto debido a que cualquier daño que se presente en la estructura cambiará la respuesta vibratoria de la misma, lo cual implica un cambio en las matrices de masas, rigidez y amortiguamiento, en este proyecto se trabajará fundamentalmente con la matriz de rigidez para evaluar el estado actual del puente.

La monitorización de los parámetros dinámicos se realiza con la ayuda de sensores, en este caso se utilizaron los del tipo acelerómetro, los cuales como su nombre indica, miden las aceleraciones producidas en una estructura sometida a excitación.

La compañía Libelium ha desarrollado los sensores Waspmote (motas) que permiten medir una serie de parámetros de acuerdo a sus modelos. El modelo Smart Enviroment Pro (ver Figura 48) por ejemplo mide contaminación, calidad del aire, temperatura, humedad y demás parámetros que se relacionen con proyectos ambientales, industriales y agrícolas (Libelium, 2015).



Figura 48. Waspote Modelo Smart Environment Pro.

Fuente: (Libelium, 2015)

El modelo Smart Security (ver Figura 49) el cual fue elegido para este proyecto, además de leer temperatura, humedad y presión, es capaz de medir aceleraciones que es el parámetro de interés (Libelium, 2015).



Figura 49. Waspote Modelo Smart Security.

Fuente: (Libelium, 2015)

Es así que existen varios modelos de las motas que son capaces de medir diferentes parámetros, por mencionar algunos de los modelos se tiene: Smart Water, Smart Parking, Smart Agriculture, Ambient Control, entre otros.

Los sensores de aceleración fueron ubicados en la mitad de cada tramo sobre el tablero, tal como se observará en el apartado 3.6., esto con el objetivo de monitorear las aceleraciones producidas en la estructura debido al tráfico vehicular, es decir, en condiciones de operación habituales. Cada sensor fue conectado directamente al computador debido a que no se disponía de un punto de energía eléctrica cercano al lugar de medición, en total se ubicaron nueve sensores en todo el puente.

El método de detección de daño del Puente Zábiza consiste en la comparación de los períodos experimentales de vibración obtenidos una vez se aplique la FFT a la señal de los sensores, con los períodos analíticos obtenidos del modelo matemático que se realizará en CSI BRIDGE y SAP2000 como comprobación de los resultados.

3.2. Sistema de Monitorización.

El sistema de monitorización elegido para el proyecto fue del tipo Plug & Sense, es decir, cada sensor fue conectado directamente al computador para realizar las mediciones como lo muestra la Figura 50.



Figura 50. Sistema de Monitorización Plug & Sense.

Fuente: (Libelium, 2015)

La elección de este sistema de monitoreo se debió principalmente a que no se disponía de un punto de luz accesible en el lugar, por lo tanto no era posible la transmisión inalámbrica mediante el Router Meshlium, el mismo que necesitaba una fuente de poder externa. Para suplir este inconveniente y obtener una mayor cantidad de datos, los ensayos fueron hechos en dos días iguales de semanas diferentes y a la misma hora como se detalla en el apartado 3.6, obteniéndose resultados satisfactorios.

De esta manera el sistema de monitorización sigue teniendo los cuatro componentes explicados en el apartado 2.2, los cuales son: Sistema de Excitación, Sensores de Aceleración, Sistema de Adquisición de Datos y Programa de Control de Sistema, la diferencia radica en que la transmisión de datos fue realizada de manera alámbrica y un sensor a la vez.

3.3. Wasmote Smart Security.

En el interior del Wasmote se encuentra el sensor de aceleración LIS3331LDH desarrollado por STMicroelectronics, este sensor es capaz de medir aceleraciones en los tres ejes X, Y y Z (ver Figura 51) (Libelium, 2015).

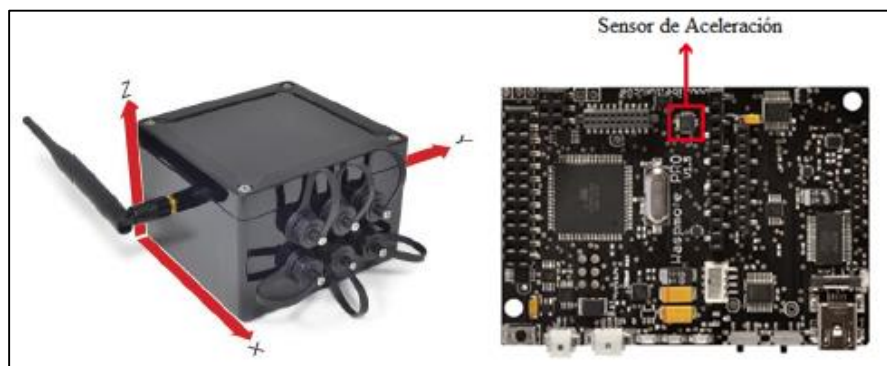


Figura 51. Ejes X, Y, Z y Sensor Aceleración Wasp mote.

Fuente: (Libelium, 2015)

Las frecuencias de muestreo del sensor de aceleración LIS3331LDH van de 0.5 Hz a 1.0 KHz (Libelium, 2015), para este proyecto se trabajó con una frecuencia de muestreo de 50Hz.

Por otro lado la mota cuenta con puertos o entradas para diferentes aplicaciones, en la Figura 52 se muestra el botón de encendido/apagado del equipo y el puerto USB que sirve de conexión con el computador a través del cable USB (accesorio 4), vale mencionar que al encender el equipo y conectarlo vía USB al computador, se puede realizar la medición alámbrica sin la necesidad de otro accesorio o de una fuente de poder externa.

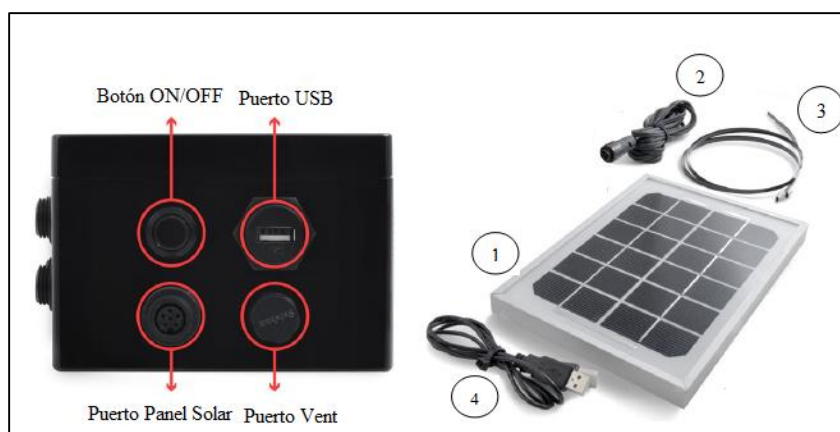


Figura 52. Botón, puertos (izq.) y accesorios (der.) de Wasp mote.

Fuente: (Libelium, 2015)

La mota también cuenta con el puerto de panel solar que se utiliza para cargar la batería interna del equipo mediante los accesorios 1 y 2 en caso de no tener una fuente externa de poder (ver

Figura 53), el accesorio 3 sirve como abrazadera para sujetar con mayor seguridad la mota mientras se carga.



Figura 53. Carga con Panel Solar Waspote.

Fuente: (Libelium, 2015)

3.4. Programación del Waspote.

La mota debe ser programada para medir los diferentes parámetros mencionados anteriormente, el lenguaje de programación está basado en C++ lo que le permite a cualquier usuario que maneje este tipo de lenguajes, escribir y modificar el código según sus necesidades. Esta configuración es realizada dentro del software “Waspote Pro IDE - v06” mostrado en la Figura 54 y se encuentra disponible en el siguiente link:

http://www.libelium.com/development/waspote/sdk_applications

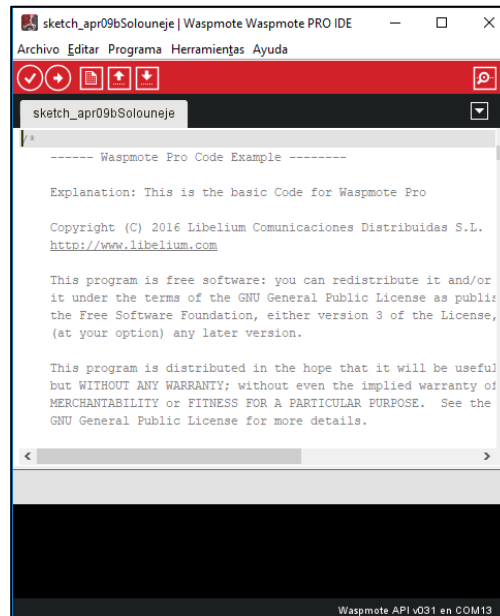


Figura 54. Software Waspnote Pro IDE - v06.

Fuente: (Libelium, 2015)

La secuencia para la programación es la siguiente:

1. Encender el equipo presionando el Botón ON/OFF (ver Figura 55).



Figura 55. Botón Encendido/Apagado del Waspnote.

Fuente: (Libelium, 2015)

2. Abrir el puerto USB y conectar el cable USB en el lugar correspondiente de la mota y también en la entrada del computador. (ver Figura 56).



Figura 56. Puerto USB, Cable USB y conexión Computadora-Waspote.

Fuente: (Libelium, 2015)

3. En el software Waspote Pro IDE - v06 abrir el código que se desea cargar, se debe mencionar que la rutina utilizada en este proyecto se encuentra en los anexos. Para ello ir a *Archivo*, luego presionar *Abrir*, en la ventana desplegada buscar la ubicación del archivo .pde correspondiente y dar en *Abrir* (ver Figura 57).

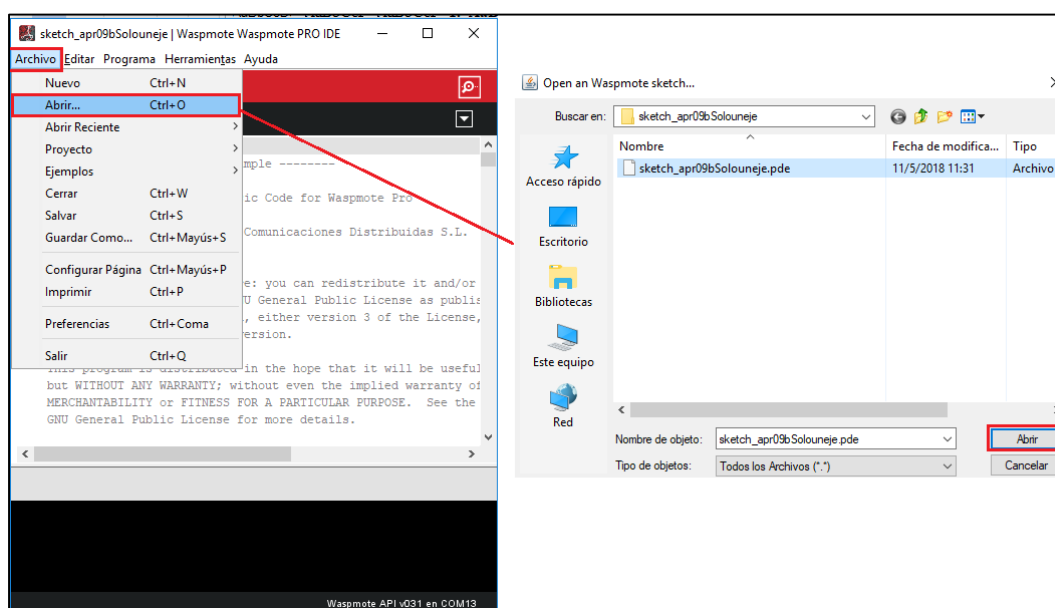


Figura 57. Abrir el código en Waspote Pro IDE - v06.

4. Luego se debe compilar el código con el objetivo que el software detecte algún error en la programación, para ello presionar el botón *Verificar* (ver Figura 58). En el caso que no exista errores se mostrará el mensaje “Compilado” debajo y a la izquierda de la ventana del código.

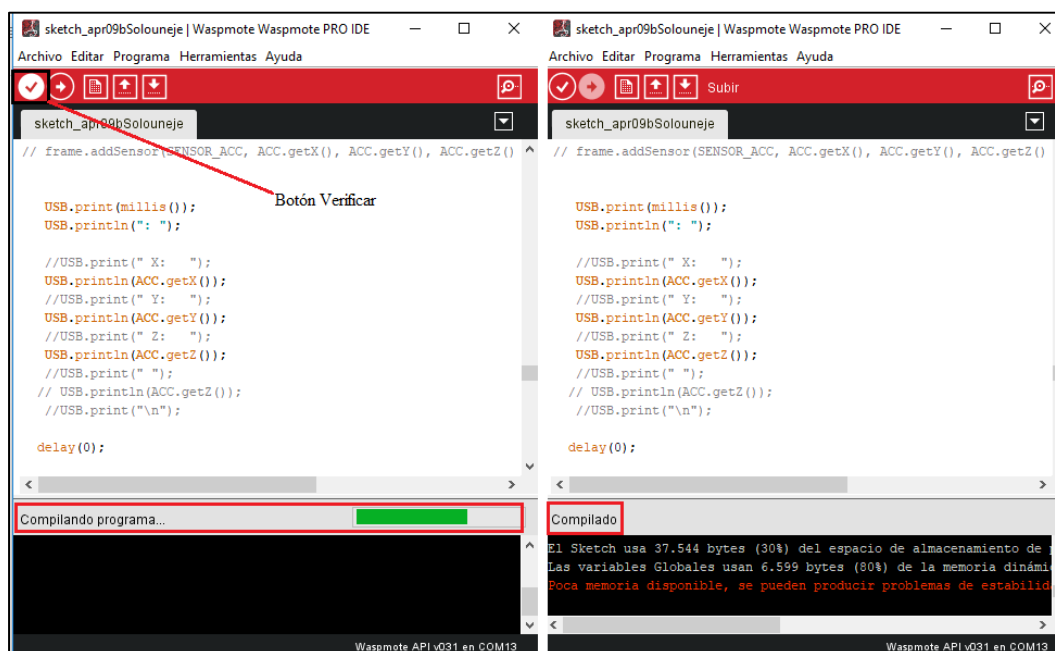


Figura 58. Compilar el código en Waspnote Pro IDE - v06.

5. A continuación se presiona el botón *Subir* (ver Figura 59), una vez se ha cargado el código la mota está lista para ser utilizada en el ensayo con carga dinámica.

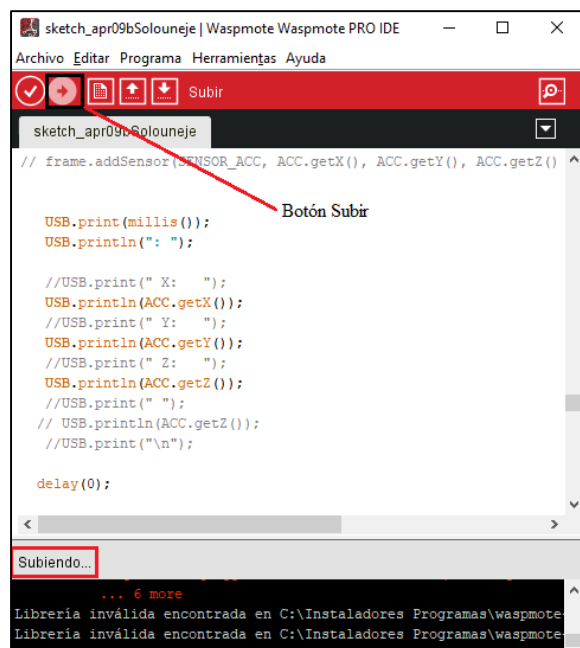


Figura 59. Cargar el código desde Waspnote Pro IDE - v06 en la mota.

3.5. Lectura y almacenamiento de datos del Waspnote.

El software Waspnote Pro IDE - v06 cuenta con una ventana que muestra la recolección de datos en tiempo real durante el ensayo con el sensor, desde esta misma ventana se puede capturar las lecturas para su posterior procesamiento como se detallará más adelante.

Para leer y almacenar los datos del sensor el procedimiento es el siguiente:

1. En la opción *Herramientas* presionar en *Monitor Serie* (ver Figura 60).

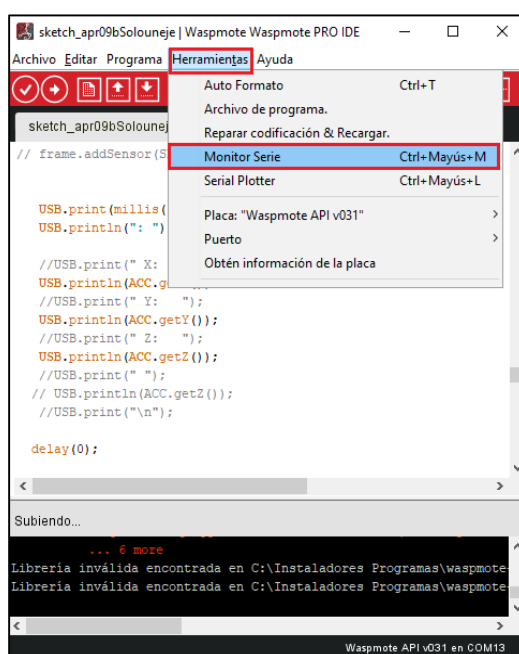


Figura 60. Abrir Monitor Serie en Waspnote Pro IDE - v06.

2. Se despliega la ventana Monitor Serie (ver Figura 61), se debe configurar la ventana seleccionando las opciones: “Both NL & CR” y “115200 baudios” de los cuadros desplegables ubicados en la esquina inferior derecha.

```

/dev/ttyUSB0
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 3F 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 4A 4B 4C 4D 4E 4F 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 5A 5B 5C 5D 5E 5F
String: ***#D66407598W7H0AC:4076276CRAAC(9):-12:1042MDL_TEMP:28.7598AT:91W
sending ok
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 3F 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 4A 4B 4C 4D 4E 4F 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 5A 5B 5C 5D 5E 5F
String: ***#D66407598W7H0AC:4076276CRAAC(6):-12:1042MDL_TEMP:28.7598AT:91W
sending ok
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 3F 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 4A 4B 4C 4D 4E 4F 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 5A 5B 5C 5D 5E 5F
String: ***#D66407598W7H0AC:4076276CRAAC(8):-11:1042MDL_TEMP:28.7598AT:91W
sending ok
Current ASCII Frame:
Length: 65
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 3F 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 4A 4B 4C 4D 4E 4F 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 5A 5B 5C 5D 5E 5F
String: ***#D66407598W7H0AC:4076276CRAAC(0):-5:1042MDL_TEMP:28.7598AT:91W
sending ok
Autoscroll Both NL & CR 115200 baud

```

Figura 61. Ventana Monitor Serie en Waspote Pro IDE - v06.

- Una vez se cumpla el tiempo de ensayo, dar clic en el cuadro a la izquierda de Autoscroll de la figura anterior, presionar Ctrl+A para seleccionar todas las lecturas realizadas hasta ese momento, copiar con el comando Ctrl+C y pegar la selección en un bloc de notas (ver Figura 62)

```

A1_2.txt: Bloc de notas
Archivo Edición Formato Ver Ayuda
E#
Starting program by default
=====
7483: -Tiempo en milisegundos
47 -Aceleración en "X" en miligravedades
-62 -Aceleración en "Y" en miligravedades
976 -Aceleración en "Z" en miligravedades
7503:
46
-63
975
7523:
44
-58
957
7543:
41
-61
954
7563:
44
-70

```

Figura 62. Lecturas de aceleración del Waspmote.

En la figura anterior el primer valor corresponde al tiempo en milisegundos en el cual se muestreó el primer dato, el segundo valor es la aceleración en “X”, el tercer valor es la aceleración en “Y” y el cuarto valor es la aceleración en “Z”, todas estas medidas en miligravedades, en adelante se repite la secuencia. Nótese que la diferencia de tiempos entre el muestreo de las aceleraciones siempre es de 20 milisegundos, lo cual indica que la frecuencia de muestreo es de 50Hz.

En este punto las lecturas de aceleración están listas para ser procesadas mediante la FFT a través de las funciones que ofrece el software SeismoSignal 2016 con el objetivo de analizar su contenido frecuencial tal como se explicará en el apartado 3.6.1.

3.6. Ensayo con Carga Dinámica.

El ensayo de aceleraciones fue realizado con el paso normal de tráfico vehicular por el puente los días sábado 12 de mayo del 2018 a partir de las 09h00 y sábado 19 de mayo del 2018 a partir

de las 09h00, esto con el objetivo de tener dos lecturas de aceleraciones por cada tramo y validar las lecturas realizadas.

Las condiciones de carga en ambos días fue similar teniéndose vehículos livianos con pesos entre 0.8-2.0T, buses de transporte público con pesos entre 11.0-18.0T, camiones y volquetas con pesos entre 18.0-27.0T y tráiler con pesos entre 42-48T, en la Figura 63 se muestra un resumen fotográfico del tráfico vehicular presente en los días de ensayo.



Figura 63. Tráfico Vehicular Ensayo Carga Dinámica.

Se colocó un sensor en el centro de cada tramo conectado directamente al computador para la transmisión de datos (ver Figuras 65 a 73) durante un intervalo de diez minutos a una frecuencia de muestreo de 50Hz para cada ensayo, se midieron las aceleraciones en los ejes X, Y y Z. En la Figura 64 se puede observar un esquema general de la ubicación de los dispositivos en el puente.

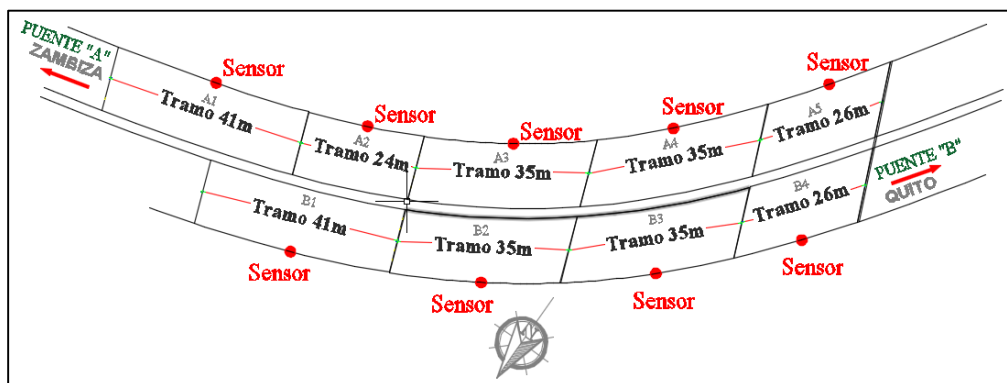


Figura 64. Esquema de Ubicación de Sensores Puente Zámbriza.

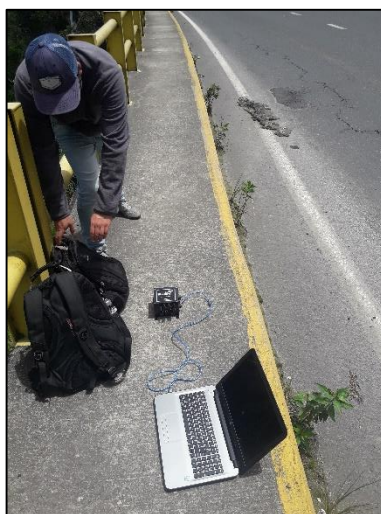


Figura 65. Ubicación de Sensor Tramo A1.



Figura 66. Ubicación de Sensor Tramo A2.



Figura 67. Ubicación de Sensor Tramo A3.



Figura 68. Ubicación de Sensor Tramo A4.



Figura 69. Ubicación de Sensor Tramo A5.

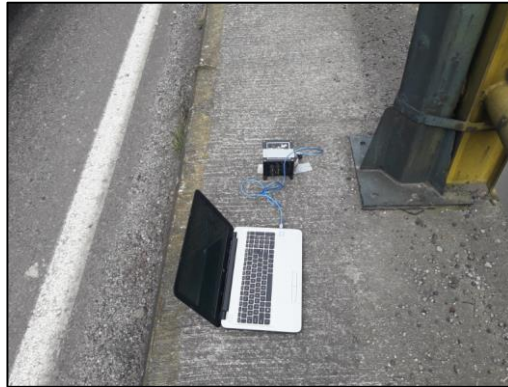


Figura 70. Ubicación de Sensor Tramo B1.



Figura 71. Ubicación de Sensor Tramo B2.



Figura 72. Ubicación de Sensor Tramo B3.



Figura 73. Ubicación de Sensor Tramo B4.

3.6.1. *Procesamiento de Señal*

Para el procesamiento de los datos de aceleraciones se utilizó el software Seismo Signal 2016 (ver Figura 74), el mismo que utiliza la Transformada Rápida de Fourier (FFT) para determinar el espectro de frecuencias y por lo tanto el período de vibración fundamental de una señal digital que está en función del tiempo, en este caso, la señal aceleración vs tiempo que resulta del ensayo con carga dinámica.



Figura 74. Software Seismo Signal 2016.

Es necesario que las aceleraciones medidas por el sensor en X, Y y Z se exporten en archivos de extensión .txt, para que puedan ser reconocidas por el software.

El procedimiento mostrado en este apartado corresponde a las aceleraciones medidas del sensor colocado en el tramo A1 para el sentido Z, para el resto de casos se siguieron las mismas indicaciones.

Para cargar el archivo .txt se ingresa en la opción *File*, y se presiona *Open*, luego se busca la ubicación del archivo y se presiona el botón *Abrir* de la ventana desplegada (ver Figura 75).

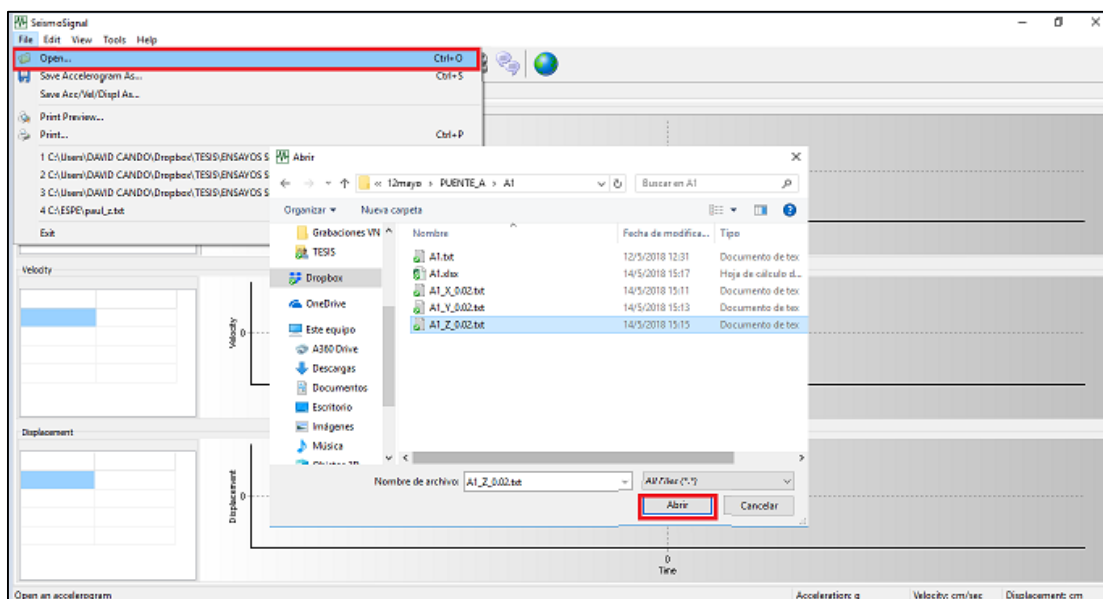


Figura 75. Abrir archivo .txt en SeismoSignal.

A continuación, se despliega el cuadro de diálogo mostrado en la Figura 76, en el cual se le indica al programa la primera y la última línea que contiene lectura de aceleración, así como el número de columna, evitando que el programa tome texto o espacios en blanco. También se debe ingresar el intervalo de muestreo en segundos ($dt=0.02s$) y las unidades en las que fueron tomadas las aceleraciones, en este caso mili gravedades (mili-g).

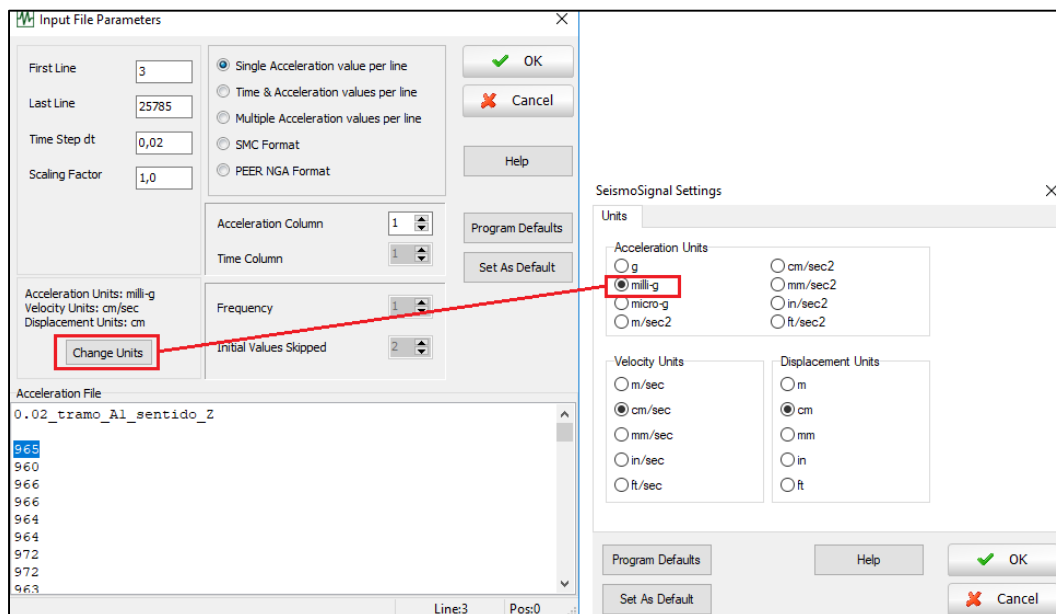


Figura 76. Configuración Inicial para Ingresar Aceleraciones.

Con el objetivo de limpiar la señal de frecuencias que no están relacionadas con la frecuencia fundamental del tramo se aplica el filtro Butterworth a la señal como se muestra en la Figura 77, este es el recomendado para este tipo de ensayos según Vinueza Elizalde (2017). En la pestaña *Baseline Correction and Filtering* la configuración del filtro se eligió como Bandpass, lo que significa que se descartarán todas las frecuencias por debajo de Freq1 (1Hz) y por encima de Freq2 (18Hz), quedando únicamente la banda de frecuencias de interés, a continuación se presiona el botón *Refresh* para obtener los resultados.

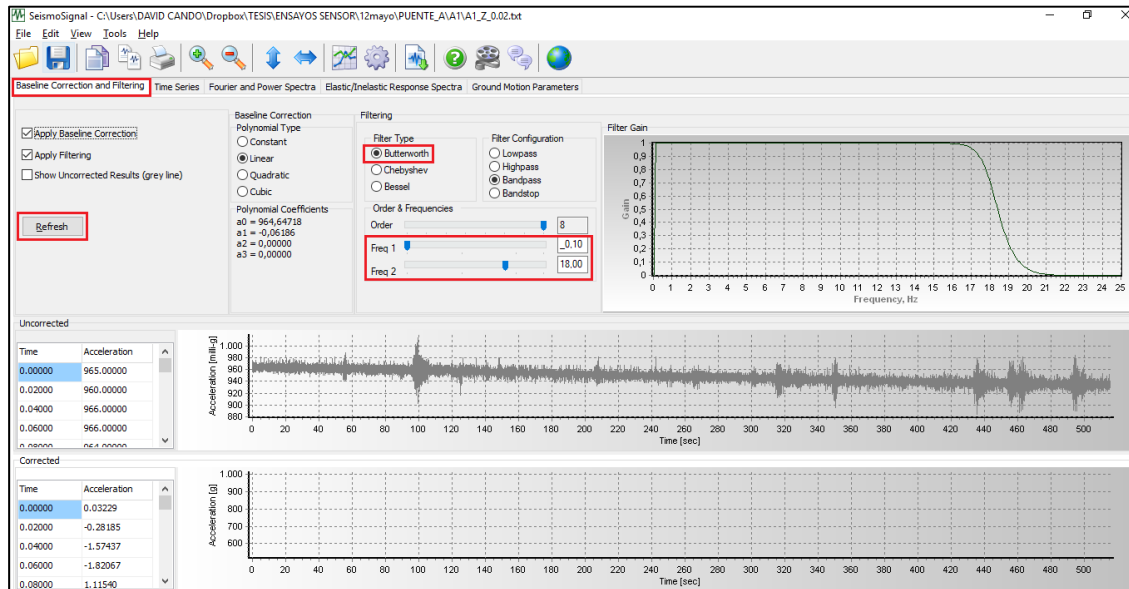


Figura 77. Filtro Butterworth Bandpass Sensor Tramo A1 sentido Z.

Una vez aplicado el filtro el programa ingresa la señal en la FFT y se obtiene el espectro de frecuencias en la pestaña *Fourier and Power Spectra*, mostrándose la frecuencia de vibración fundamental del tramo como un pico dentro del espectro (ver Figura 78),

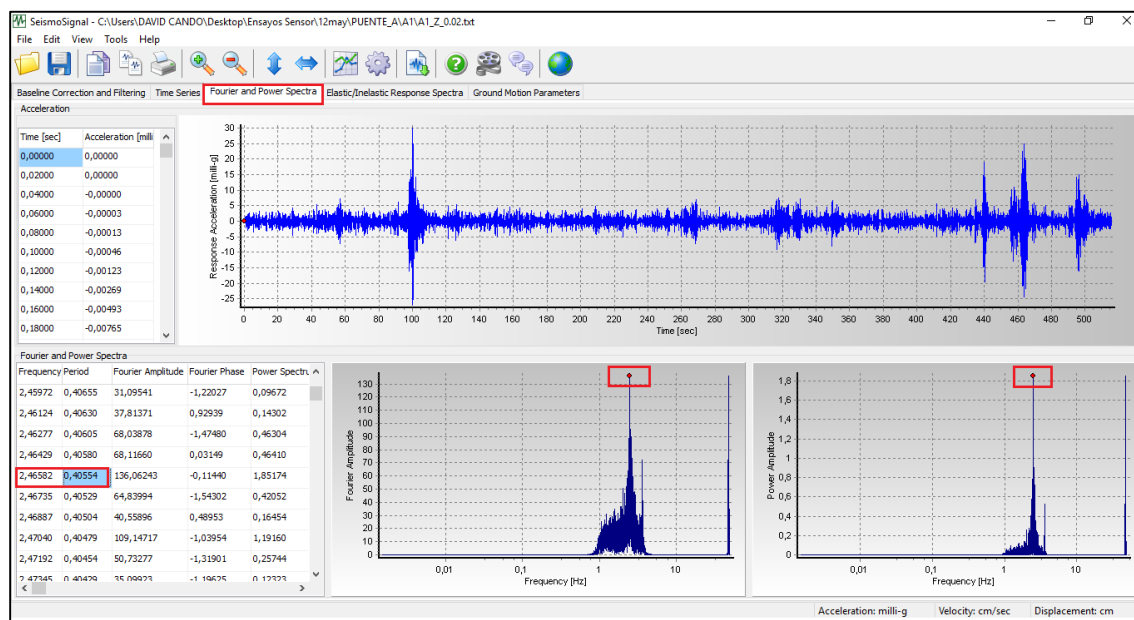


Figura 78. FFT Sensor Tramo A1 sentido Z.

Con la frecuencia fundamental (F) identificada, se puede comprobar el período de vibración fundamental (T) calculando su inverso:

$$T = 1/F$$

$$T_{TramoA1} = 1/2.4658$$

$$T_{TramoA1} = 0.4055 \text{ seg}$$

Adicionalmente el software, a partir de la señal aceleración vs tiempo correspondiente al sensor, dibuja los gráficos velocidad vs tiempo y desplazamiento vs tiempo ingresando en la pestaña *Time Series*, como se aprecia en la Figura 79.

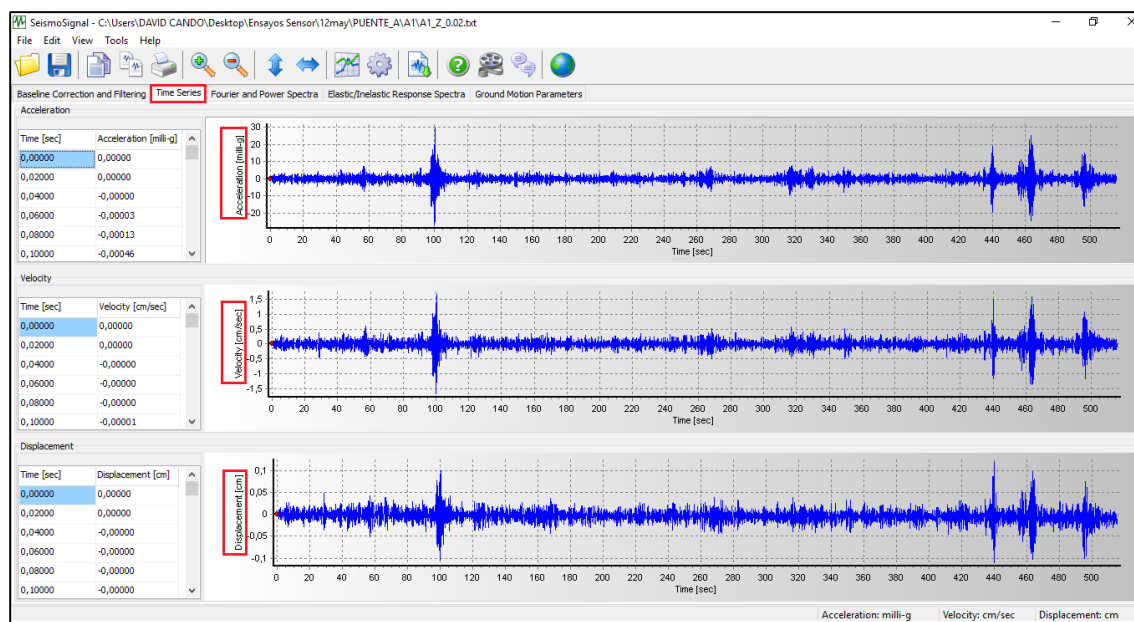


Figura 79. Aceleración, Velocidad y Desplazamiento vs Tiempo Sensor Tramo A1 sentido Z.

El detalle de los resultados para los demás tramos se encuentra en los anexos, a continuación se ingresa respectivamente en la Tabla 27 y 28 un resumen de las frecuencias y periodos fundamentales de vibración para todos los tramos del puente. Se ha elegido mostrar la tabla de frecuencias debido a que los ingenieros geotécnicos se familiarizan mejor con este parámetro,

mientras que la tabla de períodos servirá para que los ingenieros civiles tengan una mejor concepción del comportamiento de la estructura.

En la Tabla 27 se muestra las frecuencias fundamentales de vibración F1 y F2 para cada tramo, en donde F1 corresponde al ensayo realizado el 12/06/2018, mientras que F2 al ensayo del 19/06/2018.

Tabla 27.
Frecuencias Fundamentales de Vibración Puente Zámbriza.

Tramos	X		Y		Z	
	F1 (Hz)	F2 (Hz)	F1 (Hz)	F2 (Hz)	F1 (Hz)	F2 (Hz)
A1	2.4658	2.5314	2.5589	2.5208	2.4658	3.6270
A2	2.1713	2.1881	3.3478	3.8620	5.0812	5.0385
A3	4.9347	4.9347	2.4872	2.4872	2.7390	2.7390
A4	4.9347	4.9347	2.4872	2.4872	2.7390	2.7390
A5	4.9866	4.3503	4.9759	3.7003	5.0720	4.9545
B1	2.5024	2.4384	2.6138	2.5803	2.5879	2.5833
B2	4.6265	4.6265	1.3962	1.3962	2.6917	2.6917
B3	4.6265	4.6265	1.3962	1.3962	2.6917	2.6917
B4	4.5868	4.4159	4.8752	4.5609	4.6997	4.3961

En la Tabla 28 se muestra los períodos fundamentales de vibración T1 y T2 para cada tramo, en donde T1 corresponde al ensayo realizado el 12/06/2018, mientras que T2 al ensayo del 19/06/2018.

Tabla 28.
Períodos Fundamentales de Vibración Puente Zámbriza.

Tramos	X		Y		Z	
	T1 (Hz)	T2 (Hz)	T1 (Hz)	T2 (Hz)	T1 (Hz)	T2 (Hz)
A1	0.4055	0.3950	0.3908	0.3967	0.4055	0.2757
A2	0.4605	0.4570	0.2987	0.2589	0.1968	0.1985
A3	0.2026	0.2026	0.4021	0.4021	0.3651	0.3651
A4	0.2026	0.2026	0.4021	0.4021	0.3651	0.3651
A5	0.2005	0.2299	0.2010	0.2703	0.1972	0.2018
B1	0.3996	0.4101	0.3826	0.3876	0.3864	0.3871
B2	0.2161	0.2161	0.7162	0.7162	0.3715	0.3715
B3	0.2161	0.2161	0.7162	0.7162	0.3715	0.3715
B4	0.2180	0.2265	0.2051	0.2193	0.2128	0.2275

Por último se ha realizado un promedio entre las frecuencias y períodos de las tablas anteriores, los resultados se muestran en la Tabla 29, vale mencionar que con estos valores se calibrará el modelo analítico del puente.

Tabla 29.

Promedio de Frecuencias y Períodos de Vibración Puente Zámbez.

Tramos	X		Y		Z	
	F (Hz)	T (seg)	F (Hz)	T (seg)	F (Hz)	T (seg)
A1	2.4986	0.4003	2.5398	0.3938	3.0464	0.3406
A2	2.1797	0.4588	3.6049	0.2788	5.0598	0.1976
A3	4.9347	0.2026	2.4872	0.4021	2.7390	0.3651
A4	4.9347	0.2026	2.4872	0.4021	2.7390	0.3651
A5	4.6684	0.2152	4.3381	0.2356	5.0133	0.1995
B1	2.4704	0.4049	2.5970	0.3851	2.5856	0.3868
B2	4.6265	0.2161	1.3962	0.7162	2.6917	0.3715
B3	4.6265	0.2161	1.3962	0.7162	2.6917	0.3715
B4	4.5013	0.2222	4.7180	0.2122	4.5479	0.2201

3.7. Ensayo de Esclerómetro.

El ensayo de esclerómetro fue realizado el día 23 de mayo del 2018 a partir de las 15h30min en la Pila P3 Tramo A1, Tablero Tramo B1 y Viga Exterior de Hormigón Preesforzado Tramo A5 como lo muestra la Figura 80, se realizó el ensayo en estos elementos debido a su fácil acceso.



Figura 80. Ensayo Esclerómetro Pila P3 (izq.), Tablero (cent.) y Viga H.P (der.).

La resistencia a la compresión de cada elemento de la figura anterior se muestra en la Tabla 30, la información correspondiente a lectura de rebote, lectura promedio, lecturas eliminadas, etc., se encuentran en los anexos.

Tabla 30.
Resultados Ensayo Esclerómetro.

Elemento de Hormigón	Tramo	Resistencia a la Compresión (kg/cm ²)
Pila P3	A1	404
Tablero	B1	576
Viga H.P	A5	424

Se debe recalcar que los resultados de resistencia obtenidos únicamente proporcionan una idea general de la resistencia a compresión real de los elementos estructurales, y que se requieren otro tipo de ensayos tales como la extracción de núcleos *in-situ*.

CAPÍTULO IV

MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE ZÁMBIZA

4.1 Introducción

Para el desarrollo del modelo analítico se utilizó el software CSI Bridge en la versión 20 (Figura 81). En el programa se pueden definir parámetros de los elementos estructurales utilizando términos conocidos dentro del campo de puentes, como es el eje del puente (*layout*), tramos (*spans*), secciones del tablero (*deck sections*), estribos (*abutments*), pilas (*bents*), juntas (*hinges*) y postensado (*prestress tendons*).

CSI Bridge permite un dimensionamiento del refuerzo estructural de puentes existentes ya sean de hormigón armado y metálicos, puede definir carriles incluido los efectos de ancho, así como distintos tipos de vehículos.

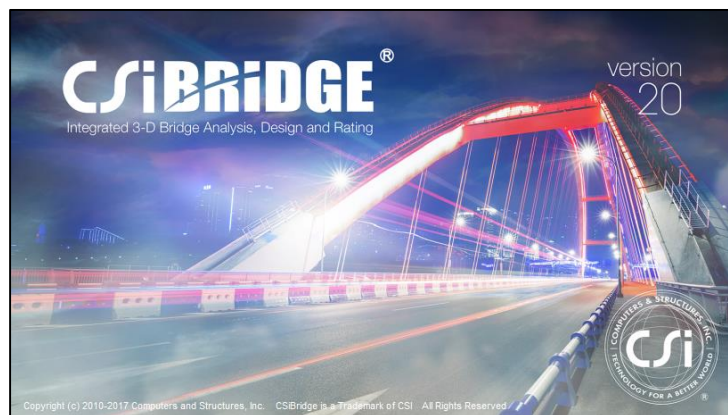


Figura 81. Software CSI BRIDGE V.20.0.0.

4.2 Normativa utilizada

A continuación se detallan las normas y códigos utilizados para el desarrollo del modelo matemático.

- AISC 360-16
- AASHTO LRFD 2014

- ACI 318-14
- NEC-15 Peligro Sísmico, Diseño Sismorresistente
- ASCE 7-16

4.3 Propiedades y Resistencia de materiales.

4.3.1 Hormigón.

4.3.1.1 Resistencia a la Compresión.

A partir de las especificaciones técnicas de los planos del puente, se toman los siguientes valores:

- $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$; en infraestructura y losas sobre vigas de hormigón pre-esforzado.
- $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$; en losas sobre tramo metálico.
- $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$; en vigas de hormigón preesforzado.

4.3.1.2 Peso Específico.

Según (AASHTO, 2014) sección 3.5 en la tabla 3.5.1-1, se indica que para hormigones de resistencia:

$$f'c \leq 5 \text{ ksi} (351 \text{ kg/cm}^2) \rightarrow \gamma_c = 0.145 \text{ kcf} \approx 2400 \text{ kg/m}^3$$

4.3.1.3 Módulo de Elasticidad.

Según (AASHTO, 2014) sección 5.4.2.4., en ausencia de datos medidos, el módulo de elasticidad E_c , para hormigones cuyo peso específico este entre 1441 kg/m^3 y 2482 kg/m^3 y una resistencia a la compresión de hasta 1054 kg/cm^2 , se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'c}$$

Donde:

- E_c : Modulo de elasticidad del hormigón (MPa).

- γ_c : Peso específico del hormigón (kg/m³).
- f'_c : Esfuerzo a compresión del hormigón (MPa).

Para $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$:

$$E_c = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{240/10.197}$$

$$E_c = 24527.58 \text{ MPa}$$

$$E_c = 24527.58 * 10.197$$

$$E_{c240} = 250107.74 \text{ kg/cm}^2$$

Para $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$:

$$E_c = 0.043(2400)^{1.5} \sqrt{280/10.197}$$

$$E_c = 26492.82 \text{ MPa}$$

$$E_c = 24527.58 * 10.197$$

$$E_{c280} = 270147.25 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.1.4 Coeficiente de Expansión Térmica.

Según lo establecido en el artículo 5.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD (AASHTO, 2014), este coeficiente debe ser determinado en laboratorio directamente sobre la mezcla de concreto que se va a utilizar. En ausencia de información el coeficiente de expansión térmica puede ser tomado de la siguiente manera:

- Para concreto de densidad normal: $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ C$
- Para concreto de baja densidad: $9.0 \times 10^{-6} / ^\circ C$

4.3.1.5 Coeficiente de Poisson.

Según lo establecido en el artículo 5.4.2.5 de la norma AASHTO LRFD (AASHTO, 2014), a menos que el coeficiente de Poisson sea determinado en laboratorio, este debe ser asumido en 0,2.

Para aquellos elementos que se espera estén sujetos a agrietamiento, el coeficiente de Poisson puede ser despreciado.

4.3.2 Acero de Refuerzo.

Se refiere al acero en forma de varilla milimetrada y corrugada ASTM A615 Grado 60, cuyo límite de fluencia en planos se especifica como:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.3 Acero Estructural.

Se refiere al acero del que se componen los elementos estructurales (vigas metálicas y tornapuntas). En planos se especifica que el acero debe ser de alta resistencia y baja aleación ASTM A-588, cuyo límite de fluencia mínimo es:

$$f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

4.3.4 Capa de Rodadura.

Según (AASHTO, 2014) sección 3.5 en la tabla 3.5.1-1, se indica que para superficies de desgaste asfálticas se tome como peso específico el siguiente valor:

$$\gamma_{CR} = 0.140 \text{ kcf} \approx 2250 \text{ kg/m}^3$$

4.4 Cargas

4.4.1 Superficie de rodamiento

Para el cálculo se tomó un espesor de 5cm de espesor de la carpeta de rodadura.

$$\text{Espesor} = 5\text{cm}$$

$$\gamma = 2250 \text{ kg/m}^3$$

$$P_{asf} = 0.05 * 2250$$

$$P_{asf} = 112.5 \text{ kg/m}^2$$

4.4.2 Veredas

Según estudios definitivos presentados por el EMOP-Q del puente de Zábiza, especifica la carga utilizada para la acera basada en el diseño de la misma, que incluye una sección variable para el desarrollo de la curva y alivianamientos.

$$P_{vereda} = 396kg/m^2$$

4.4.3 Protecciones

Para el cálculo de las protecciones se tomó el tramo de 24m, en el cual están puestos 15 columnetas y 26 barandas.

$$P_{colum} = N_{colum} * Area * Altura * \gamma_{acero}$$

$$P_{colum} = 15 * 0.0029m^2 * 0.90m * 7850kg/m^3$$

$$P_{colum} = 307.33kg$$

$$P_{baranda} = N_{colum} * Area * longitud * \gamma_{acero}$$

$$P_{baranda} = 26 * 0.00283m * 1.98m * 7850kg/m^3$$

$$P_{baranda} = 1142.62kg$$

Peso total de la protección:

$$P_{protección} = \frac{P_{colum} + P_{baranda}}{24m}$$

$$P_{protección} = 1449.94kg/24m$$

$$P_{protección} = 60.41kg/m$$

4.4.4 Peatonos

Según (AASHTO, 2014), sección 3.6.1.6 define que para aceras demás de 60cm de ancho se tomará una carga de $366kg/m^2$ (0.075ksf).

4.4.5 Viento

4.4.5.1 Presión horizontal

El coeficiente de presión externa C_p para barlovento se toma 0.8 y sotavento -0.3 según (ASCE7-16, 2016)

4.4.5.2 Presión Vertical

$$P_v = \frac{96kg}{m^2} * 13.28m$$

$$P_v = 1274.88kg/m$$

La ubicación de esta carga lineal es la siguiente:

$$Ubicación = \frac{13.28}{4} = 3.32m$$

En la Figura 82 se muestra gráficamente la aplicación del viento horizontal y vertical en la superestructura.

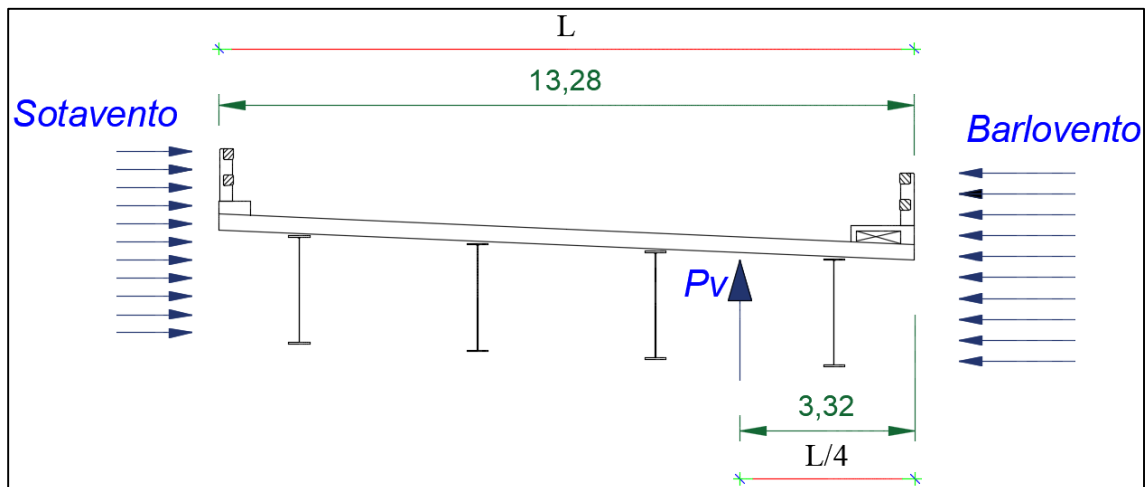


Figura 82. Esquema aplicación de viento en superestructura.

4.4.6 Sobrecarga vehicular

Se utilizó los siguientes tipos de vehículos de diseño

- HL-93K.- Combinación de camión de diseño y carga de carril de diseño.

- HL-93M.- Combinación de tándem de diseño y carga de carril de diseño.

4.4.7 Carga sísmica.

De acuerdo a lo mencionado en el apartado 2.1.2.7, se definieron los siguientes espectros sísmicos: NEC-15, sismo Frecuente, sismo Ocasional, sismo Raro y sismo Muy Raro (ver Figura 83).

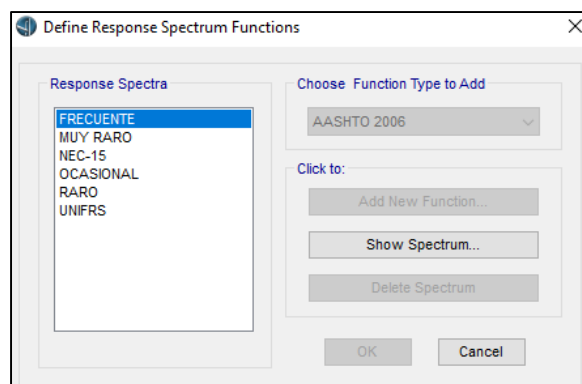


Figura 83. Definición espectros sísmicos CSI BRIDGE

El espectro de la NEC-15 se muestra en la Figura 84.

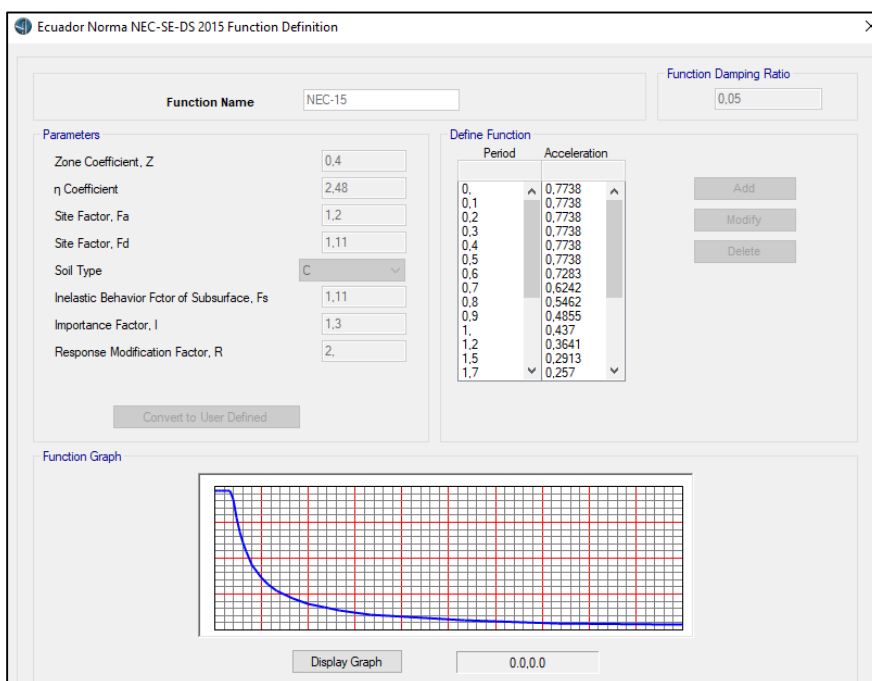


Figura 84. Espectro sismo NEC-15 CSI BRIDGE.

El espectro del sismo Frecuente se muestra en la Figura 85.

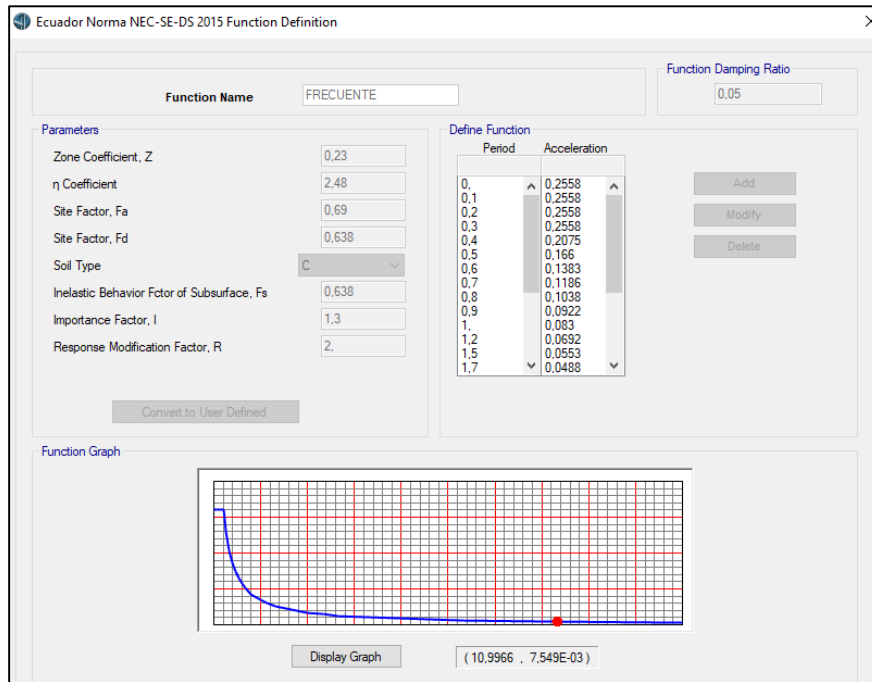


Figura 85. Espectro sismo Frecuente CSI BRIDGE.

El espectro del sismo Ocasional se muestra en la Figura 86.

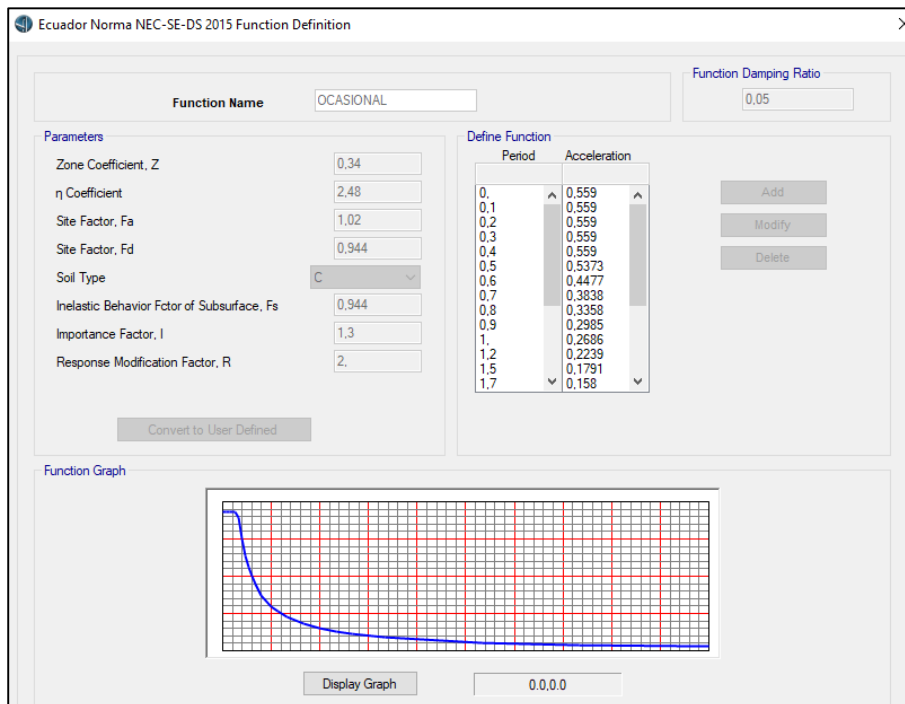


Figura 86. Espectro sismo Ocasional CSI BRIDGE.

El espectro del sismo Raro se muestra en la Figura 87.

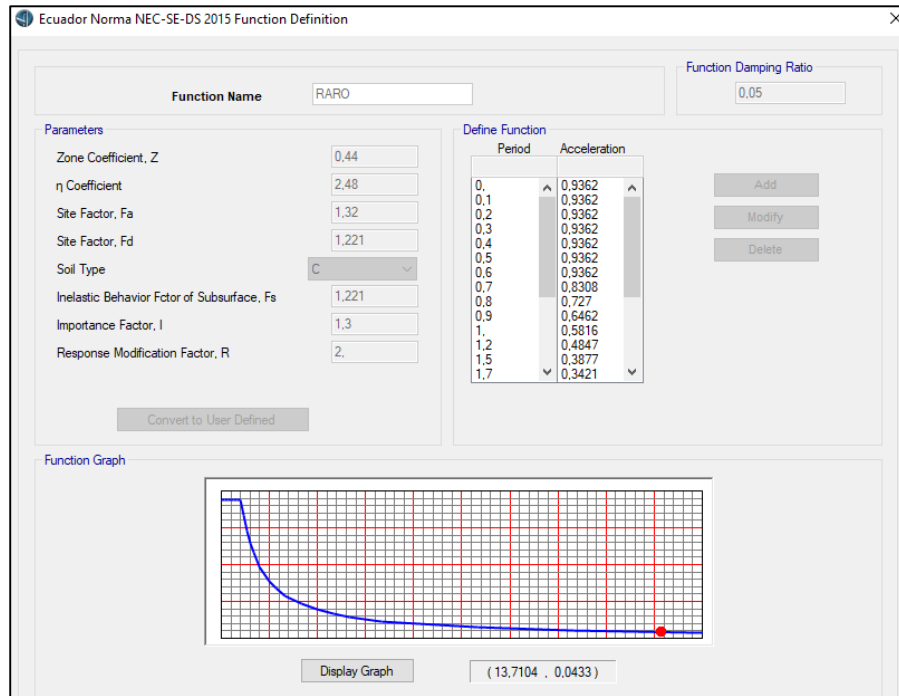


Figura 87. Espectro sismo Raro CSI BRIDGE.

El espectro del sismo Muy Raro se muestra en la Figura 88.

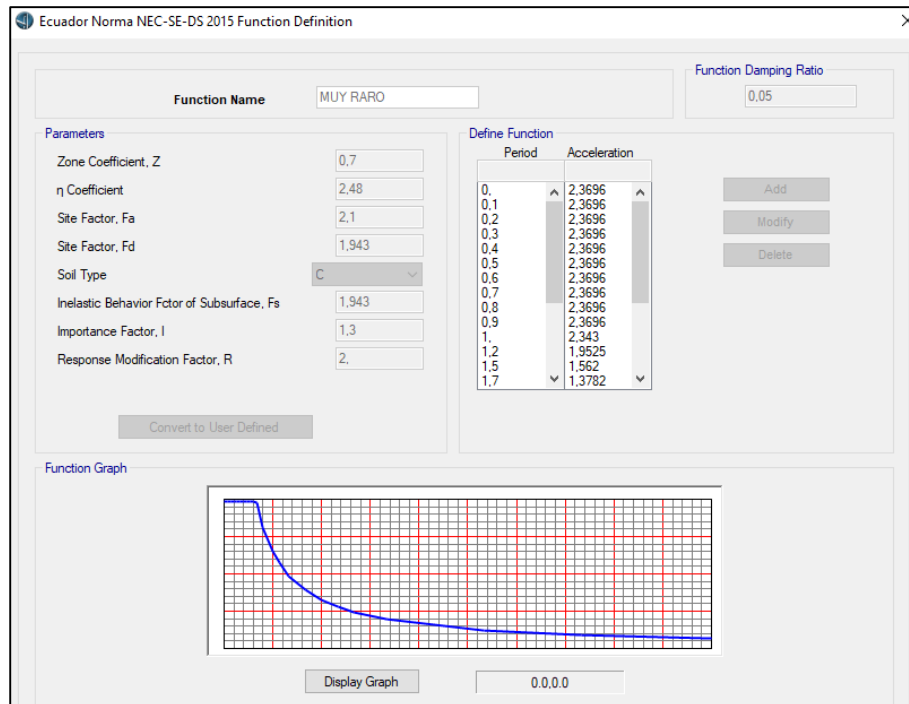


Figura 88. Espectro sismo Muy Raro CSI BRIDGE.

En las Figuras 89 y 90 como ejemplo se muestra la combinación sísmica que exige la AASHTO (2014) en la sección 3.10.8, para el sismo Ocasional en la dirección “X” y en la dirección “Y” respectivamente.

Se eligió como aceleración de la gravedad 9.81 m/s^2 , el 30% de este valor es 2.943 m/s^2 .

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: OCASIONAL Sx [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

Modal Combination:

- CQC
- SRSS
- Absolute
- GMC
- NRC 10 Percent
- Double Sum

 GMC f1: 1, GMC f2: 0, Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination:

- SRSS
- CQC3
- Absolute

 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0, [Override...]

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

- Standard - Acceleration Loading
- Advanced - Displacement Inertia Loading

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	OCASIONAL	9,81
Accel	U2	OCASIONAL	2,943

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 89. Caso de carga SX+0.30SY para sismo Ocasional.

Load Case Name: OCASIONAL Sy

Load Case Type: Response Spectrum

Modal Combination: CQC (selected), SRSS, Absolute, GMC, NRC 10 Percent, Double Sum

Directional Combination: SRSS (selected), CQC3, Absolute

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	OCASIONAL	9,81
Accel	U1	OCASIONAL	2,943

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0,05

Figura 90. Caso de carga SY+0.30SX para sismo Ocasional CSI BRIDGE.

Se hizo el mismo procedimiento para los demás sismos definidos en el modelo como lo muestra

la Figura 91.

Define Load Cases

Load Case Name	Load Case Type
DEAD	Linear Static
MODAL	Modal
Asfalto	Linear Static
Protec_Aceras	Linear Static
Peatones	Linear Static
Viento	Linear Static
Movil	Moving Load
Sx	Response Spectrum
Sy	Response Spectrum
OCASIONAL Sx	Response Spectrum
OCASIONAL Sy	Response Spectrum
RARO Sx	Response Spectrum
RARO Sy	Response Spectrum

Click to: Add New Load Case..., Add Copy of Load Case..., Modify/Show Load Case..., Delete Load Case

Display Load Cases: Show Load Case Tree...

Figura 91. Definición espectros sísmicos CSI BRIDGE.

4.4.8 *Combinaciones de carga.*

Para el análisis del estado del puente se crean las combinaciones de diseño para los diferentes estados límites como son los de resistencia, servicio, evento extremo y fatiga

Se seleccionan los siguientes estados límites para el análisis:

- **Resistencia I** debido a que representa el uso normal del puente a pesar que no toma en cuenta el efecto del viento.
- **Resistencia IV**, este estado es necesario en puentes existentes ya que considera sobrecargas que pueden presentarse durante la vida operacional de la estructura.
- **Resistencia V** debido a que representa el uso normal del puente considerando el viento con velocidades de hasta 90km/h.
- **Servicio I**, es aquel que se compara con las deflexiones.
- **Servicio II** porque tiene la intención de controlar la fluencia de los elementos de acero.
- **Evento Extremo I** debido a que incluye sismo con la combinación de carga del 100% y 30%.

Se descartan el estado de Resistencia II debido a que por el puente no se prevé que pase un vehículo de carga especial, también el estado de Resistencia III puesto que las velocidades de viento en el puente no son superiores a 90km/h.

Se descartan los estados de Servicio III y IV debido a que la estructura no es de hormigón pretensado.

Por último se descarta el Evento Extremo II porque incluye cargas no aplicables a las condiciones del puente como hielo, choque de embarcaciones y vehículos, entre otras.

4.5 Modelo Matemático del Puente Zábiza en CSI Bridge

Para el modelo matemático se dividió a los puentes paralelos en los tramos indicados en la sección 1.6.2.

4.5.1 Creación de Nuevo Documento.

A continuación, se detalla el proceso de creación del documento:

- 1) Se selecciona la pestaña File, a continuación, se elige New para crear un modelo nuevo (ver Figura 92).

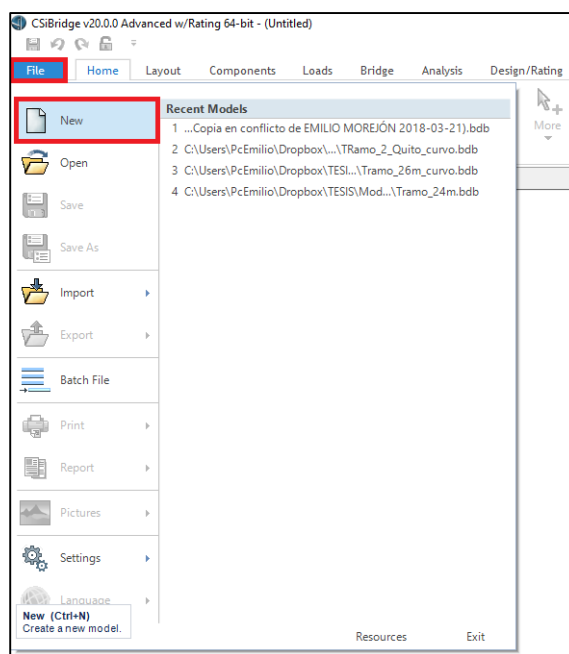


Figura 92. Creación documento CSI Bridge.

- 2) Se abre la ventana New Model, en la sección Select Template se selecciona Blank, adicional se puede elegir el sistema de unidades que se cargarán por defecto cada vez que se abra el documento.

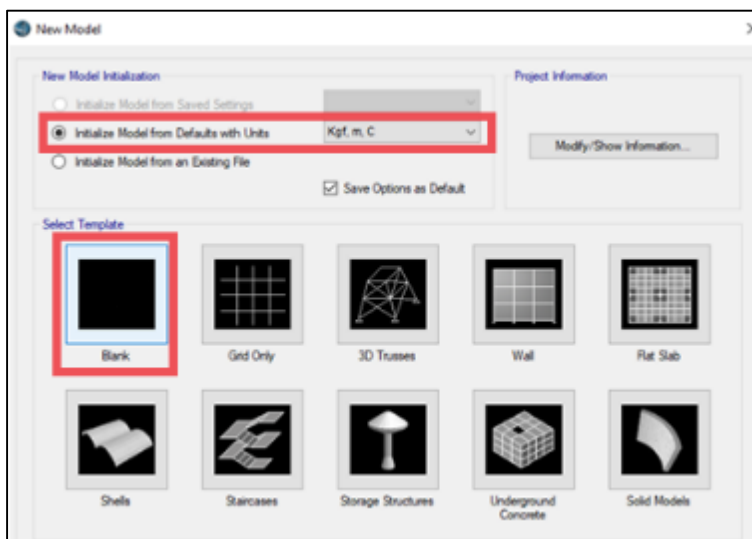


Figura 93. Ventana New Model.

4.5.2 Definición Propiedades y Resistencia de Materiales.

El proceso de definición de las propiedades y resistencia de los materiales se muestra a continuación:

- 1) En la pestaña Components se selecciona Type, luego Material Properties, y a continuación se presiona el botón New.

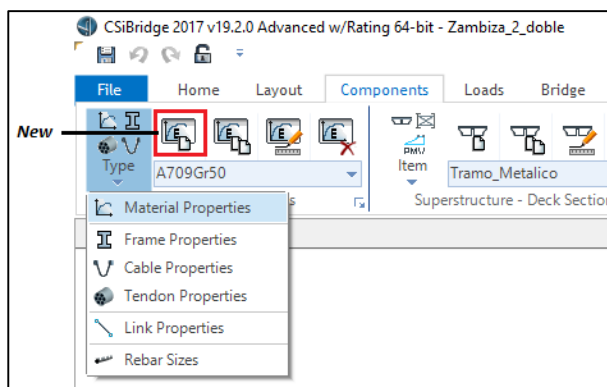


Figura 94. Creación de material.

- 2) Para el hormigón se definen dos tipos de materiales debido a las resistencias de $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$ y $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ especificada en los planos y memoria descriptiva.

The image shows two side-by-side screenshots of the 'Material Property Data' dialog box, used for defining concrete materials. Both windows are titled 'Material Property Data' and have a close button (X) in the top right corner.

Left Window (Fc240):

- General Data:** Material Name and Display Color: Fc240; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 2.400E-03; Mass per Unit Volume: 2.447E-06; Units: Kgf, cm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 250107.74; Poisson, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.600E-06; Shear Modulus, G: 104211.56
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 240; Expected Concrete Compressive Strength: 240; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- Switch To Advanced Property Display: ; Buttons: OK, Cancel

Right Window (Fc280):

- General Data:** Material Name and Display Color: Fc280; Material Type: Concrete; Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 2.400E-03; Mass per Unit Volume: 2.447E-06; Units: Kgf, cm, C
- Isotropic Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 270147.25; Poisson, U: 0.2; Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.600E-06; Shear Modulus, G: 112561.35
- Other Properties for Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 280; Expected Concrete Compressive Strength: 280; Lightweight Concrete: ; Shear Strength Reduction Factor: (empty)
- Switch To Advanced Property Display: ; Buttons: OK, Cancel

Figura 95. Definición material hormigón.

- 3) Para el acero de refuerzo se define el material ASTM A615 Grado 60 cumpliendo especificación de planos.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: A text field containing "A615Gr60" and a small yellow color swatch.
 - Material Type: A dropdown menu showing "Rebar".
 - Material Notes: A button labeled "Modify/Show Notes..."
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: A text field with the value "7849.0476".
 - Mass per Unit Volume: A text field with the value "805.5801".
 - Units: A dropdown menu showing "Kgf, m, C".
- Uniaxial Property Data:**
 - Modulus of Elasticity, E: A text field with the value "2.038E+10".
 - Poisson, U: A text field with the value "0.3".
 - Coefficient of Thermal Expansion, A: A text field with the value "1.170E-05".
 - Shear Modulus, G: A text field with the value "7.842E+09".
- Other Properties for Rebar Materials:**
 - Minimum Yield Stress, Fy: A text field with the value "42184178".
 - Minimum Tensile Stress, Fu: A text field with the value "63276266".
 - Expected Yield Stress, Fye: A text field with the value "48402595".
 - Expected Tensile Stress, Fue: A text field with the value "69803893".

At the bottom of the dialog, there is a checkbox labeled "Switch To Advanced Property Display" which is currently unchecked. Below the checkbox are two buttons: "OK" and "Cancel".

Figura 96. Definición material
ASTM A615 Grado 60.

- 4) Para el acero estructural se define el material ASTM A-588 cumpliendo especificación de planos y memoria descriptiva.

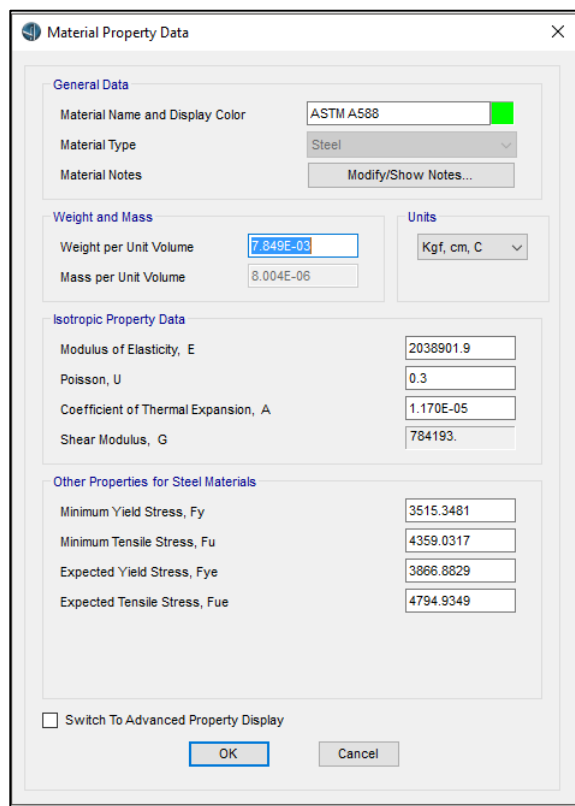


Figura 97. Definición material ASTM A-588.

4.5.2.1 Definición de Secciones.

El proceso de definición de las secciones se muestra a continuación:

- 1) En la pestaña Components se selecciona Type, luego Frame Properties, y a continuación se presiona el botón New.

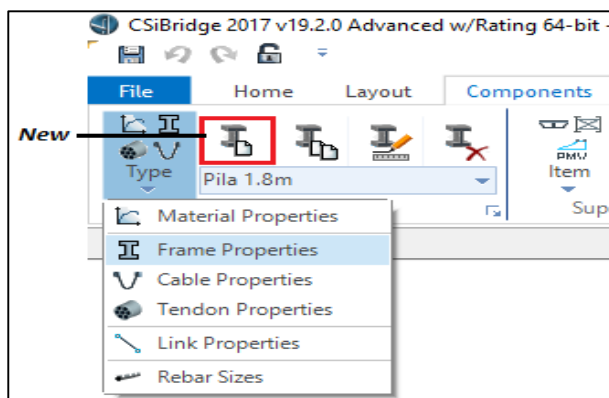


Figura 98. Creación de material.

- 2) Se despliega la ventana Frame Section, en la que se elige el material y la forma de la sección.

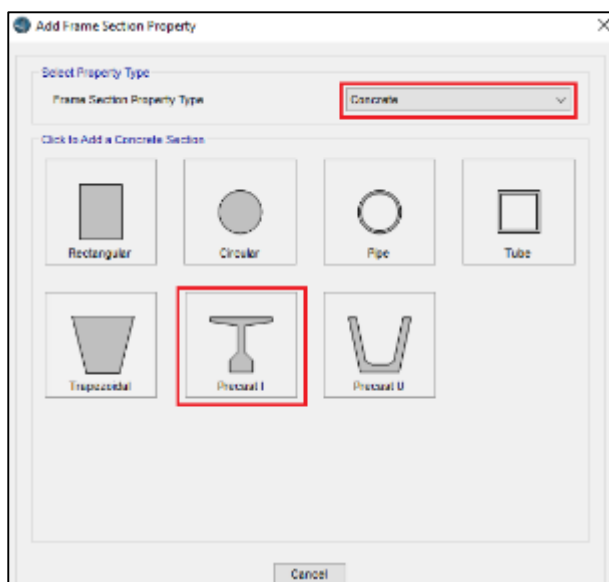


Figura 99. Ventana Frame Section.

- 3) Para las pilas, vigas de cabezal, vigas metálicas, vigas de hormigón pre-esforzado, demás elementos estructurales del puente, se obtuvo la información de los planos. Las secciones se muestran a continuación:

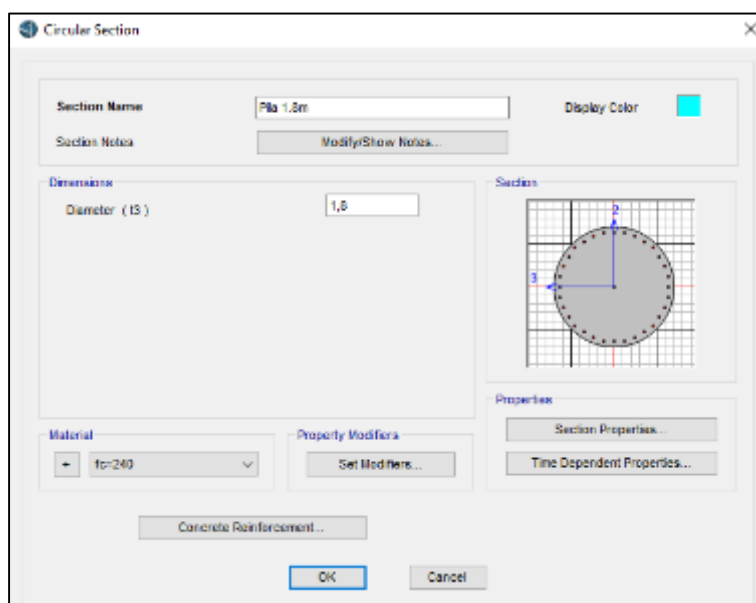


Figura 100. Definición sección pila.

En *Concrete Reinforcement*, se le adiciona la armadura de refuerzo del elemento tanto la longitudinal como la transversal

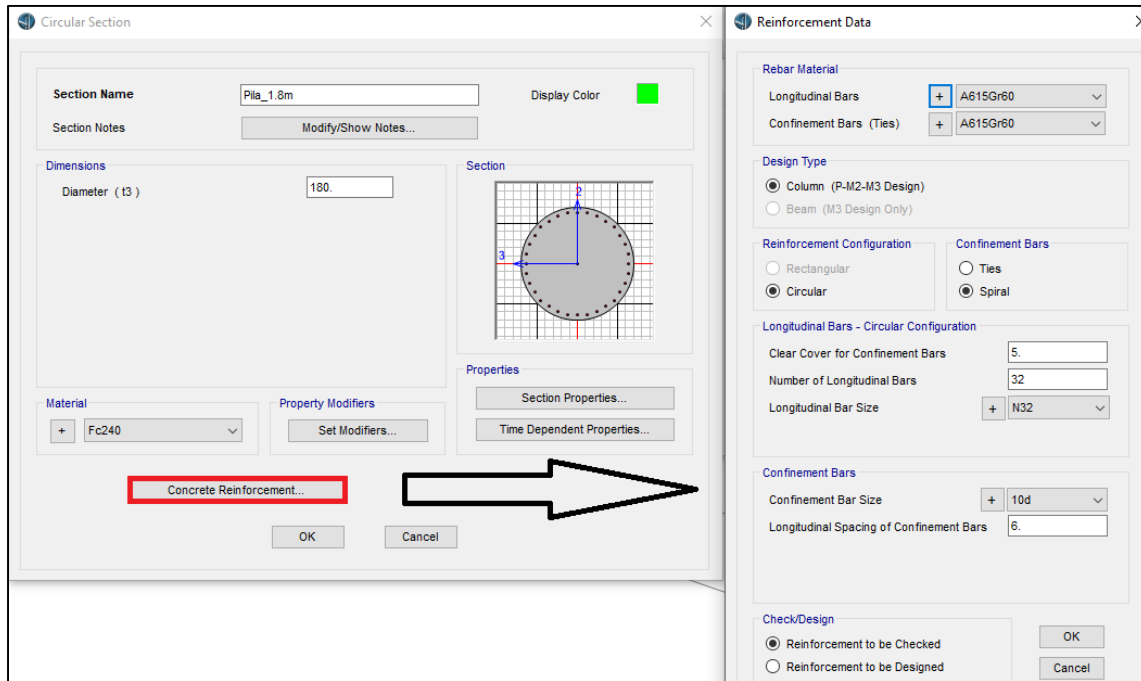


Figura 101. Datos del refuerzo

En *Set Modifiers*, se puede modificar los factores de rigidez del elemento que se utilizara más adelante para ajustar el periodo de vibración de la estructura respecto al ensayo realizado.

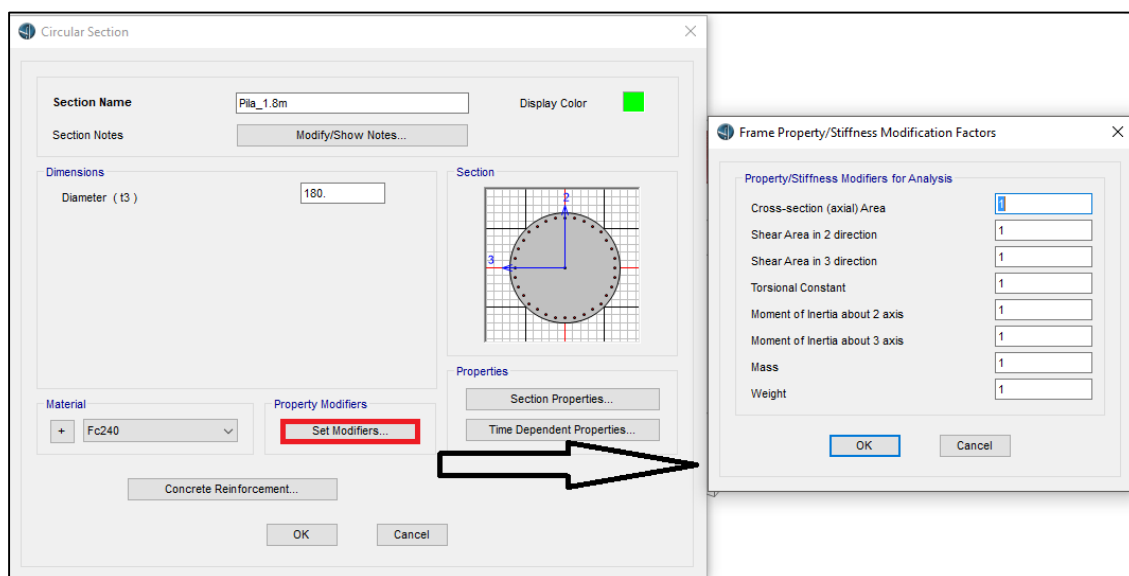


Figura 102. Modificadores de rigidez de la sección

Se crean la sección correspondiente a la viga cabezal

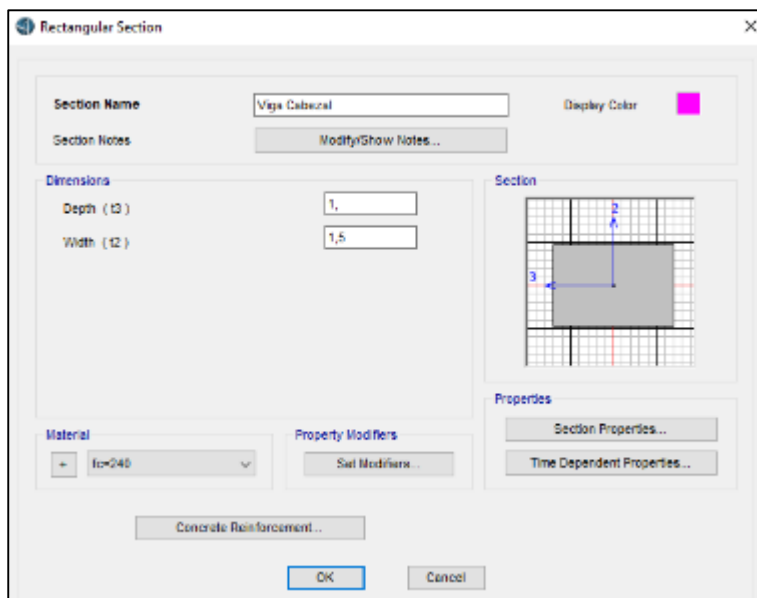


Figura 103. Definición sección viga cabezal.

Debido a que las vigas metálicas poseen varias secciones se utiliza la opción de crear un elemento *nonprismatic*, que permite asignar varias secciones a un elemento.

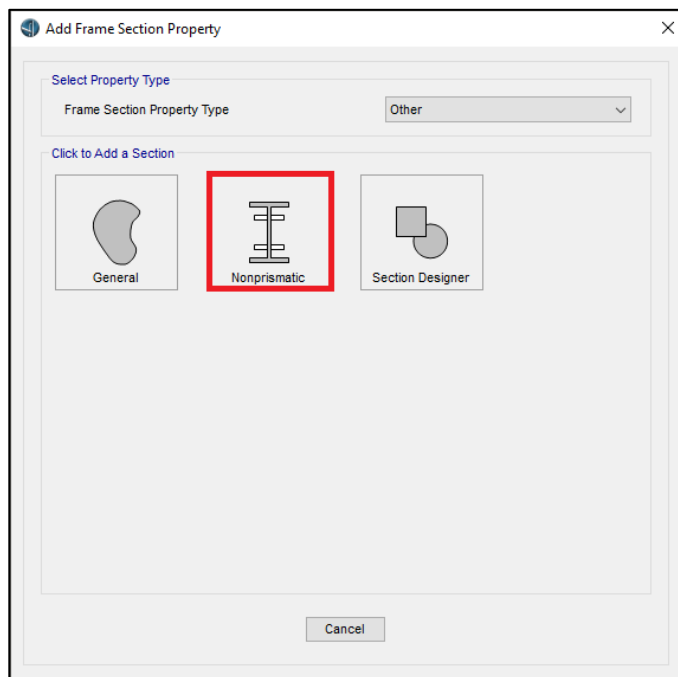


Figura 104. Crear elemento nonprismatic

Previo a utilizar la opción *nonprismatic* se debe definir las secciones que tiene la viga metálica

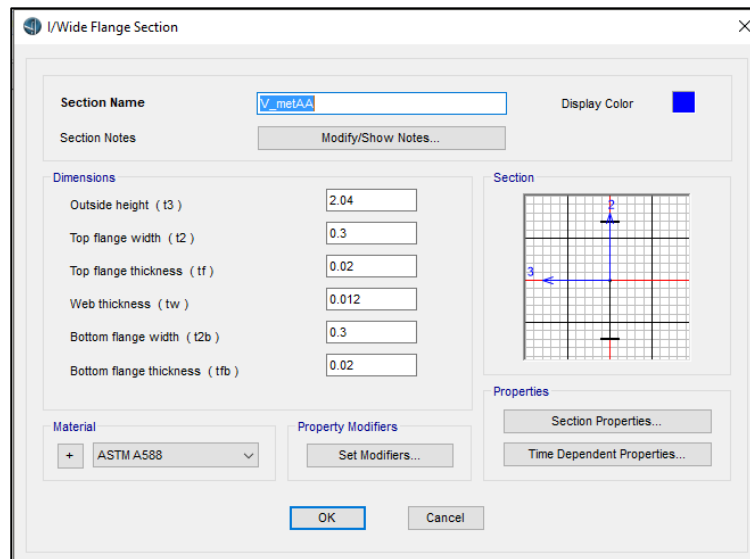


Figura 105. Definición sección viga metálica.

Definidas las secciones se asigna por segmentos las secciones para conformar la viga completa, se debe incluir la longitud de los segmentos y el tipo de variación entre secciones.

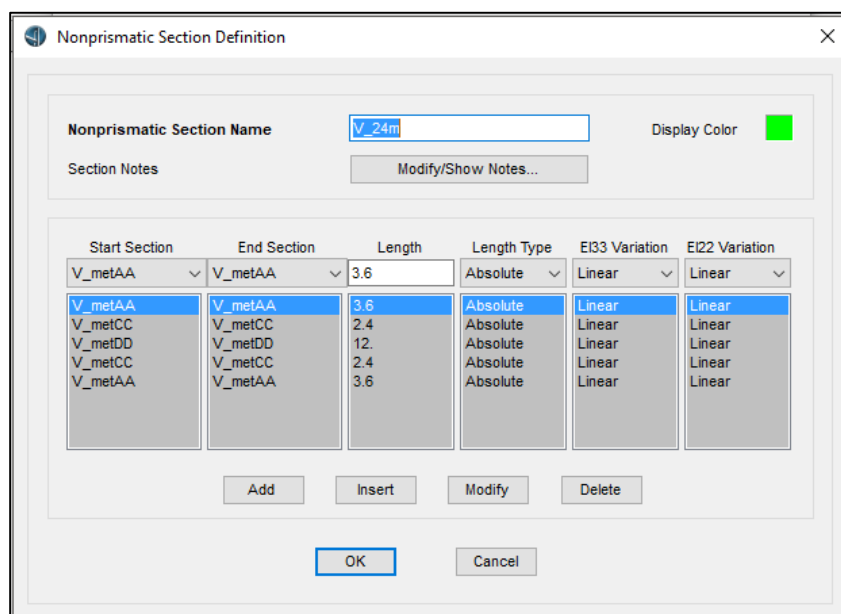


Figura 106. Asignar secciones a elemento nonprismatic

Para los tramos A5 y B4 es necesario crear la sección de la viga preesforzada

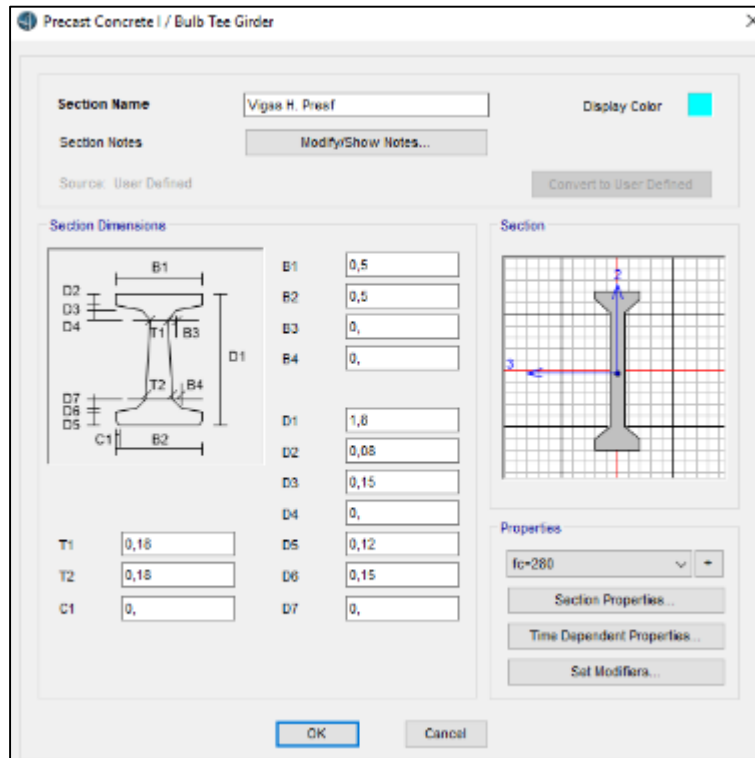


Figura 107. Definición sección viga hormigón pre-esforzado.

4.5.3 Definir Cargas

4.5.3.1 Cargas Vehiculares

En la pestaña *Loads* en la sección *Vehicles* se define los tipos de vehículos

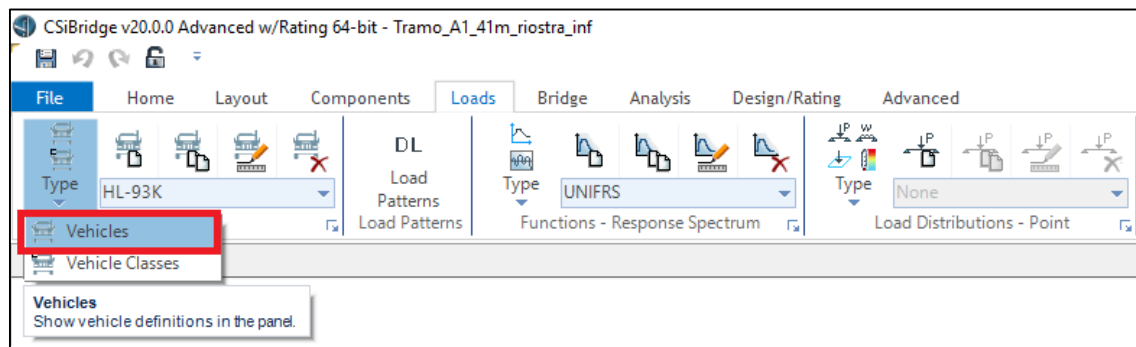


Figura 108. Crear nuevo vehículo

Se ingresa a la pestaña *Define Vehicles* en la cual se ingresa a *Import Vehicle*

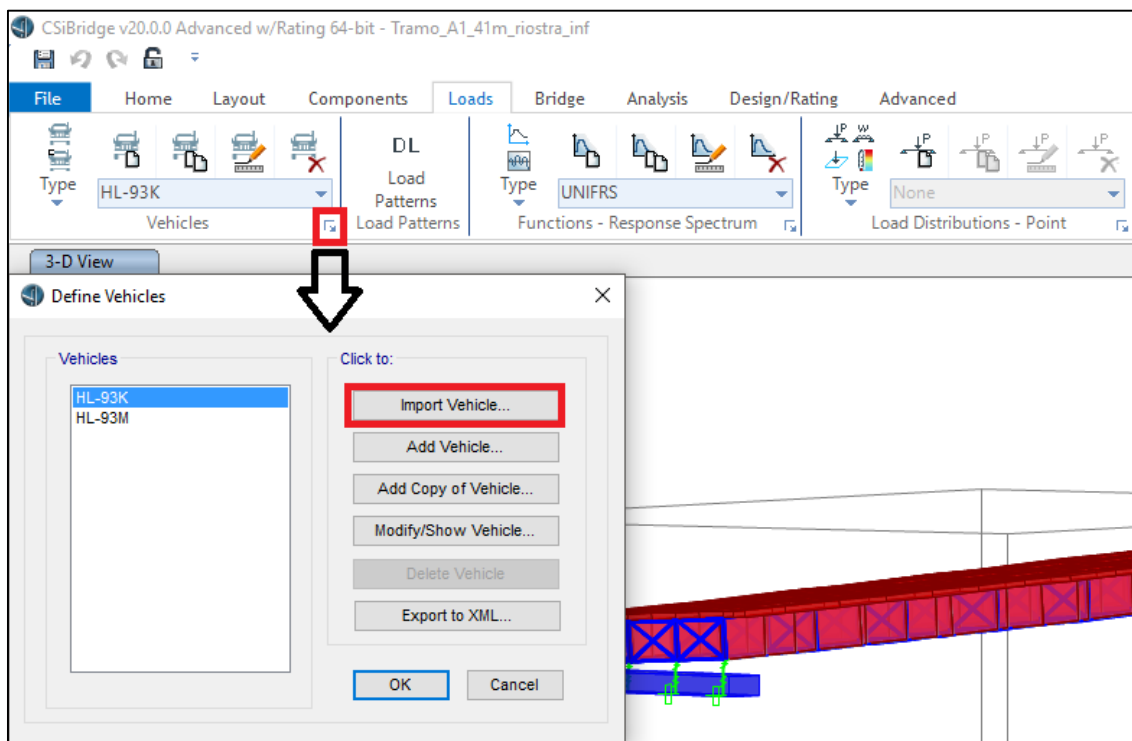


Figura 109. Importar nuevo vehículo

En la pestaña *Quick Add Vehicles* se encuentra una librería con vehículos normativos de diferentes países, se selecciona los vehículos HL-93K y HL-93M de la AASHTO que corresponde al camión y tándem de diseño respectivamente, el área de color rojo representa el carril de diseño y las cargas puntuales representan los ejes del vehículo.

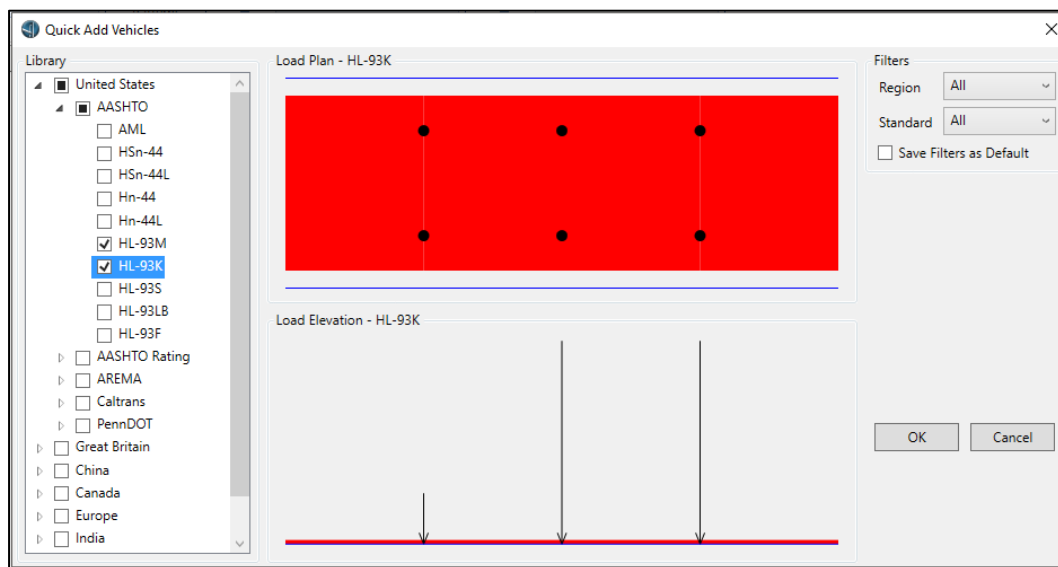


Figura 110. Selección de vehículos a importar

Se define una nueva clase de vehículos en la pestaña *Loads* sección *Vehicle – Class*

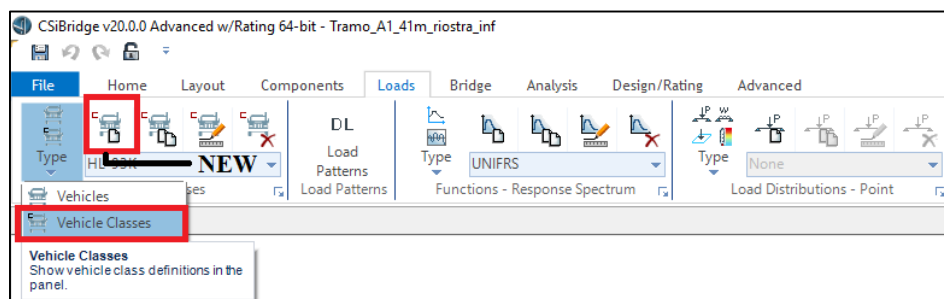


Figura 111. Crear la clase de vehículo

En la pestaña *Vehicle Class Data* se asigna los vehículos y el factor de escala que corresponde a la clase de vehículos creados.

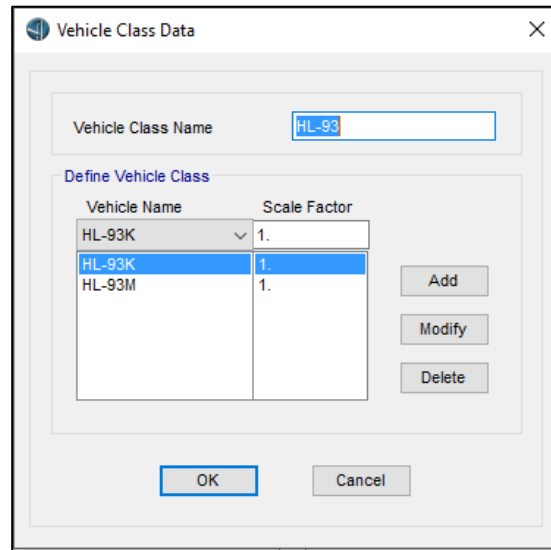


Figura 112. Definir la clase de vehículos

Para definir los diferentes estados de carga que intervienen en el análisis se debe ir a *Load Patterns* en la pestaña *Loads*, se debe crear todos los casos de carga que sean necesarios como las sobrecargas peatonales, por carpeta de rodadura

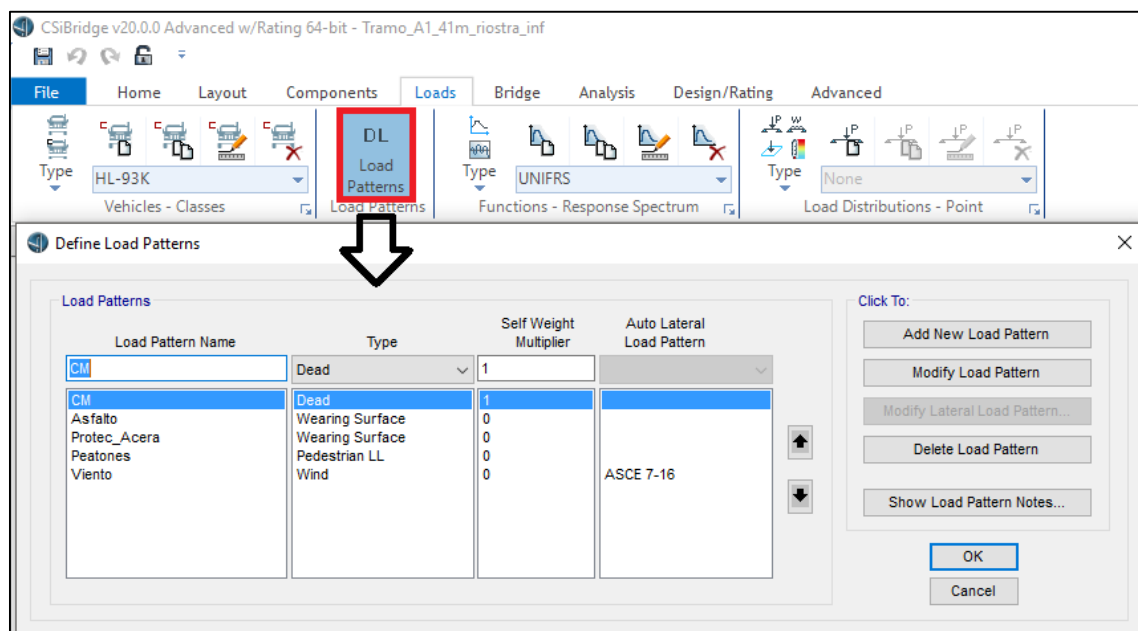


Figura 113. Definir los estados de carga.

Para asignar el valor y la posición de las cargas que actúan sobre el puente se debe abrir la pestaña *Loads* en la sección *Load Distributions* en donde se selecciona el tipo de carga que vamos a crear, para crear la carga de asfalto se selecciona *Area Load*

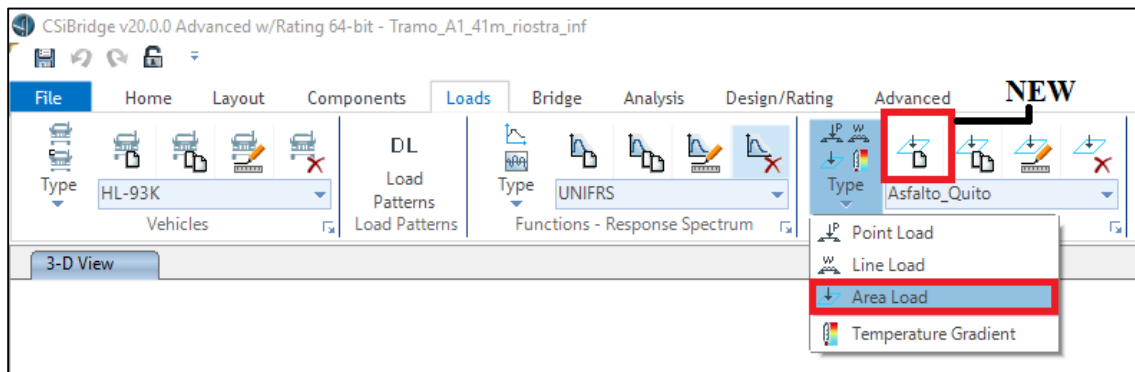


Figura 114. Crear cargas de área.

Se abre una pestaña *Load Distribution Data* en la cual se define la dirección, magnitud de la carga y la localización transversal que se ubica mediante distancias de referencias desde ambos extremos de la sección transversal

Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: Asfalto_Quit

Units: Kgf, m, C

Load Direction

Load Type: Force

Coordinate System: GLOBAL

Direction: Gravity

Load Value

Left Edge Value: 112.5

Right Edge Value: 112.5

Load Transverse Location

Left Reference Location: Left Edge of Deck

Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.5

Right Reference Location: Right Edge of Deck

Right Load Distance from Right Ref. Location: 1.25

Load Vertical Location

Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Figura 115. Definición de carga de área debido al asfalto.

De igual forma se define las demás cargas de área, para crear las cargas lineales se encuentra en la pestaña *Loads* sección *Load Distributions* y definimos una nueva cara lineal. En la pestaña *Line Load Definition* al igual que para una carga de área de ingresa la dirección, magnitud y la localización de la carga en referencia a la sección transversal del puente

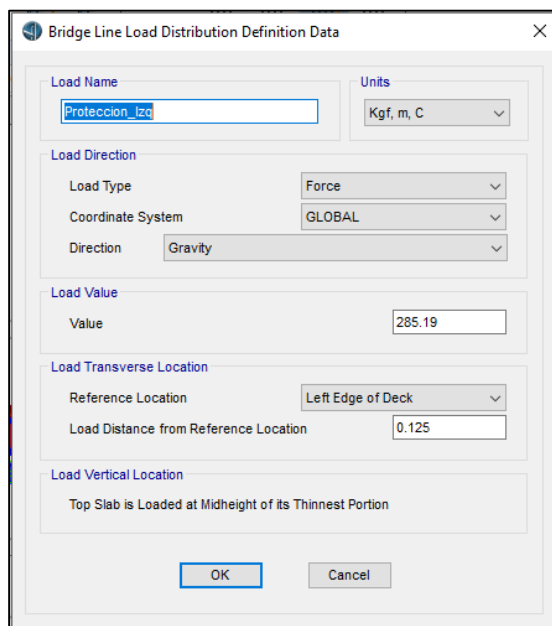


Figura 116. Definición de carga lineal debido a protecciones.

4.5.4 Formación de Tramo A1

4.5.4.1 Crear ejes.

- 1) El eje del puente es la línea de diseño sobre la cual se crea la superestructura del puente y se toma de referencia para ubicar las diferentes cargas, para crear una nueva línea se elige New en la pestaña Layout.

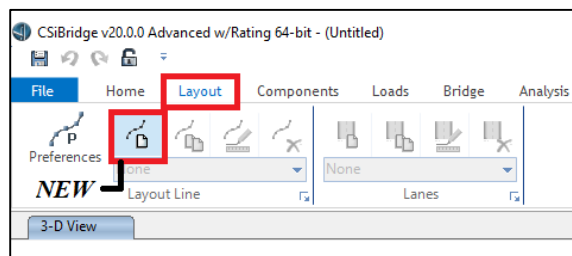


Figura 117. Creación de ejes.

- 2) Se despliega la ventana Bridge Layout, en la que se ingresa la información de la estación inicial y final del eje del puente. Una estación representa un punto a lo largo de la línea de

diseño. En el casillero Initial Bearing se especifica la orientación del estribo inicial, la cual debe coincidir con el primer tramo de la línea de diseño.

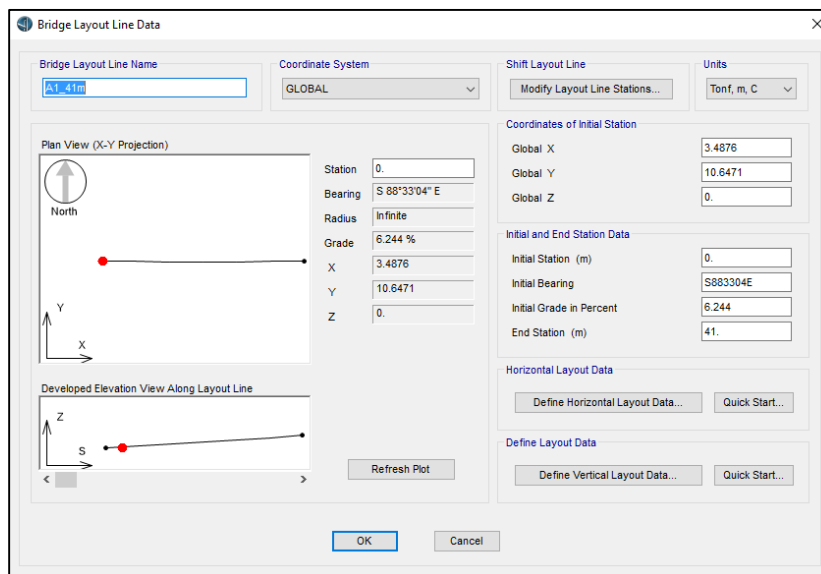


Figura 118. Ventana Bridge Layout Tramo Quito.

- 3) La geometría horizontal del eje se define ingresando en el botón Define Horizontal Layout Data. En la ventana que se abre a continuación se ingresa la distancia y dirección de cada estación que permite dar la forma que tiene el puente vista en planta.

Nota: El programa crea por defecto la estación inicial y final.

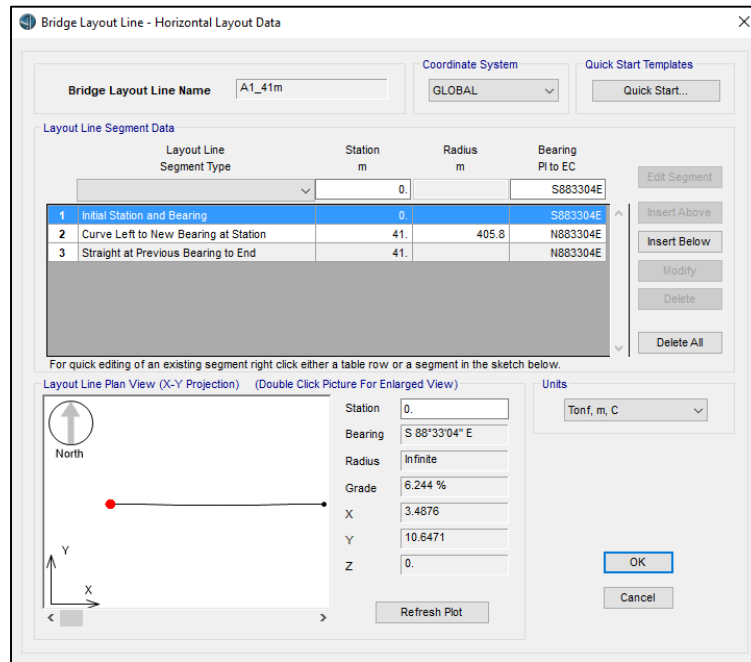


Figura 119. Ventana Horizontal Layout.

- 4) La geometría vertical del eje se define ingresando en el botón Define Vertical Layout Data.

En la ventana que se abre a continuación se ingresa la distancia, altura respecto a la estación inicial, y pendiente en porcentaje de cada estación que permite dar la forma que tiene el puente vista en elevación.

Nota: El programa crea por defecto la estación inicial y final.

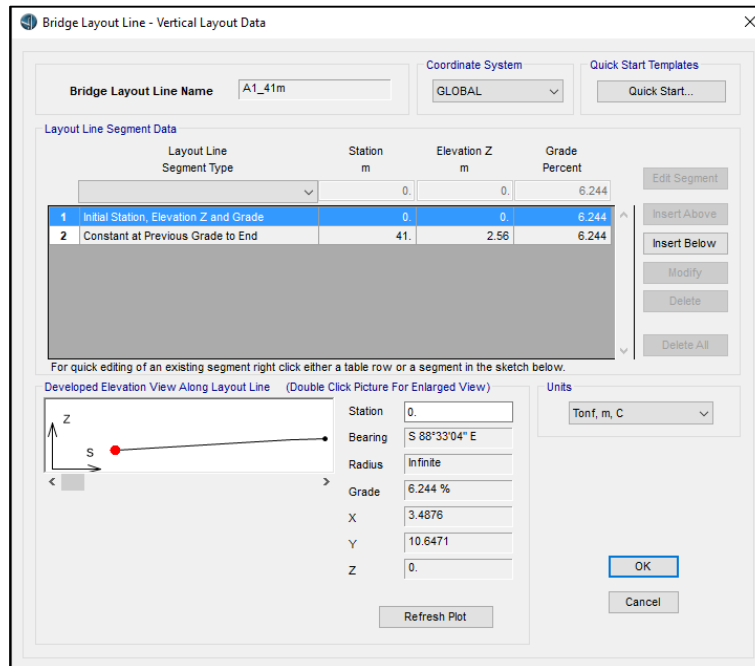


Figura 120. Ventana Vertical Layout Tramo Quito.

4.5.4.2 Crear carriles

- 1) Los *Lanes* del puente son los carriles por los cuales van a circular los vehículos, para definir un nuevo carril se elige *New Lane* en la pestaña *Layout*.

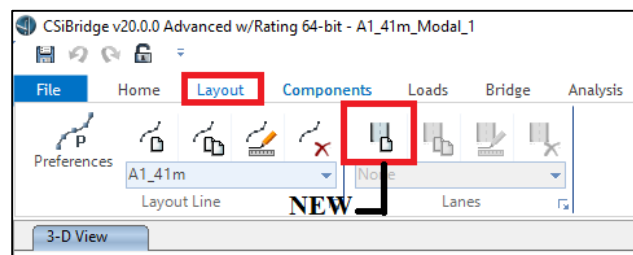


Figura 121. Crear nuevo carril (Lane).

- 2) Se despliega la ventana *Bridge Lane Data* en la cual se define el ancho de carril, el radio y la posición respecto a la línea eje creada anteriormente, se debe crear dos datos que corresponde al inicio y al final del carril, también indicar si los bordes izquierdo o derecho del *Lane* corresponden al exterior o interior de la calzada.

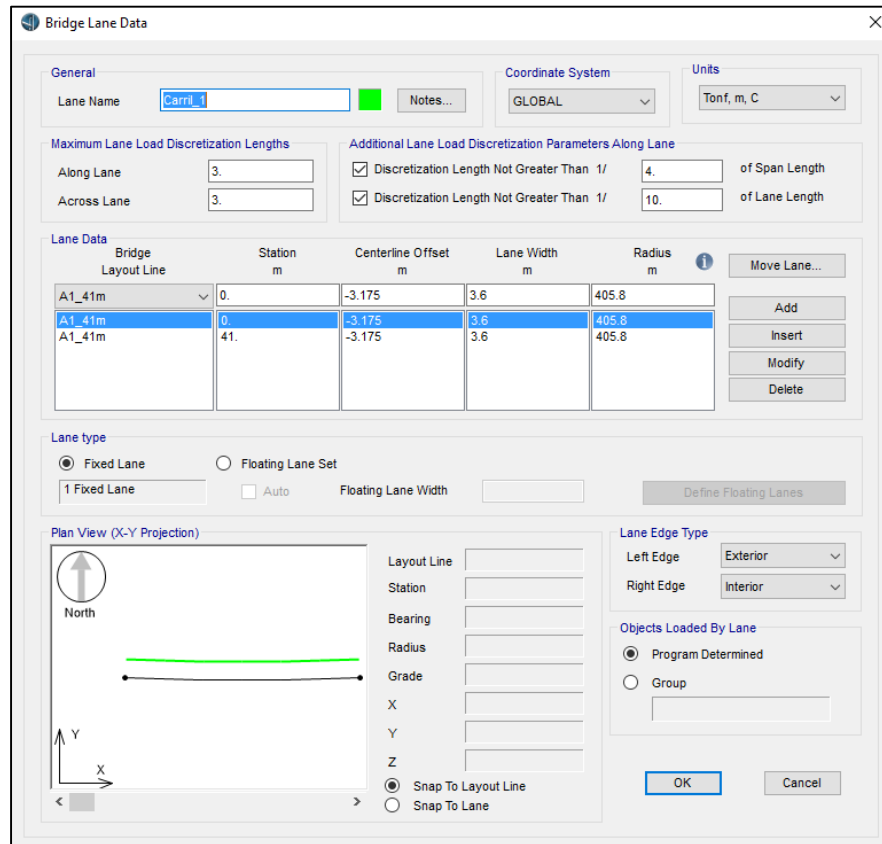


Figura 122. Definir parámetros del carril.

Se repite el proceso para generar los carriles que faltan y se los visualiza en la pestaña Home opción *More – Show Lanes*

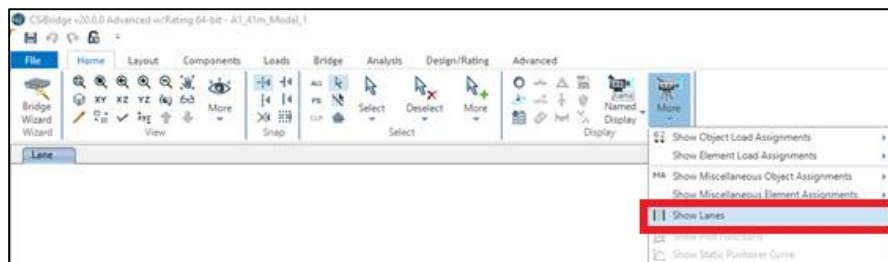


Figura 123. Visualización de carriles.

En la pestaña *Show Lane*, se marcan los carriles que deseamos visualizar y activamos que se muestre el ancho del mismo.

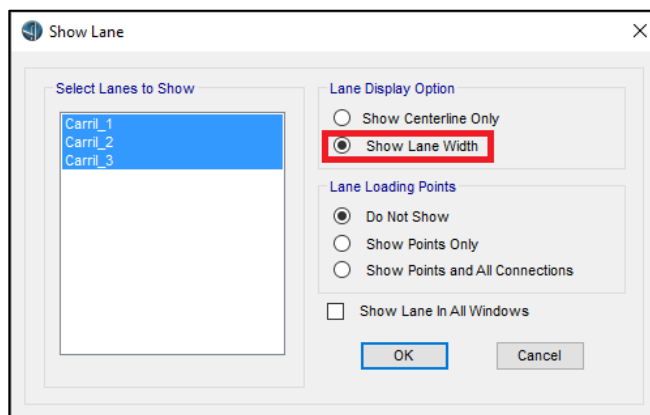


Figura 124. Selección de carriles a mostrar.

Se muestran los carriles creados

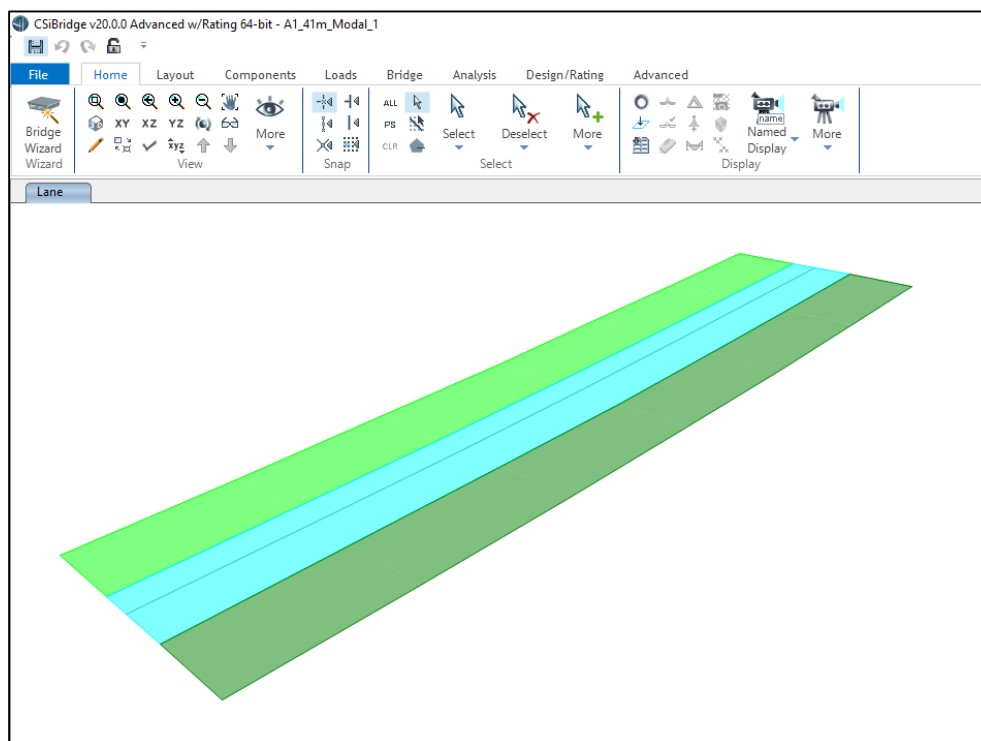


Figura 125. Esquema de carriles creados.

4.5.4.3 Superestructura

Dentro de los componentes de la superestructura se crea la sección transversal del tablero, diafragmas, juntas y los parámetros de variación para las secciones de la superestructura.

- 1) Para crear la sección transversal del tablero se abre la pestaña *Components* se selecciona *Item*, luego *Deck Sections*, y a continuación se presiona el botón *New*.

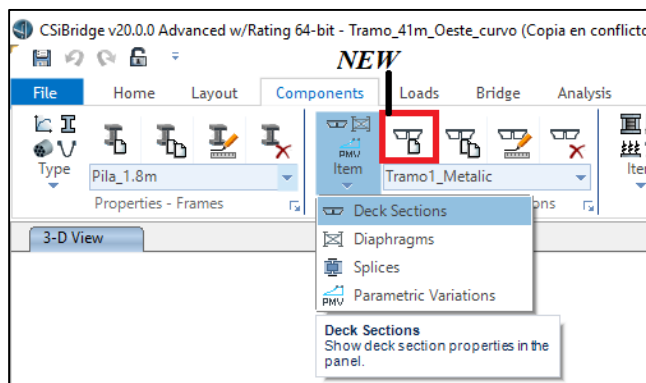


Figura 126. Creación de tablero.

Se despliega la ventana *Deck Section*, en la que selecciona el tipo de sección.

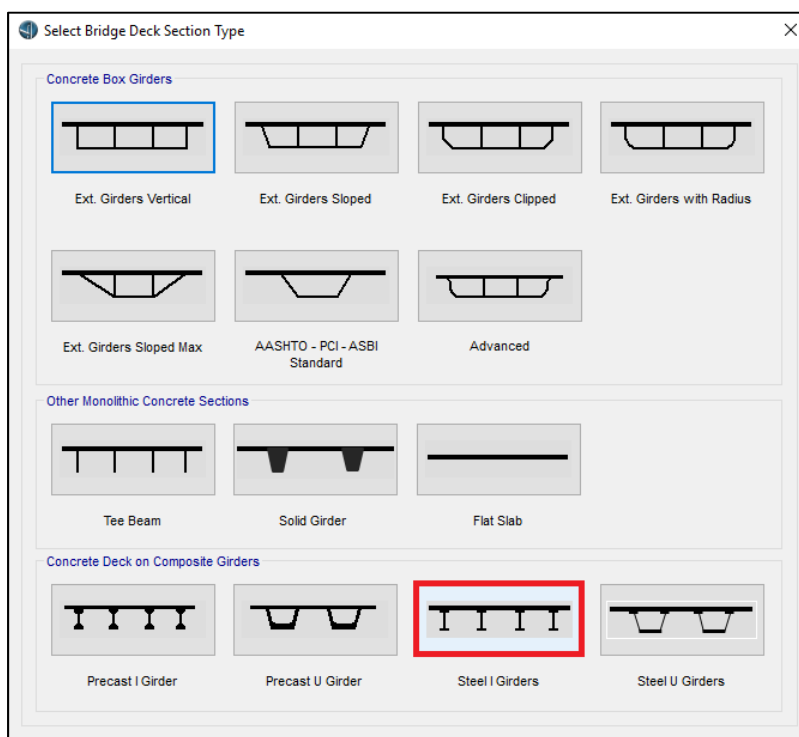


Figura 127. Ventana Deck Section.

De acuerdo a los planos cada losa debe quedar de la siguiente manera:

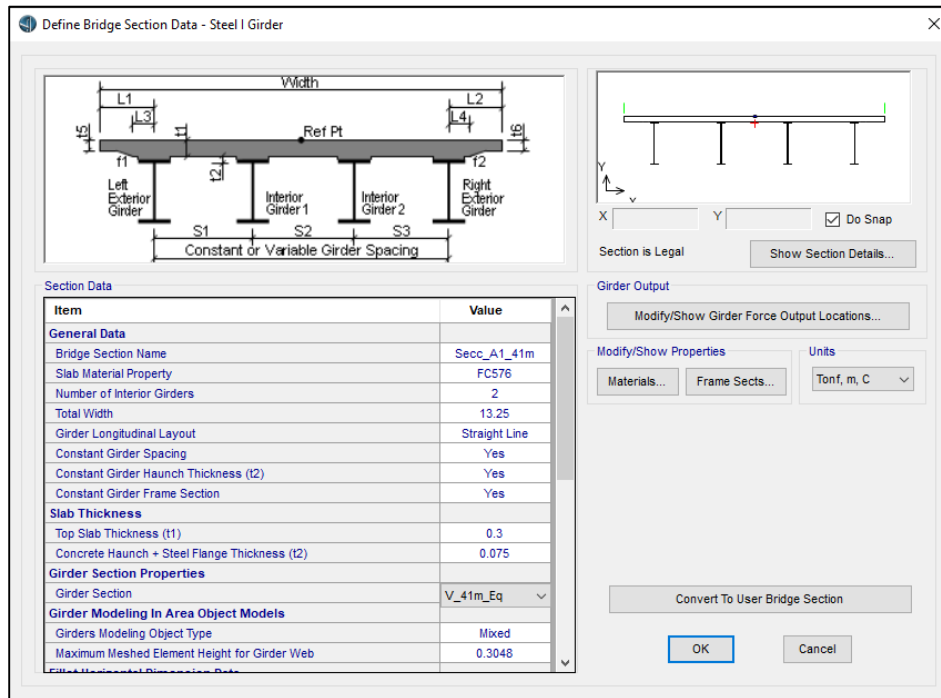


Figura 128. Definición sección tablero sobre vigas metálicas.

- 2) El diafragma se define en la pestaña Components – Superstructure opción *Diaphragms* se agrega una nueva sección de diafragma

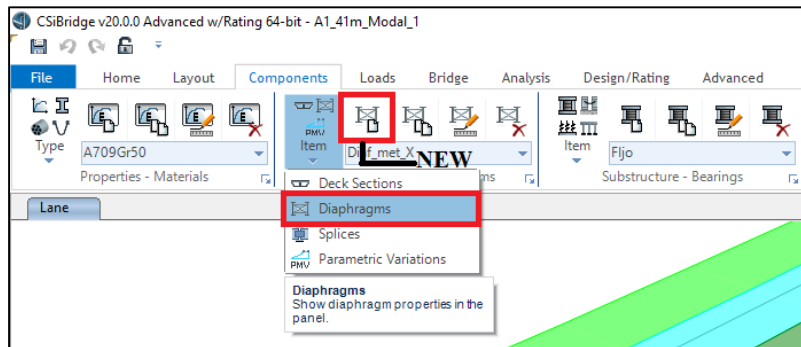


Figura 129. Definición de diafragmas.

Se selecciona el tipo de diafragma y parámetros como la forma, secciones y materiales que conforman el diafragma

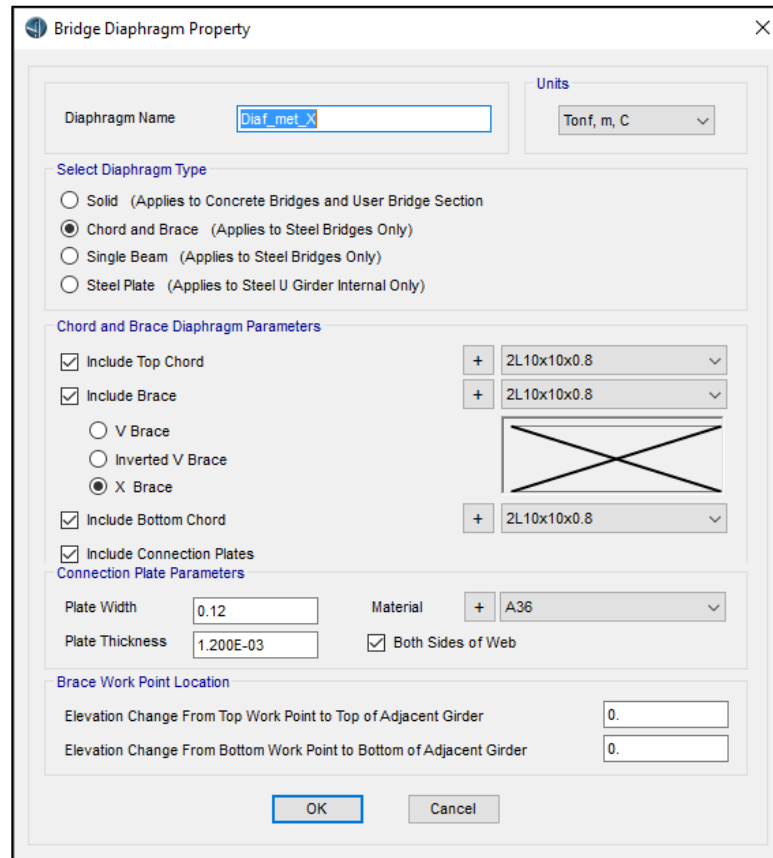


Figura 130. Ventana Bridge Diaphragm Property.

4.5.4.4 Apoyos

Se define los apoyos sobre los cuales se asienta la superestructura en la pestaña *Components* – *Bearings*

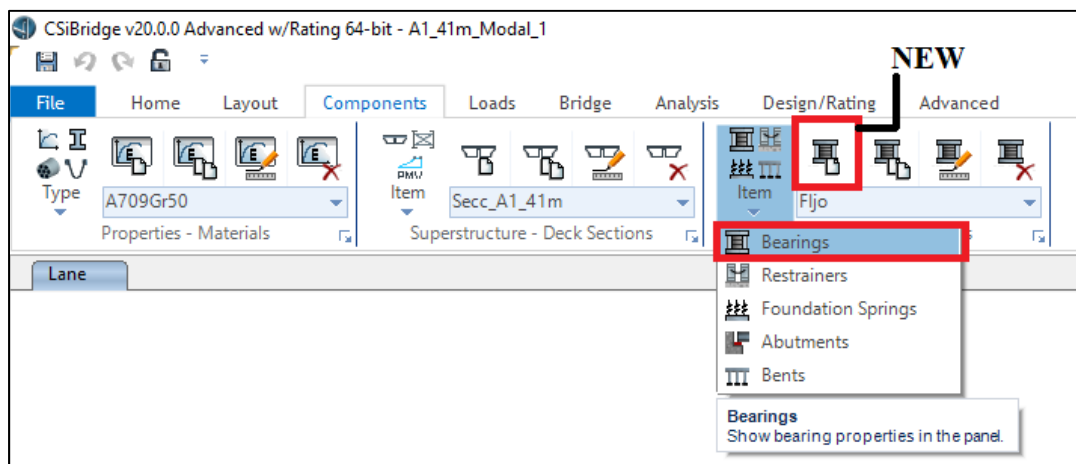


Figura 131. Definición de Apoyos.

En la pestaña *Bridge Bearing Data* se define las propiedades de los apoyos restringiendo el movimiento y la rigidez en sus diferentes direcciones.

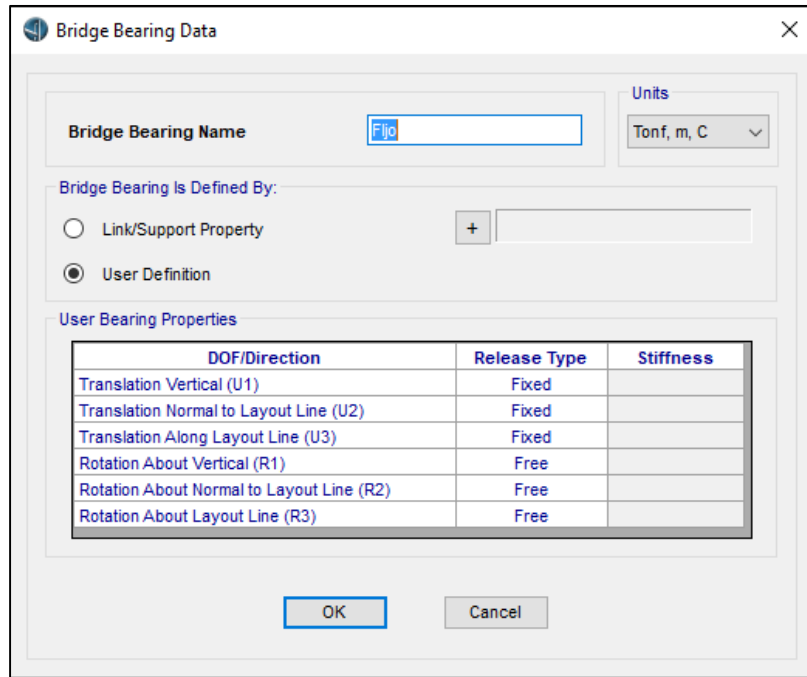


Figura 132. Ventana Bridge Bearing Data.

4.5.4.5 Crear Estribos y Pilas

Los estribos del puente se detallan en el programa como *Abutments* y son los apoyos exteriores del puente, y se los define dentro de la pestaña *Components*, sección *Substructure – Abutments*.

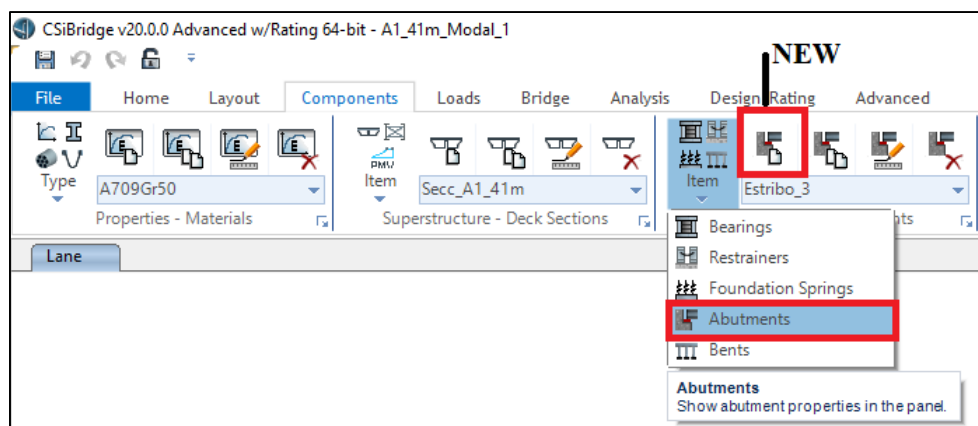


Figura 133. Definición de Estribos.

Para simular la presencia del estribo del puente, el programa permite colocar una viga continua.

Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: Estribo_3

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:

- Integral
- Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type:

- Foundation Spring
- Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + Viga_Estribo_2x1

Beam Length: 13.25

Foundation Spring:

Foundation Spring Property: + Suelo

Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.

OK Cancel

Figura 134. Ventana Bridge Abutment Data.

Las pilas o apoyos interiores del puente se denominan *Bents* y se crean dentro de *Substructure* – *Abutments*.

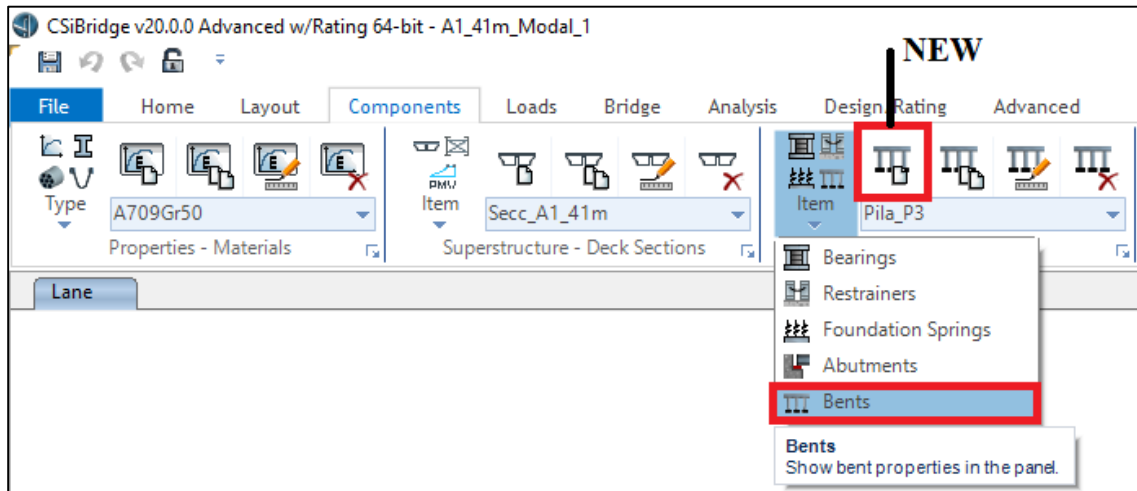


Figura 135. Definición de Pilas.

Se define la sección y la longitud de la viga de apoyo para la superestructura, y el número de columnas bajo la viga de apoyo, además del tipo de apoyo ya sea uno para una superestructura continua o un apoyo doble para superestructuras discontinuas.

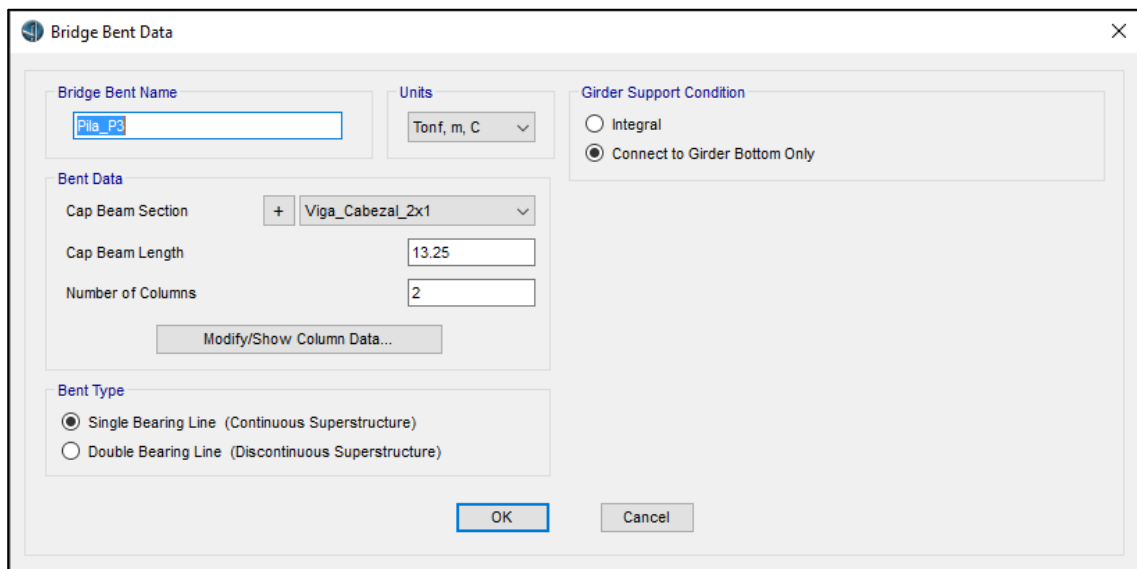


Figura 136. Ventana Bridge Bent Data.

Dentro de *Modify Column Data* se define la sección, altura, distancia entre columnas medida desde el borde de la viga de apoyo, tipo de apoyo y condición de momentos en las columnas

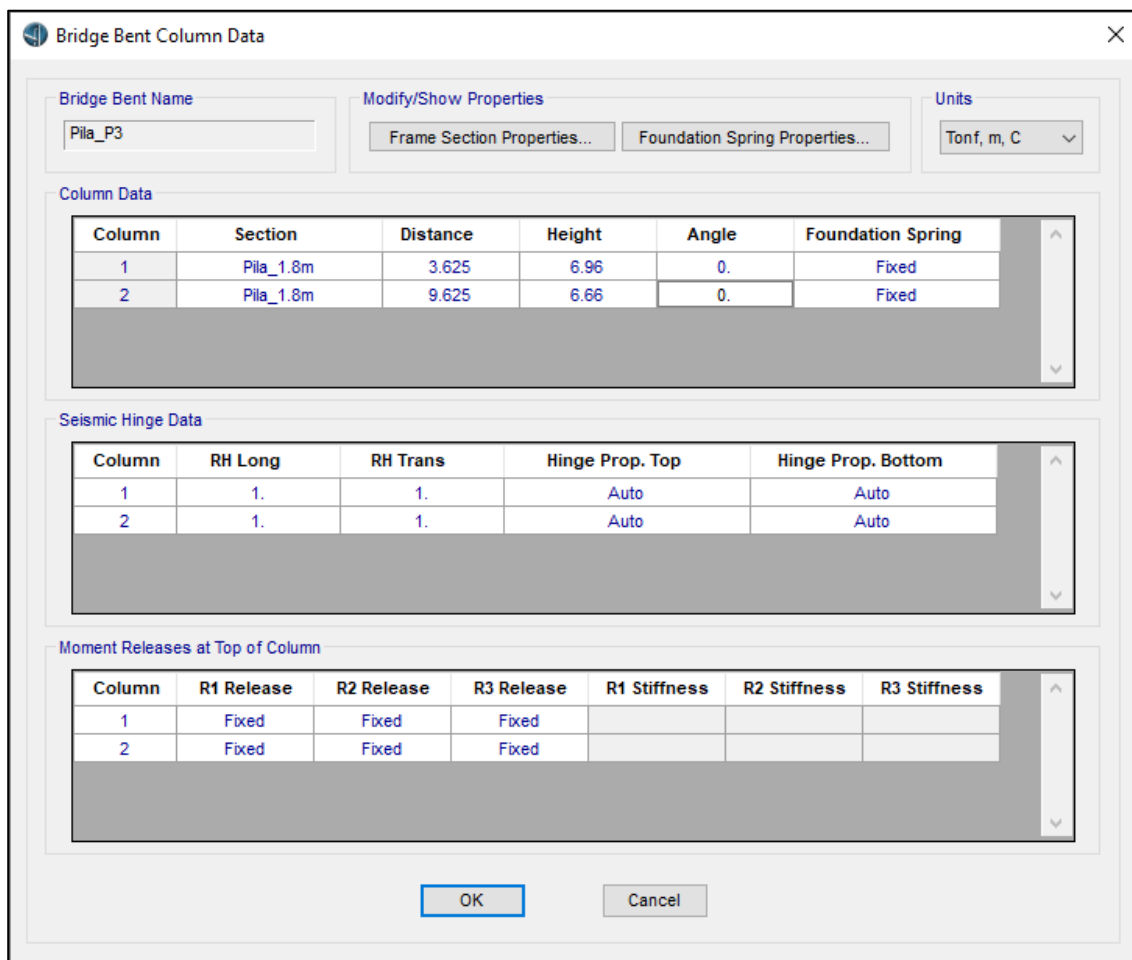


Figura 137. Ventana Bridge Bent Column Data.

4.5.4.6 Generar Tramo A1

Para asignar todos los elementos del puente creados anteriormente se debe crear un nuevo *Bridge Object* en la pestaña *Bridge*.

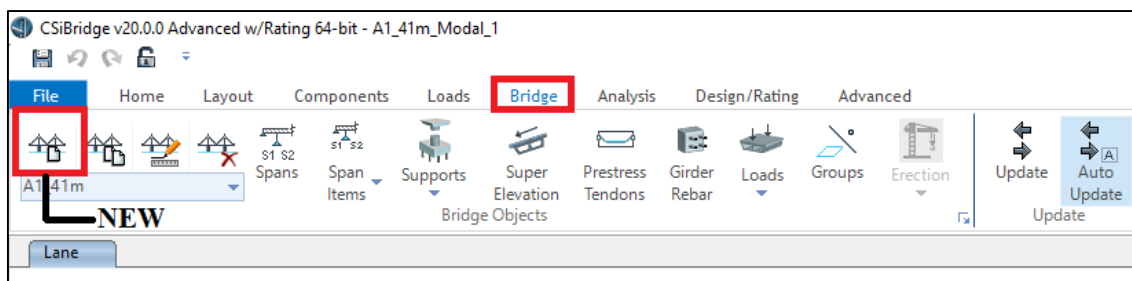


Figura 138. Generación Tramo A1.

En la ventana que se muestra se asigna el nombre del puente, la línea eje sobre la cual se colocara los elementos. Dentro de *Define Bridge Spans* se define tramos en el puente ya sea para un puente continuo o discontinuo indicando los estribos y pilas de apoyo de cada tramo o para indicar cambios de sección, al ser un solo tramo de 41m se define un solo *Span*.

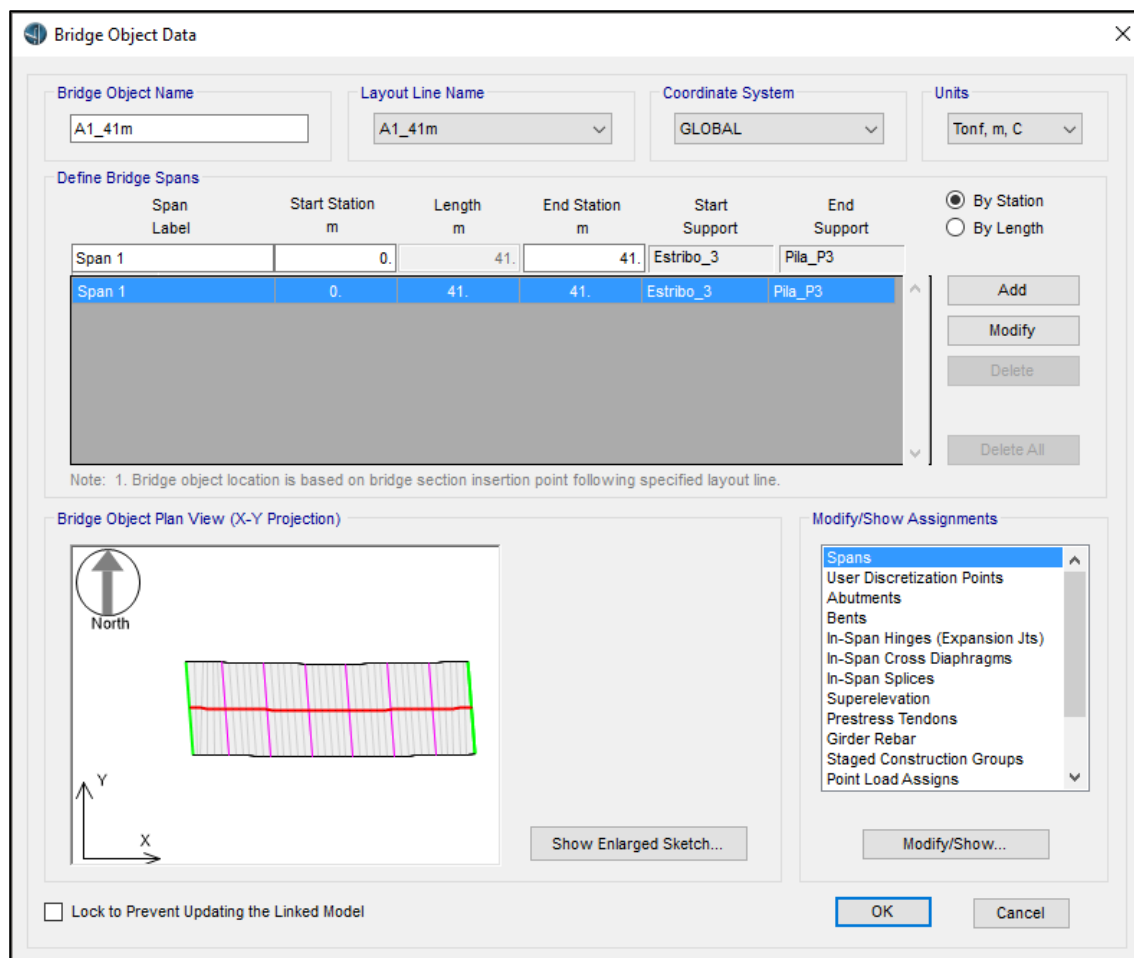


Figura 139. Ventana Bridge Object Data

Dentro de la *Modify Assignments* se asigna todos los elementos que conforman el puente, en *Spans* se asigna variaciones de dimensiones dentro de los tramos definidos anteriormente, en *Discretization Points* se modifica las divisiones de los elementos para el análisis.

Para definir el estribo y las pilas de apoyo para el tramo se debe ingresar en *Abutments* y *Bents*, al tratarse de un solo tramo solo tiene dos apoyos externos por lo que se abre solo *Abutments*.

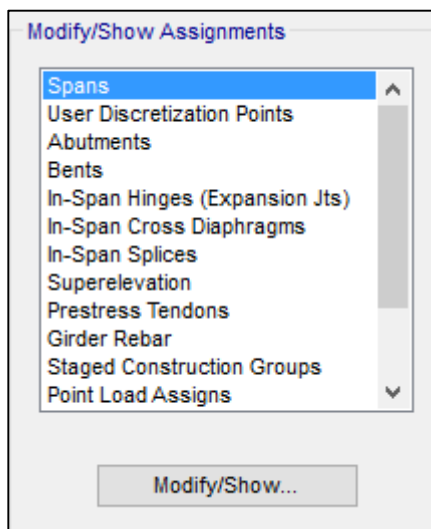


Figura 140. Ventana Modify /Show Assignments.

En la pestaña *Abutment Assignments* se define el apoyo del inicio el cual corresponde al Estribo 3 con la dirección del estribo (*Bearing Angle*) y el diafragma correspondiente. Se debe colocar el punto donde se ubica superestructura y el apoyo de neopreno que corresponden a la base inferior de la viga y el nivel de la parte inferior del neopreno respectivamente

The screenshot shows the 'Bridge Object Abutment Assignments' dialog box. The 'Bridge Object Name' is 'A1_41m' and the 'Units' are 'Tonf, m, C'. The 'Start Abutment' tab is active. The 'Superstructure Assignment' section includes 'Support Name' (Estribo_3), 'Abutment Direction (Bearing Angle)' (N041936W), and 'Diaphragm Property' (Diaf_met_X). The 'Substructure Assignment' section has 'None', 'Abutment Property' (Estribo_3), and 'Bent Property' options. The 'Substructure Location' section shows 'Elevation (Global Z)' (-2.54) and 'Horizontal Offset' (0). The 'Bearing Assignment' section is set to 'Girder-by-Girder' with 'Bearing Property' (Fijo), 'Restrainer Property at Bearing' (None), 'Elevation at Layout Line (Global Z)' (-2.34), and 'Rotation Angle from Bridge Default' (0). The 'Girder-by-Girder Overwrites' section shows 'No Overwrites Exist'.

Figura 141. Ventana Bridge Object Abutment Assignments Estribo.

Para el *End Abutment* en la subestructura se coloca como *Bent Property* la Pila P3 y se asigna la dirección y el diafragma, de igual forma se coloca los niveles de la superestructura y el apoyo de neopreno tomando en cuenta la pendiente que tiene el puente.

The image shows a software dialog box titled "Bridge Object Abutment Assignments". At the top, the "Bridge Object Name" is set to "A1_41m" and the "Units" are set to "Tonf, m, C". There are two tabs: "Start Abutment" and "End Abutment", with "End Abutment" currently selected.

The "End Abutment" section is divided into several sub-sections:

- Superstructure Assignment:** Includes "Support Name" (Pila_P3), "Abutment Direction (Bearing Angle)" (N041936W), and "Diaphragm Property" (Diaf_met_X).
- Substructure Assignment:** Offers radio button options for "None", "Abutment Property", and "Bent Property" (which is selected). The "Bent Property" dropdown is set to "Pila_P3".
- Substructure Location:** Includes "Elevation (Global Z)" (0.02) and "Horizontal Offset" (0). A note states: "Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment."
- Bearing Assignment:** Features radio buttons for "Girder-by-Girder" (selected) and "General". It includes dropdowns for "Bearing Property" (Fijo), "Restrainer Property at Bearing" (None), and input fields for "Elevation at Layout Line (Global Z)" (0.22) and "Rotation Angle from Bridge Default" (0).
- Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment:** A button labeled "Modify/Show Overwrites..." is present, with the text "No Overwrites Exist" displayed next to it.

At the bottom of the dialog, there are "OK" and "Cancel" buttons.

Figura 142. Ventana Bridge Object Abutment Assignments Pila.

Dentro de *Cross Diaphragms* se define el tipo de diafragma, la inclinación y el espaciamiento entre ellos

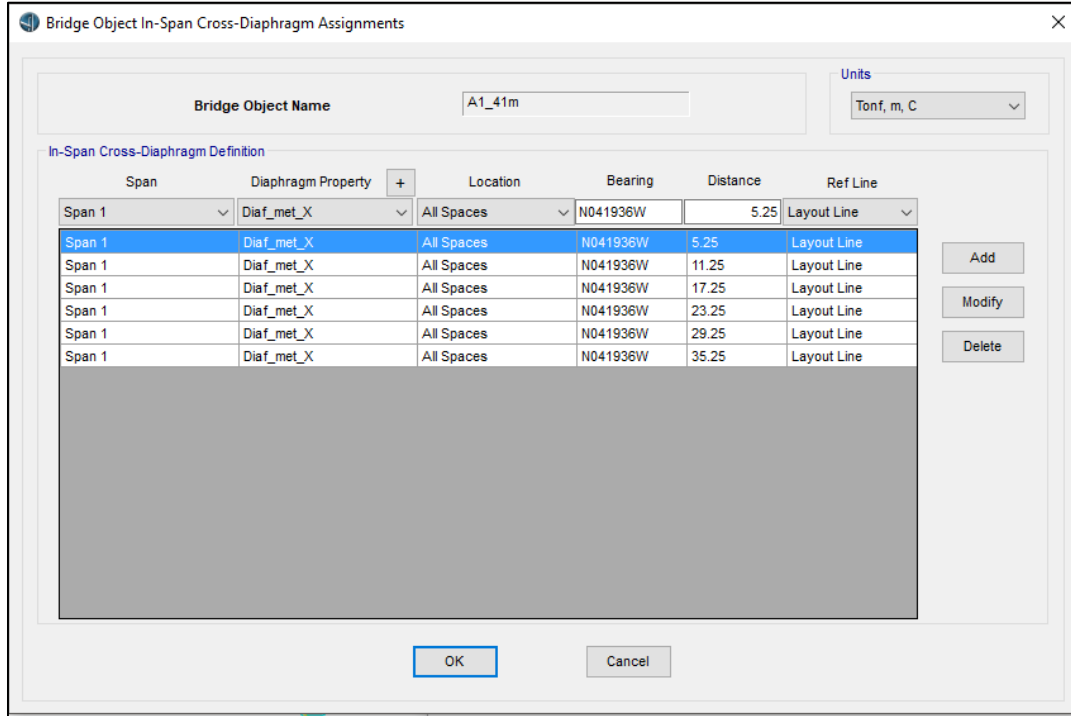


Figura 143. Ventana Diaphragm Assignments

Debido al que el puente se desarrolla en una curva se debe colocar el peralte, para ello se ingresa en *Superelevation* definiendo el porcentaje

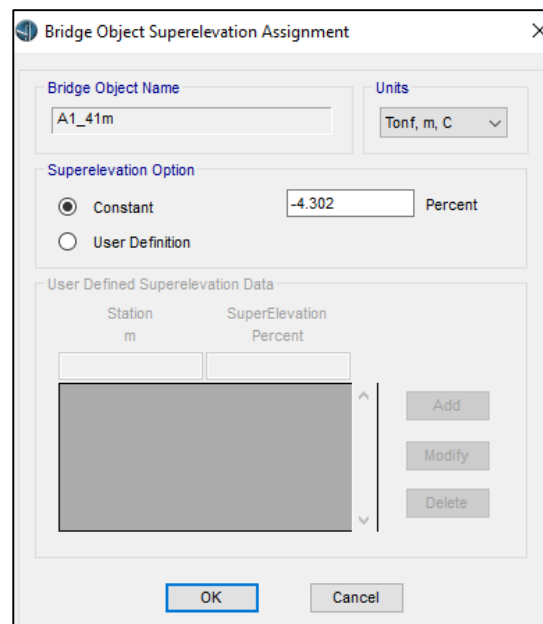


Figura 144. Ventana Superelevation Assignment.

Con los elementos de infraestructura y superestructura definidos ya se puede generar el puente, en la pestaña *Bridge* se accede a *Update* y se selecciona que genere como objetos de área.

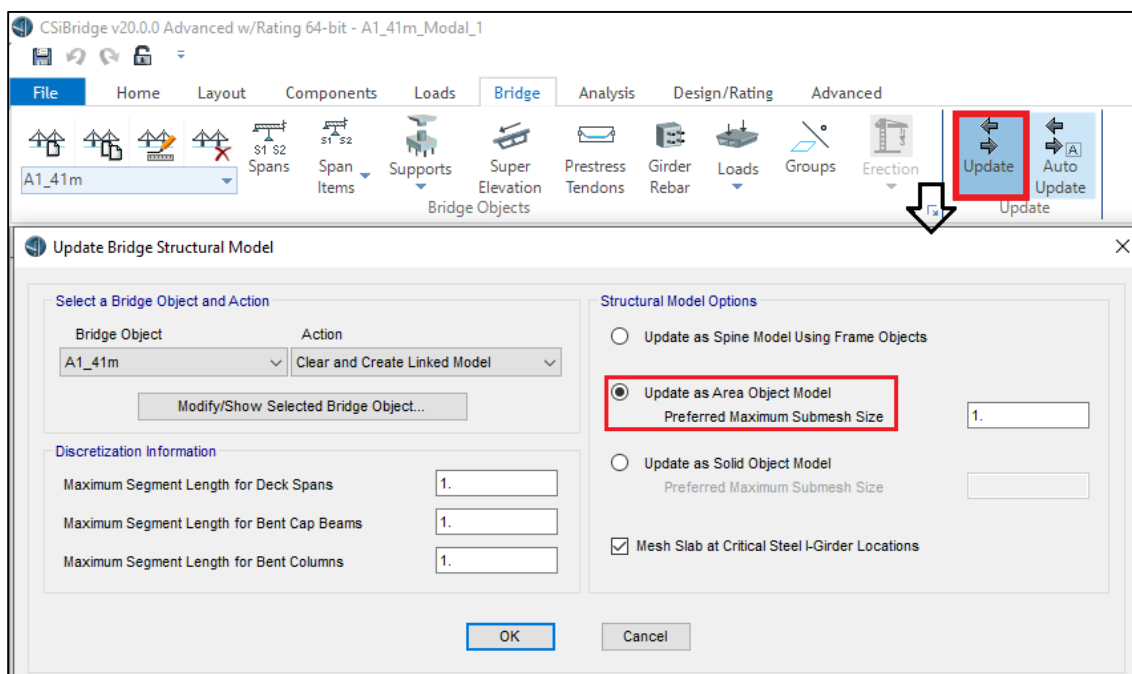


Figura 145. Regeneración del Puente.

En *Display Options* se activa la opción *Extrude* y se visualiza el Puente

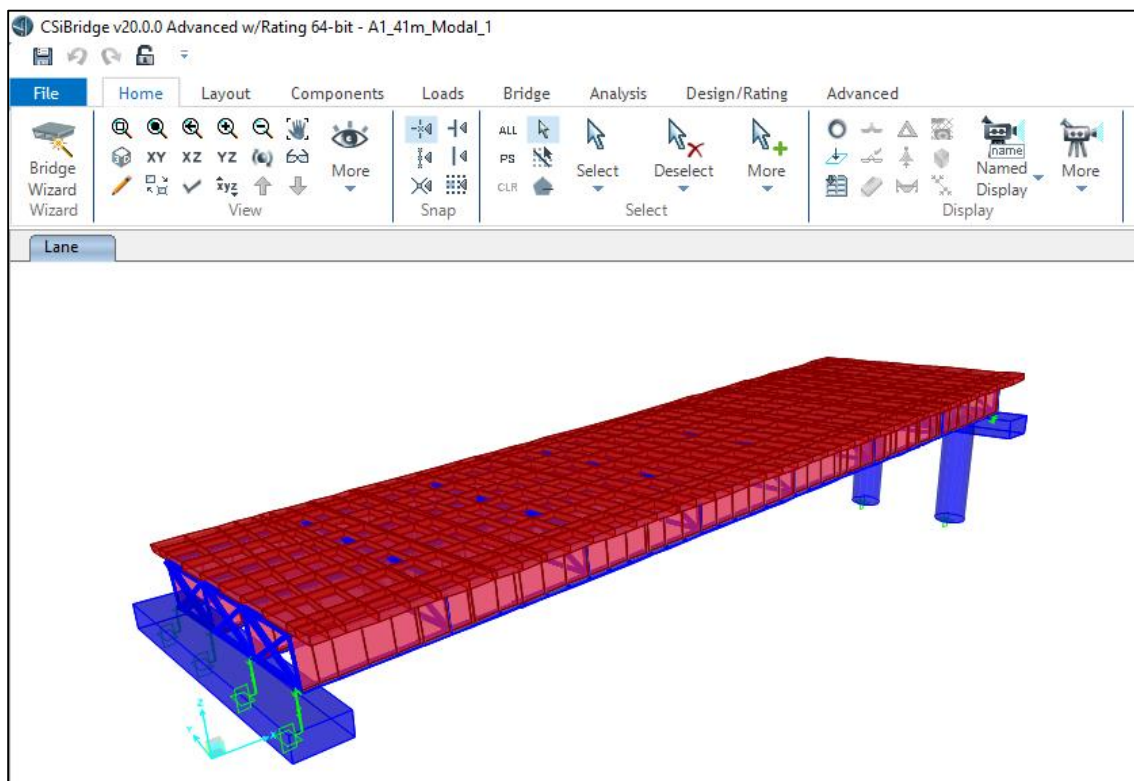


Figura 146. Tramo A1 regenerado.

En la pestaña de *Advanced* se puede agregar elementos que no se generan automáticamente en el puente como las riostras en las pilas y los elementos rigidizadores entre los diafragmas y las vigas metálicas

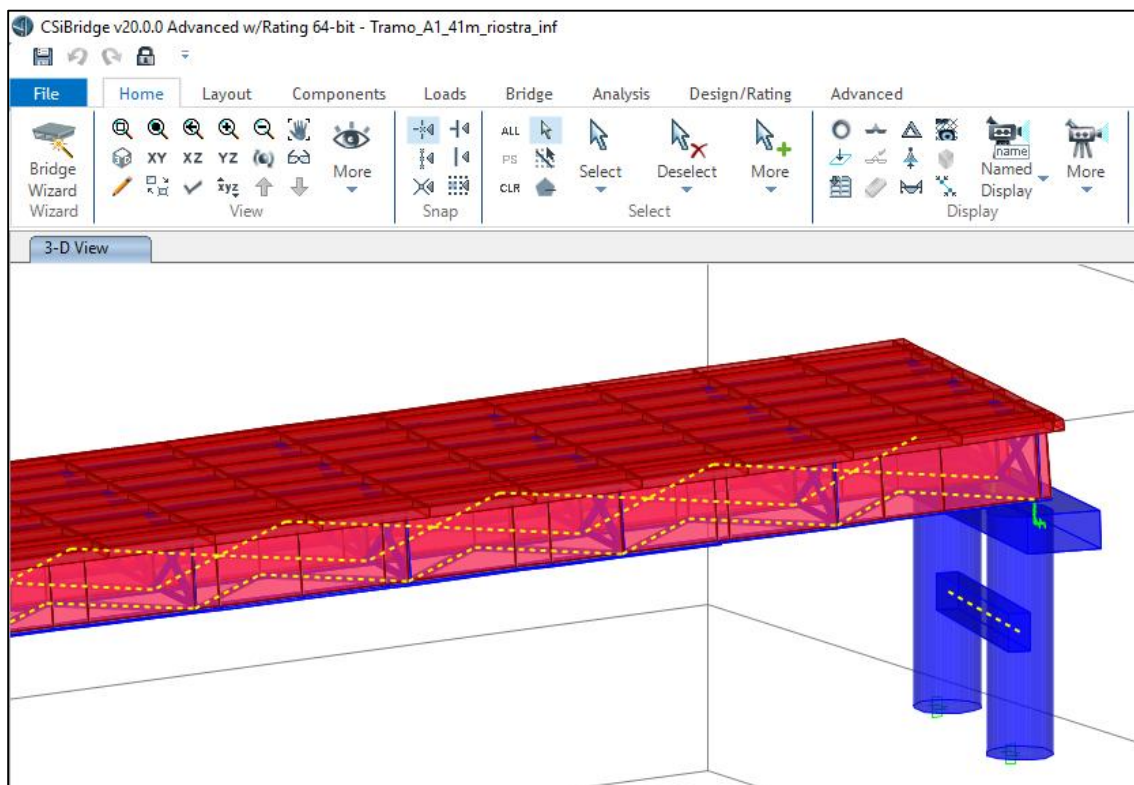


Figura 147. Asignar rigidizadores.

4.5.4.7 Asignar cargas

Para asignar las cargas se ingresa al puente generado a la pestaña *Bridge Object Data* a la sección *Modify Assignments* donde se halla *Point*, *Line* y *Area Load Assigns* en las cuales se asignan las cargas dependiendo de su característica.

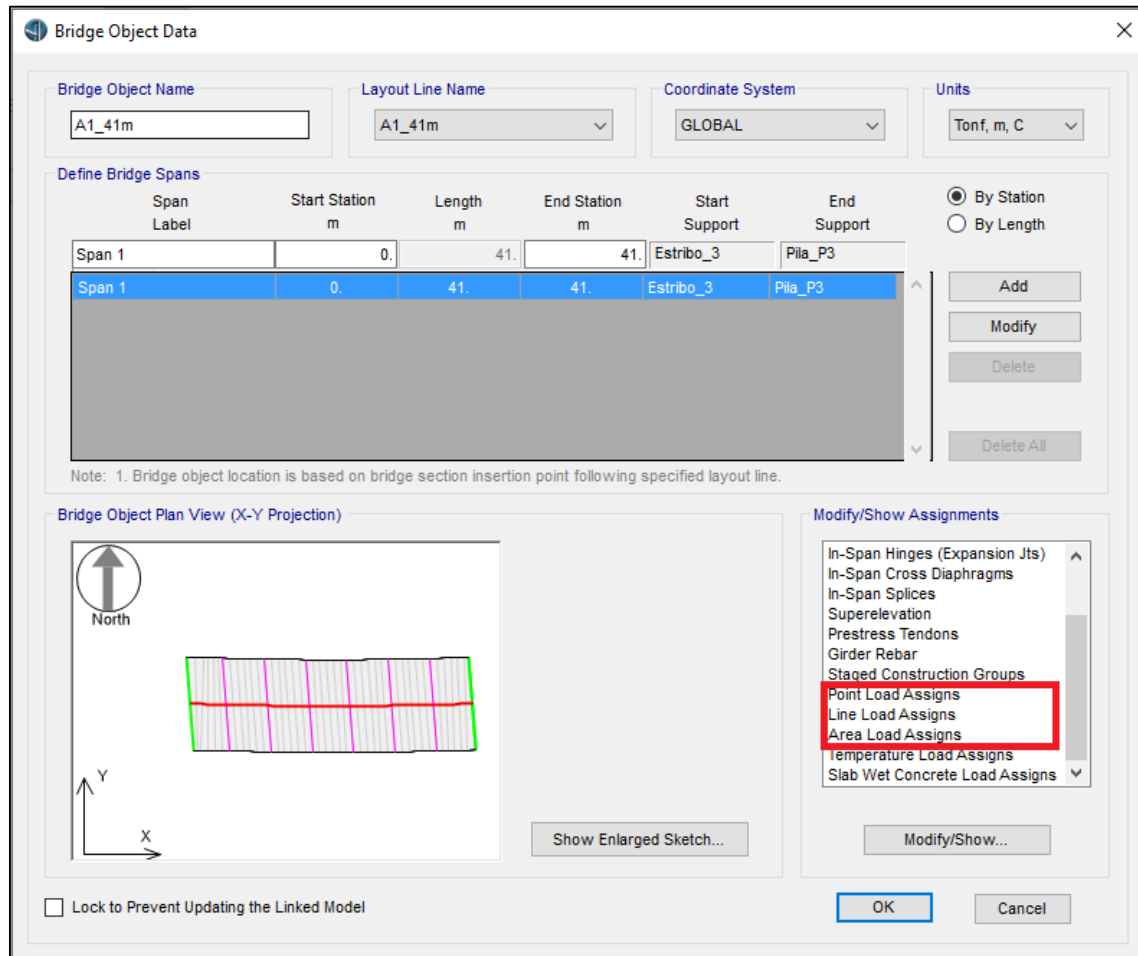


Figura 148. Asignación de cargas.

Para las cargas de área se presenta la pestaña *Area Load Assignments* en la cual se selecciona el tipo de cara y las estaciones de inicio y fin sobre la línea de diseño *Layout*

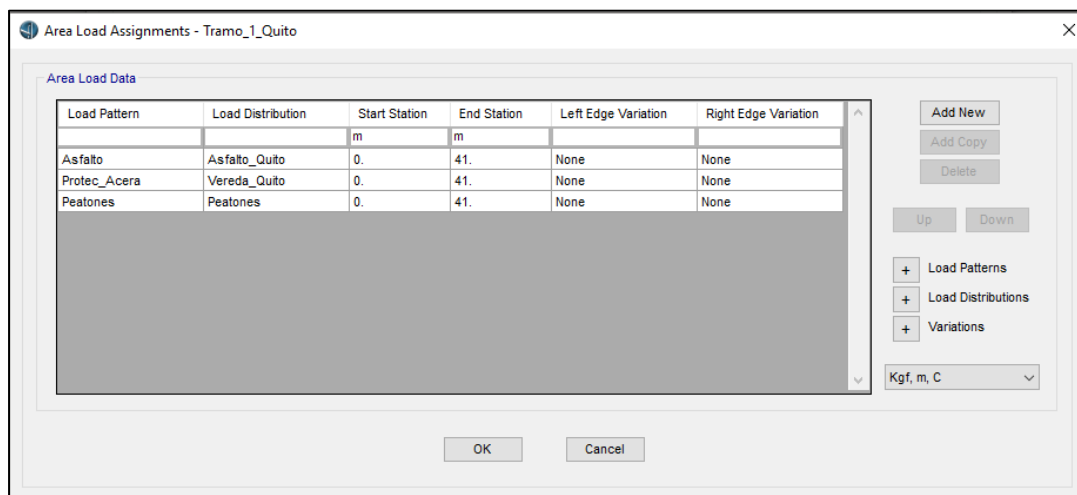


Figura 149. Ventana Area Load Assignment.

La ventana para asignar las cargas lineales y puntuales es similar a la de área en la cual se asigna la carga y la longitud de distribución

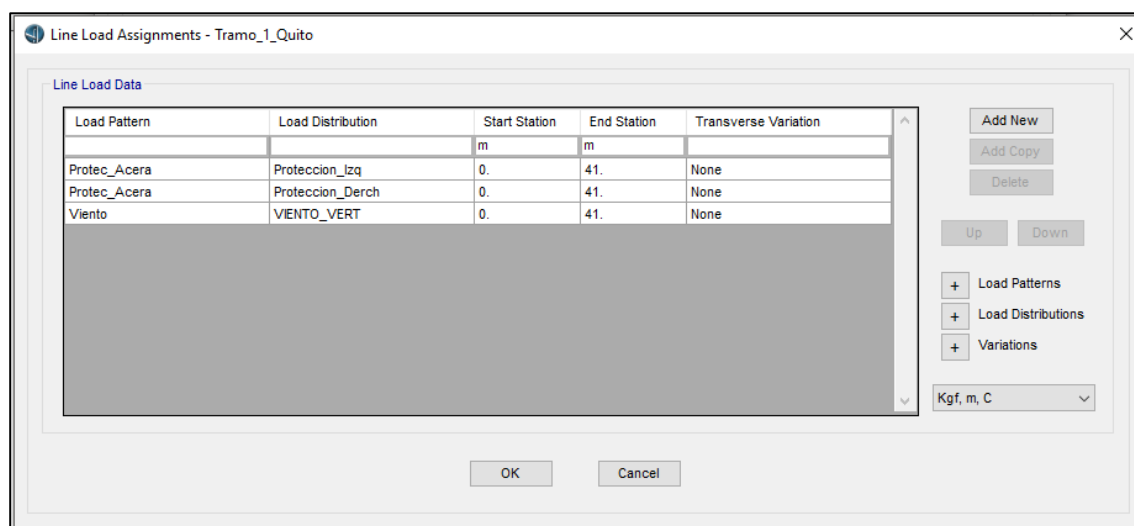


Figura 150. Ventana Line Load Assignment.

4.5.5 Rigidez de Apoyos.

Se debe mencionar que las rigideces de los apoyos influyen de manera importante en la respuesta vibratoria del modelo analítico por lo que sus valores deben ser seleccionados cuidadosamente, para el presente proyecto se han elegido los valores mostrados en la Tabla 31 para cada tramo, dichos valores fueron provistos por Cauchos Vikingo (2018).

Tabla 31.
Rigideces de apoyo CSI BRIDGE.

Tramos	U1	U2	U3
	kg/m	kg/m	kg/m
A1	23501000	1531900	1800900
A2	30100000	2568000	2000000
A3	1.02E+13	1.02E+13	-
A4	1.02E+13	1.02E+13	-
A5	30000000	3100000	3100000
B1	30100000	3000000	3568000
B2	1.02E+13	1.02E+13	-
B3	1.02E+13	1.02E+13	-
B4	25000000	3100000	3100000

Fuente: Cauchos Vikingo (2018).

Los tramos A1, A2, A5, B1 y B4 cuentan con apoyos de neopreno en ambos lados del tramo y para este proyecto por facilidad de modelamiento se ha elegido el mismo valor de rigidez para los dos apoyos, por este motivo se muestra un único valor en la tabla anterior para cada tramo.

Sucede lo mismo con los tramos A3, A4 y B2, B3 con la diferencia de que en esta zona los apoyos son articulados fijos como se explicó en el apartado 1.6.3., por esta razón las rigideces en estos tramos son elevadas con el objetivo de simular la restricción de movimiento en dos sentidos.

En futuras investigaciones del Puente Zábiza se sugiere elegir valores de rigidez propios para cada apoyo y de esta manera optimizar el modelo analítico.

En la Tabla 31 el valor de U1 se mide en el eje Z (vertical), U2 en el eje Y (transversal) y U3 en el eje X (longitudinal).

Como ejemplo se muestra en la Figura 151 el ingreso de las rigideces de apoyo para el Tramo A1, el mismo valor para ambos lados.

The screenshot displays the 'Link/Support Name' dialog box in CSI BRIDGE. The 'Stiffness Values Used For All Load Cases' section is highlighted with a red box. It shows the 'Stiffness Is Uncoupled' radio button selected, with input fields for U1 (23501000), U2 (1531900), and U3 (1800900). The 'Damping Values Used For All Load Cases' section shows the 'Damping Is Uncoupled' radio button selected, with input fields for U1, U2, and U3, all set to 0. The 'Directional Control' section has checkboxes for U1, U2, and U3 checked, and R1, R2, and R3 unchecked. The 'Shear Distance from End J' section has input fields for U2 and U3, both set to 0. The 'Units' section is set to 'Kgf, m, C'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 151. Rigideces de apoyo Tramo A1 CSI BRIDGE.

4.5.6 Análisis Modal.

En la Tabla 32 se muestran los resultados del análisis modal realizado en CSI BRIDGE para el Tramo A1, el criterio para elegir los períodos analíticos de interés se basa en encontrar los mayores factores de participación modal en los ejes X, Y y Z. Se debe mencionar que se ha reducido a 85% la inercia de los elementos de la superestructura y a 90% la inercia de los elementos de la infraestructura (ver Figura 152) con el objetivo de calibrar los períodos de vibración analíticos a los experimentales obtenidos en el apartado 3.6.1, Tabla 29.

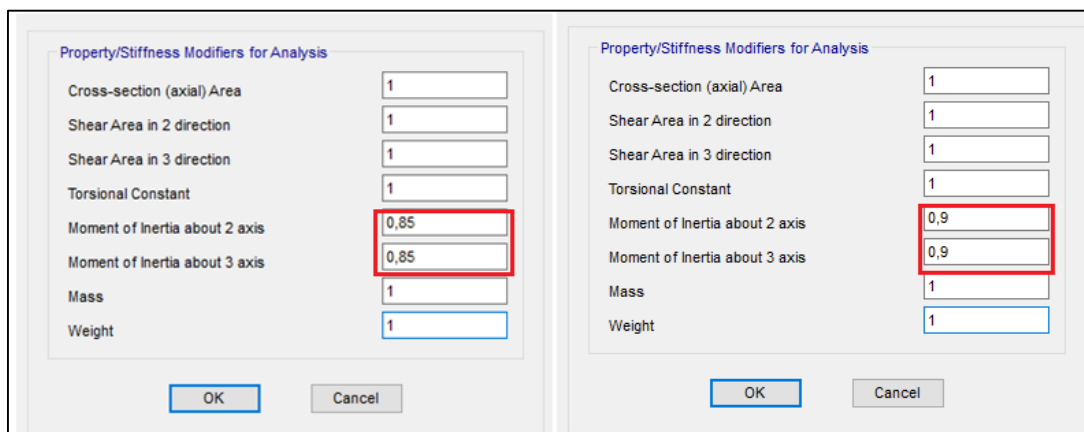


Figura 152. Reducción inercia superestructura (der.) e infraestructura (izq.)
-CSI BRIDGE.

De la Figura 152, la reducción al 85% de los elementos de la superestructura corresponden a: tablero, vigas longitudinales, diafragmas y rigidizadores inferiores, mientras que la reducción al 90% pertenece a los elementos de la infraestructura que son: vigas cabezal, pilas, riostras y sistema de tornapuntas.

Con la reducción de inercias anterior, se obtiene los periodos calibrados mostrados en la Tabla 32, estos se asemejan a los períodos experimentales obtenidos en el ensayo de acelerómetros.

Tabla 32.

Análisis Modal Tramo A1 CSI BRIDGE (85%Superestructura y 90% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	2.1775	0.4592	0.000000	0.707967	0.005080
2	2.4765	0.4038	0.655021	0.001041	0.078570
3	2.6448	0.3781	0.096976	0.006062	0.531446
4	3.2809	0.3048	0.000018	0.007122	0.002946
5	3.7901	0.2638	0.000065	0.000176	0.000027
6	7.5199	0.1330	0.000690	0.000000	0.000080
7	8.0415	0.1244	0.000033	0.000019	0.000007
8	11.4676	0.0872	0.107869	0.000706	0.000064
9	11.6962	0.0855	0.000023	0.000054	0.000044
10	11.7411	0.0852	0.000005	0.000014	0.000006
11	11.8562	0.0843	0.000002	0.000002	0.000010
12	11.9171	0.0839	0.000002	0.000000	0.000000

La tabla anterior muestra que de acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los tres primeros modos de vibrar son los de interés y respectivamente son: flexión

transversal ($T_y=0.4592s$), flexión longitudinal ($T_x=0.4038s$) y flexión vertical ($T_z=0.3781s$), se incluye el término “flexión” debido a que existe un pequeño porcentaje de participación modal de rotación en cada uno de los modos de vibrar (2% aprox.), esto ocurre por la geometría curva del puente y el correspondiente peralte.

La Figura 153 muestra el primer modo de vibrar (flexión transversal) del Tramo A1:

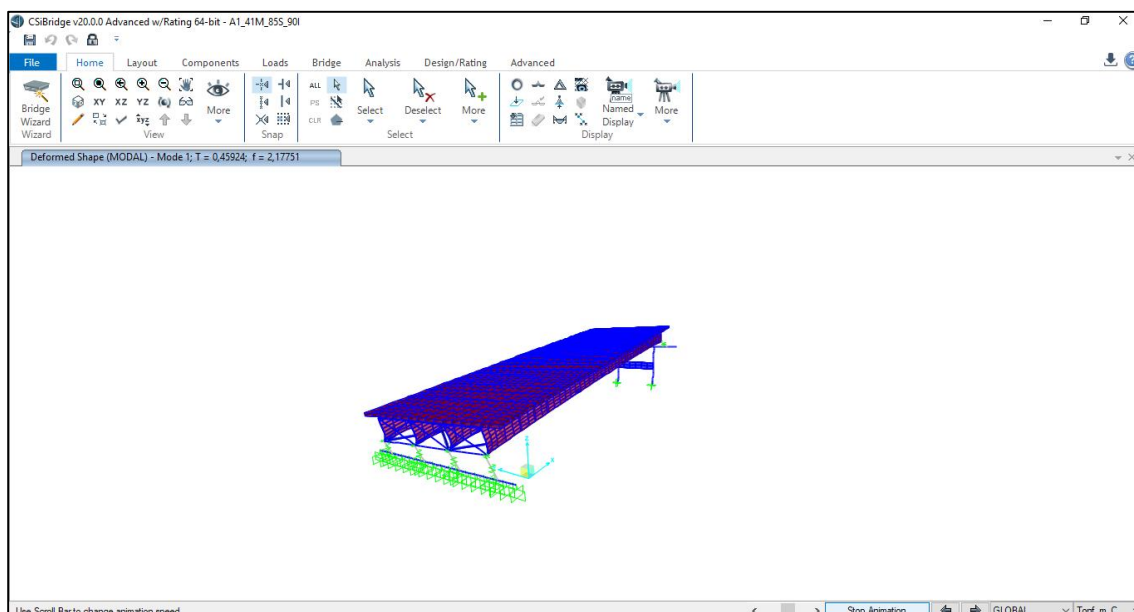


Figura 153. Primer modo vibrar Tramo A1 ($T_y=0.4592s$)-CSI BRIDGE.

La Figura 154 muestra el segundo modo de vibrar (flexión longitudinal) del Tramo A1:

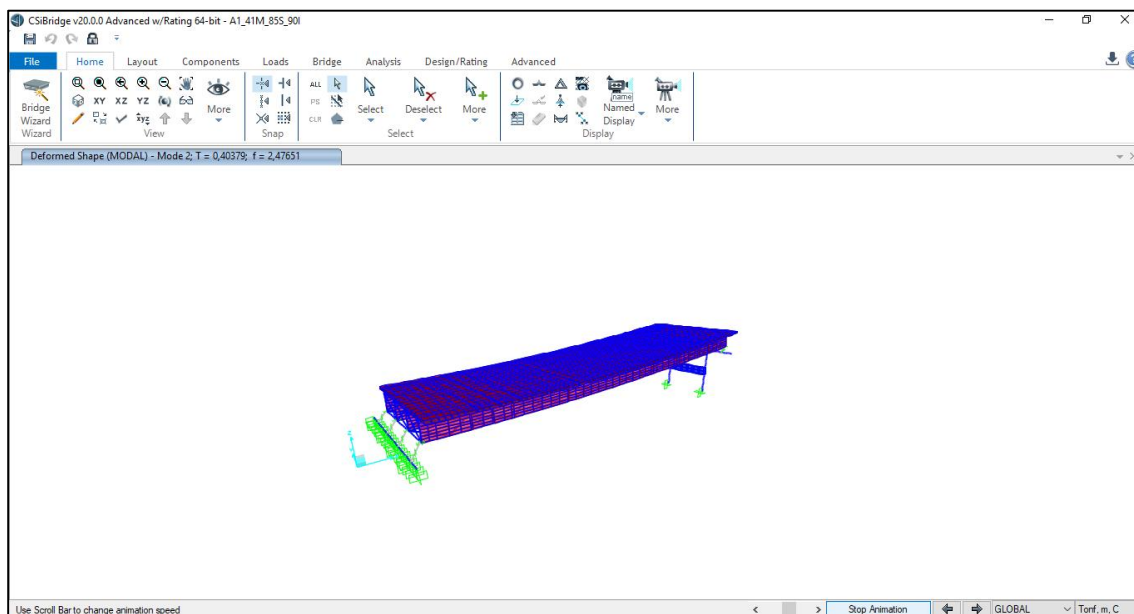


Figura 154. Segundo modo vibrar Tramo A1 ($T_x=0,4038s$)-CSI BRIDGE.

La Figura 155 muestra el tercer modo de vibrar (flexión vertical) del Tramo A1:

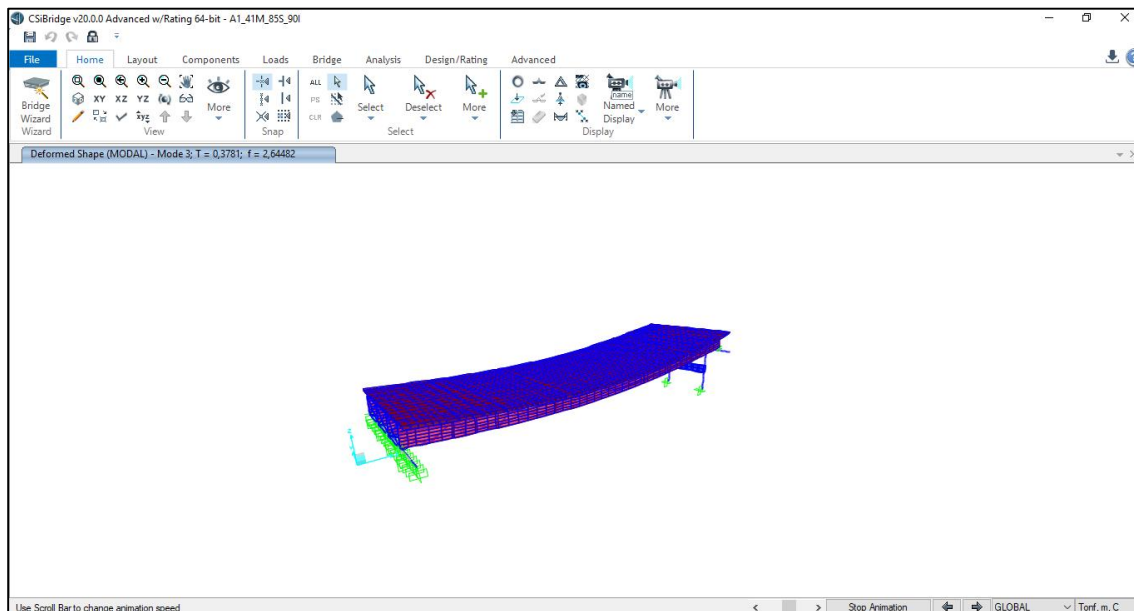


Figura 155. Tercer modo vibrar Tramo A1 ($T_z=0,3781s$)-CSI BRIDGE.

A continuación se presentan los resultados del análisis modal en CSI BRIDGE para el resto de tramos:

- Tramo A2:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A2.

Tabla 33.

Análisis Modal Tramo A2 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	1.9888	0.5028	0.019000	0.611000	0.000062
2	2.1125	0.4734	0.695000	0.016000	0.001096
3	3.8643	0.2588	0.000020	0.014000	0.000097
4	4.8741	0.2052	0.000793	0.000073	0.116000
5	5.2688	0.1898	0.013000	0.000020	0.214000
6	5.5025	0.1817	0.000005	0.033000	0.000546
7	5.8306	0.1715	0.000022	0.032000	0.000018
8	6.3458	0.1576	0.000003	0.016000	0.000035
9	9.1357	0.1095	0.073000	0.000099	0.001149
10	11.2988	0.0885	0.000004	0.000042	0.000000
11	11.3213	0.0883	0.000001	0.000656	0.000001
12	11.3449	0.0881	0.000016	0.001731	0.000001

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.4734s$ (modo 2), $T_y=0.5028s$ (modo 1) y $T_z=0.1898s$ (modo 5).

- Tramo A3A4:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A3A4.

Tabla 34.

Análisis Modal Tramo A3A4 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	1.6625	0.6015	0.002696	0.664000	0.001115
2	1.6981	0.5889	0.000448	0.063000	0.009166
3	2.3874	0.4189	0.020000	0.021000	0.015000
4	2.6671	0.3749	0.193000	0.000052	0.065000
5	2.8040	0.3566	0.023000	0.000025	0.295000
6	3.1171	0.3208	0.083000	0.001823	0.098000
7	3.5911	0.2785	0.002623	0.000021	0.003294
8	3.8071	0.2627	0.008388	0.003919	0.005916
9	3.9096	0.2558	0.000677	0.050000	0.000099
10	4.0083	0.2495	0.006366	0.000053	0.000037
11	4.4773	0.2234	0.008272	0.019000	0.000003
12	5.2351	0.1910	0.373000	0.000182	0.009618

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.1910s$ (modo 12), $T_y=0.6015s$ (modo 1) y $T_z=0.3566s$ (modo 5).

- Tramo A5:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A5.

Tabla 35.

Análisis Modal Tramo A5 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
	Hz	Sec			
1	3.8450	0.2601	0.164000	0.570000	0.000010
2	4.2042	0.2379	0.583000	0.145000	0.000007
3	4.7955	0.2085	0.000287	0.000348	0.451000
4	5.0462	0.1982	0.000929	0.000221	0.027000
5	6.2861	0.1591	0.000418	0.005345	0.020000
6	11.6125	0.0861	0.069000	0.023000	0.002847
7	13.3896	0.0747	0.000028	0.000813	0.000089
8	13.7567	0.0727	0.011000	0.050000	0.000762
9	14.2574	0.0701	0.006463	0.023000	0.000245
10	14.7295	0.0679	0.006702	0.015000	0.000965
11	15.3163	0.0653	0.004831	0.009124	0.001028
12	17.1078	0.0585	0.000011	0.000016	0.000430

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2379s$ (modo 2), $T_y=0.2601s$ (modo 1) y $T_z=0.2085s$ (modo 3).

- Tramo B1:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo B1.

Tabla 36.

Análisis Modal Tramo B1 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	2.2178	0.4509	0.009562	0.689747	0.017391
2	2.3314	0.4289	0.563862	0.026799	0.143465
3	2.7296	0.3664	0.232450	0.008325	0.373693
4	3.4532	0.2896	0.000188	0.014254	0.004189
5	4.1422	0.2414	0.000034	0.010242	0.000185
6	6.1566	0.1624	0.017781	0.000000	0.000401
7	6.9569	0.1437	0.000026	0.086595	0.000030
8	7.5529	0.1324	0.002501	0.001685	0.000310
9	8.0140	0.1248	0.000040	0.002580	0.000013
10	8.6472	0.1156	0.000044	0.000877	0.000019
11	12.5072	0.0800	0.000005	0.000063	0.034400
12	12.5280	0.0798	0.000005	0.000003	0.040464

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.4289s$ (modo 2), $T_y=0.4509s$ (modo 1) y $T_z=0.3664s$ (modo 3).

- Tramo B2B3:

Se reduce la inercia de la superestructura a 75% y la inercia de la Infraestructura a 80% para calibrar el modelo del Tramo B2B3. Nótese que este tramo sufre la mayor reducción de inercia.

Tabla 37.

Análisis Modal Tramo B2B3 CSI BRIDGE (75%Superestructura y 80% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	1.9175	0.5215	0.005347	0.695000	0.000051
2	2.1116	0.4736	0.009668	0.000021	0.000367
3	2.4677	0.4052	0.089000	0.005022	0.000625
4	2.7462	0.3641	0.007019	0.001110	0.487000
5	2.8086	0.3560	0.035000	0.000523	0.027000
6	3.0143	0.3318	0.000407	0.000245	0.000095
7	3.1284	0.3197	0.000099	0.000007	0.000382
8	3.1444	0.3180	0.000852	0.000662	0.000038
9	3.2765	0.3052	0.023000	0.029000	0.001736
10	3.5345	0.2829	0.008592	0.000191	0.023000
11	3.7148	0.2692	0.000131	0.000358	0.000004
12	3.8527	0.2596	0.009939	0.000026	0.002141
13	3.8729	0.2582	0.000009	0.001536	0.000027
14	3.9073	0.2559	0.027000	0.001914	0.000087
15	4.0449	0.2472	0.009217	0.023000	0.000805
16	4.8916	0.2044	0.521000	0.005315	0.004686
17	5.3875	0.1856	0.039000	0.091000	0.000214
18	6.7012	0.1492	0.000038	0.000031	0.000024

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2044s$ (modo 16), $T_y=0.5215s$ (modo 1) y $T_z=0.3641s$ (modo 4).

- Tramo B4:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo B4.

Tabla 38.

Análisis Modal Tramo B4 CSI BRIDGE (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
	Hz	Sec			
1	3.8599	0.2591	0.155000	0.572000	0.001137
2	4.2089	0.2376	0.587000	0.140000	0.000629
3	4.7531	0.2104	0.003429	0.002183	0.451000
4	4.9736	0.2011	0.001787	0.000087	0.037000
5	6.3128	0.1584	0.000538	0.006517	0.013000
6	11.6027	0.0862	0.068000	0.023000	0.002742
7	13.3878	0.0747	0.000011	0.001411	0.000119
8	13.6441	0.0733	0.007377	0.038000	0.000955
9	14.2098	0.0704	0.010000	0.033000	0.000438
10	14.4787	0.0691	0.004557	0.008943	0.000706
11	14.9007	0.0671	0.007547	0.016000	0.000856
12	16.8791	0.0592	0.000011	0.000004	0.000266

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2376s$ (modo 2), $T_y=0.2591s$ (modo 1) y $T_z=0.2104s$ (modo 3).

4.6 Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados.

En la Tabla 39 se han ingresado un resumen de los períodos analíticos experimentales (T_e) obtenidos mediante ensayo con acelerómetros y los períodos calibrados (T_c) que resultan de la reducción de inercias en modelos analíticos de todos los tramos del puente, además se incluye el porcentaje de reducción de inercias en la superestructura e infraestructura.

Tabla 39.*Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados CSI BRIDGE.*

Tramos	% Rigidez	X		Y		Z	
		Te (seg)	Tc (seg)	Te (seg)	Tc (seg)	Te (seg)	Tc (seg)
A1	85 SUP-90 INF	0.4003	0.4038	0.3938	0.4592	0.3406	0.3781
A2	80 SUP-95 INF	0.4588	0.4734	0.2788	0.5028	0.1976	0.1898
A3	80 SUP-95 INF	0.2026	0.1910	0.4021	0.6015	0.3651	0.3566
A4	80 SUP-95 INF	0.2026	0.1910	0.4021	0.6015	0.3651	0.3566
A5	80 SUP-95 INF	0.2152	0.2379	0.2356	0.2601	0.1995	0.2085
B1	80 SUP-95 INF	0.4049	0.4289	0.3851	0.4509	0.3868	0.3664
B2	75 SUP-80 INF	0.2161	0.2044	0.7162	0.5215	0.3715	0.3641
B3	75 SUP-80 INF	0.2161	0.2044	0.7162	0.5215	0.3715	0.3641
B4	80 SUP-95 INF	0.2222	0.2376	0.2122	0.2591	0.2201	0.2104

Se ha resaltado el tramo B2B3 que sufrió la mayor reducción de inercia en superestructura e infraestructura, 75% y 80% respectivamente, el resto de tramos tiene la misma reducción que es 80% superestructura y 95% infraestructura.

Como puede observarse en la tabla anterior, los periodos experimentales y calibrados en los ejes X y Z presentan un aceptable acercamiento, y se puede concluir que el modelo analítico se encuentra calibrado para las diferentes reducciones de inercia realizadas. Sin embargo se nota una importante diferencia en la mayoría de los períodos en el eje Y, esto se debe principalmente a que durante el ensayo de carga dinámica, el tráfico vehicular únicamente excitaba a la estructura verticalmente por su peso y longitudinalmente por su movimiento a lo largo del puente, en el sentido transversal no ocurrió una excitación importante durante el ensayo, por lo tanto para este proyecto solamente se tomarán en cuenta los períodos en los sentidos X y Z.

Este particular también lo mencionan Montalto Bolaños & Liu Kuan (2017), mientras realizaban un estudio similar en el Puente sobre el Río Tenorio en la Ruta Nacional 1, Costa Rica, donde se menciona que en condiciones normales de operación, el puente experimenta una baja excitación transversal. Se puede concluir entonces que para excitaciones de baja intensidad los

períodos de vibración disminuyen su magnitud alejándose de los períodos fundamentales, en contraste, los modos de vibrar son superiores.

Se recomienda en futuras investigaciones del Puente Zábiza utilizar otros métodos de excitación dinámica como la vibración inducida, la cual requiere de un equipo de excitación externo para el sentido transversal de la estructura y obtener un período experimental más cercano al fundamental. Esta metodología puede ser encontrada en Barona & Guitérrez (2017) quienes utilizaron una vibro-compactadora durante el estudio de la respuesta dinámica del Laboratorio de Mecánica de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE, Quito-Ecuador.

4.7 Modelo Matemático del Puente Zábiza en SAP2000.

Se realizó también un modelo matemático del puente en el software SAP2000 versión 19 (ver Figura 156) con el objetivo de validar los resultados analíticos del análisis modal obtenidos en el software CSI BRIDGE, esto quiere decir que no se ingresaron cargas ni estados de carga en este modelo, debido a que se busca comparar únicamente la respuesta vibratoria de la estructura, esto es los modos de vibración y períodos de vibración.



Figura 156. Software SAP2000 V.19.0.0.

4.7.1 Importar desde AutoCAD.

Debido a que se tiene la geometría general y específica (materiales y secciones) del puente en el software CSI BRIDGE, se exportó la geometría general hacia un archivo de extensión .dxf y la geometría específica a un archivo .b2k, ambas extensiones pueden ser leídas por SAP2000 y de esta manera facilitar el modelamiento en este nuevo software.

A continuación, se detalla el proceso de importación del archivo .dxf a SAP2000:

- 5) En CSI BRIDGE se selecciona la pestaña *File*, a continuación se elige *Export*, y luego la opción *AutoCAD* (ver Figura 157) En la ventana desplegada se elige la ubicación y nombre del archivo y se presiona el botón *Guardar*.

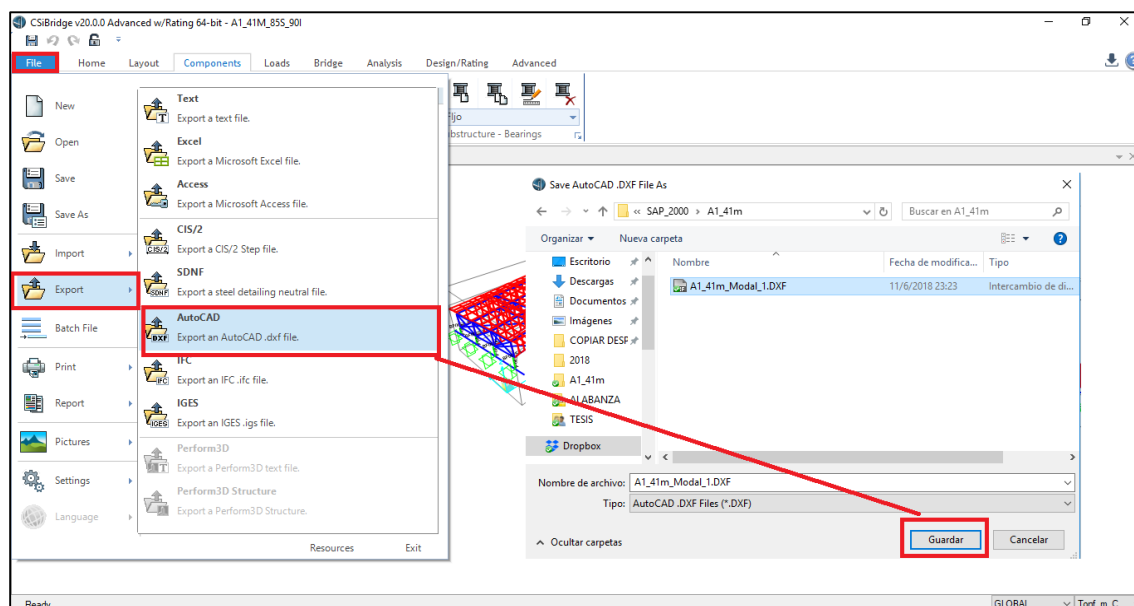


Figura 157. Exportar CSI BRIDGE a .dxf.

- 6) En SAP2000 se selecciona la pestaña *File*, a continuación se elige *Import*, y luego la opción *AutoCAD .dxf File* (ver Figura 158). En la ventana desplegada se busca la ubicación del archivo .dxf y se presiona el botón *Abrir*.

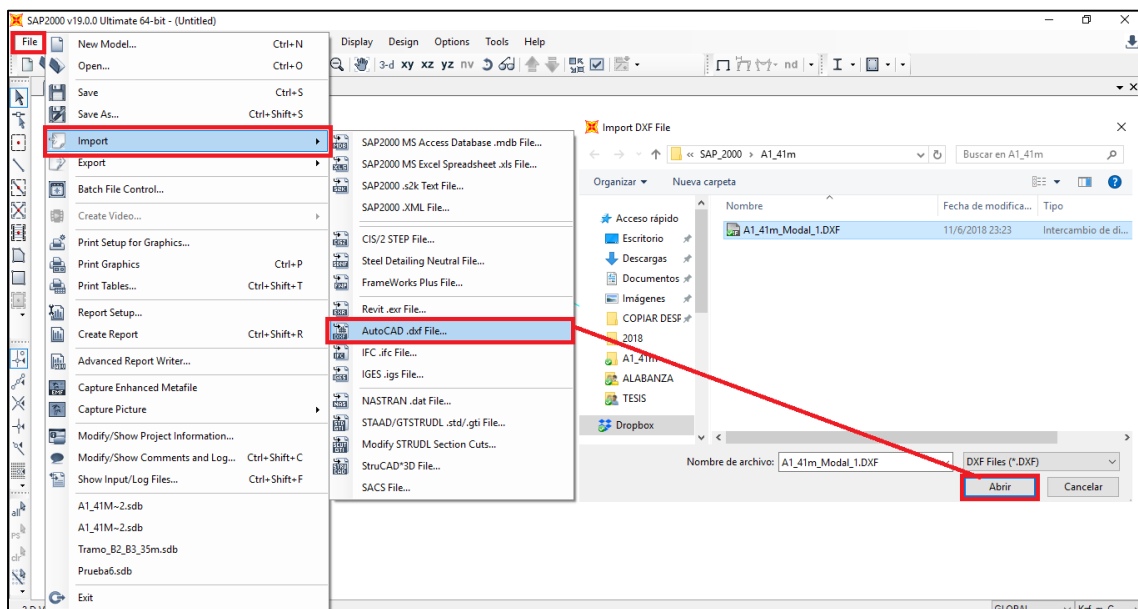


Figura 158. Importar desde AutoCAD a SAP2000.

- 7) Luego se despliega la ventana *Import Information* (ver Figura 159) en la cual se indica la dirección global positiva vertical y las unidades de medida por defecto, a continuación se presión el botón *OK*.

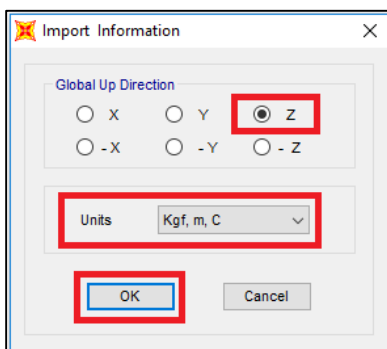


Figura 159. Configuración inicial de importación.

- 8) Seguido se abre la ventana *DXF Import* en la cual se asignan las capas creadas en el archivo .dxf a los elementos joints, frames, links, etc., según corresponda.

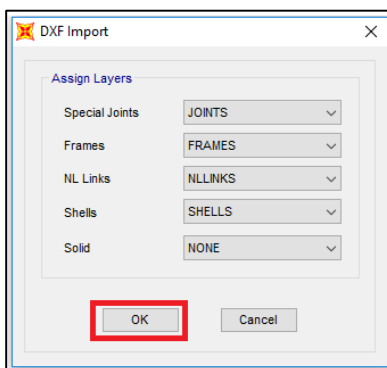


Figura 160. Asignación de capas.

Como resultado del procedimiento anterior se ha importado la geometría general de CSI BRIDGE a SAP 2000, como lo muestra la Figura 161 que corresponde al Tramo A1.

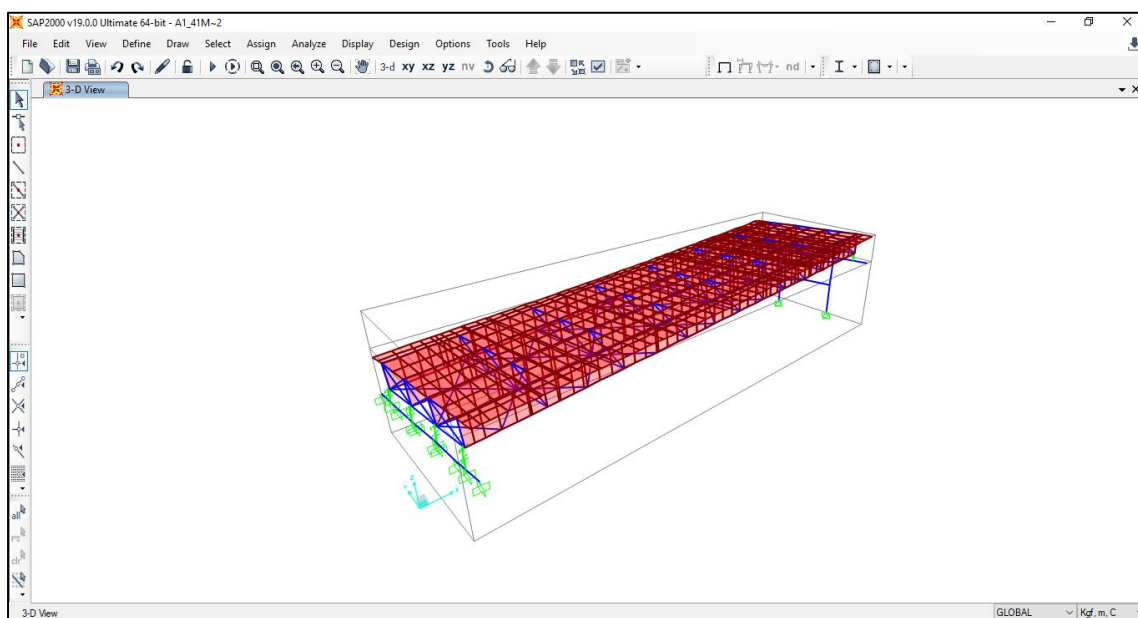


Figura 161. Geometría General en SAP2000.

4.7.2 Importar desde Text File.

A continuación, se detalla el proceso de importación del archivo .b2k a SAP2000:

- 1) En CSI BRIDGE se selecciona la pestaña *File*, a continuación se elige *Export*, y luego la opción *Text* (ver Figura 162).

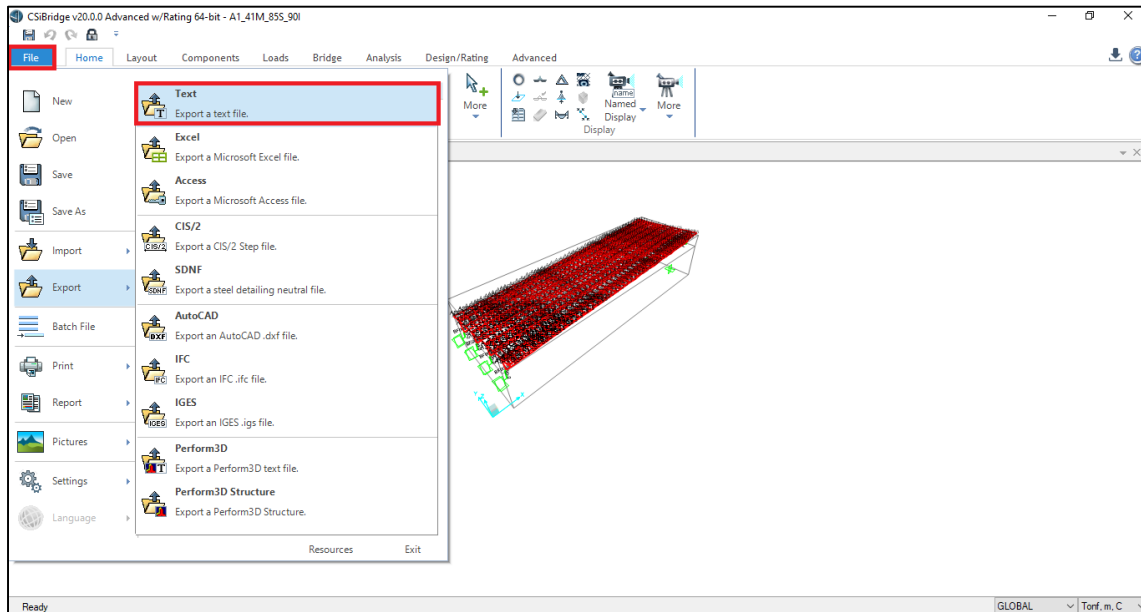


Figura 162. Exportar CSI BRIDGE a .b2k.

- 2) En la ventana desplegada se elige las propiedades de interés (*Material-Frame Section-Area Section-Link Properties* y *Rebar Sizes*) y se presiona *OK*, luego se abre un cuadro de diálogo en donde se selecciona la ubicación y nombre del archivo y se presiona el botón *Guardar* (ver Figura 163).

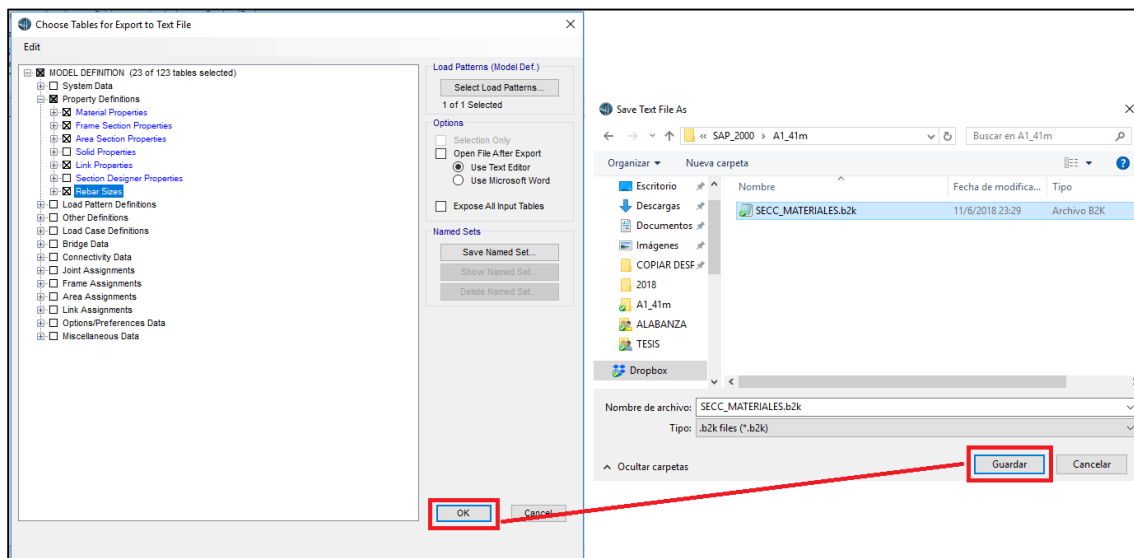


Figura 163. Exportar Materiales y Secciones en archivo .b2k CSI BRIDGE.

- 3) A continuación se abre el archivo .b2k en un bloc de notas, luego se busca la fila de texto que contenga “ProgramName=CSiBridge Version=20.0.0” y se la cambia por el texto “ProgramName=SAP2000 Version=19.0.0” (ver Figura 164).

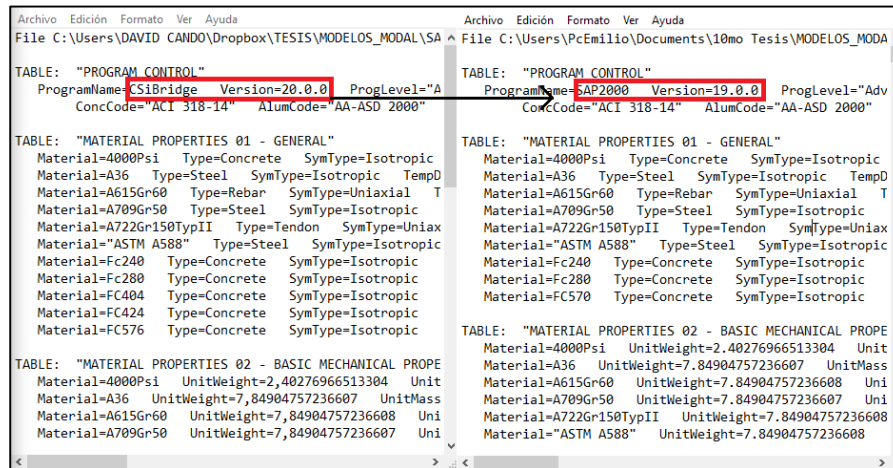


Figura 164. Cambio de propiedades CSI BRIDGE a SAP2000.

- 4) En SAP2000 se selecciona la pestaña *File*, a continuación se elige *Import*, y luego la opción *SAP2000 .s2k Text File* (ver Figura 165). Se abre el cuadro de diálogo *Import Tabular Database* y se presiona *OK*.

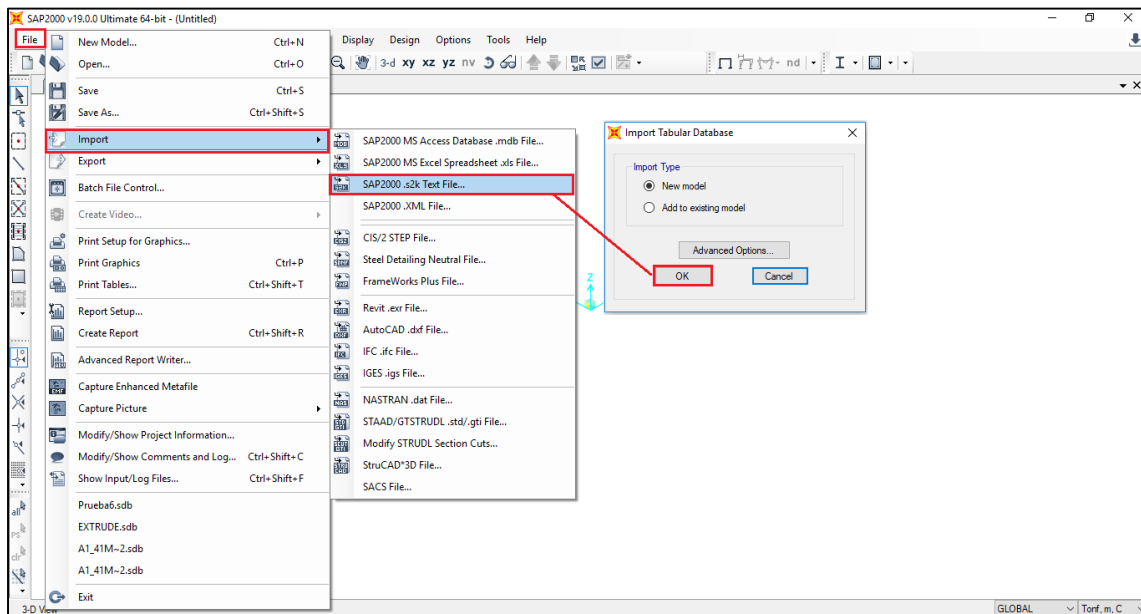


Figura 165. Importar archivo .b2k a SAP2000.

- 5) En la ventana desplegada se busca la ubicación del archivo .b2k y se presiona el botón Abrir (ver Figura 166).

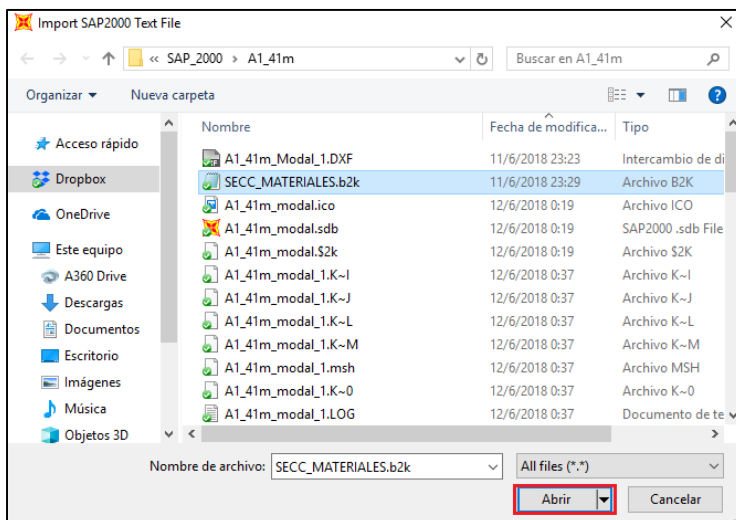


Figura 166. Abrir archivo .b2k en SAP2000.

El procedimiento explicado anteriormente permite tener definidos los materiales y secciones en SAP2000 como lo muestra la Figura 167.

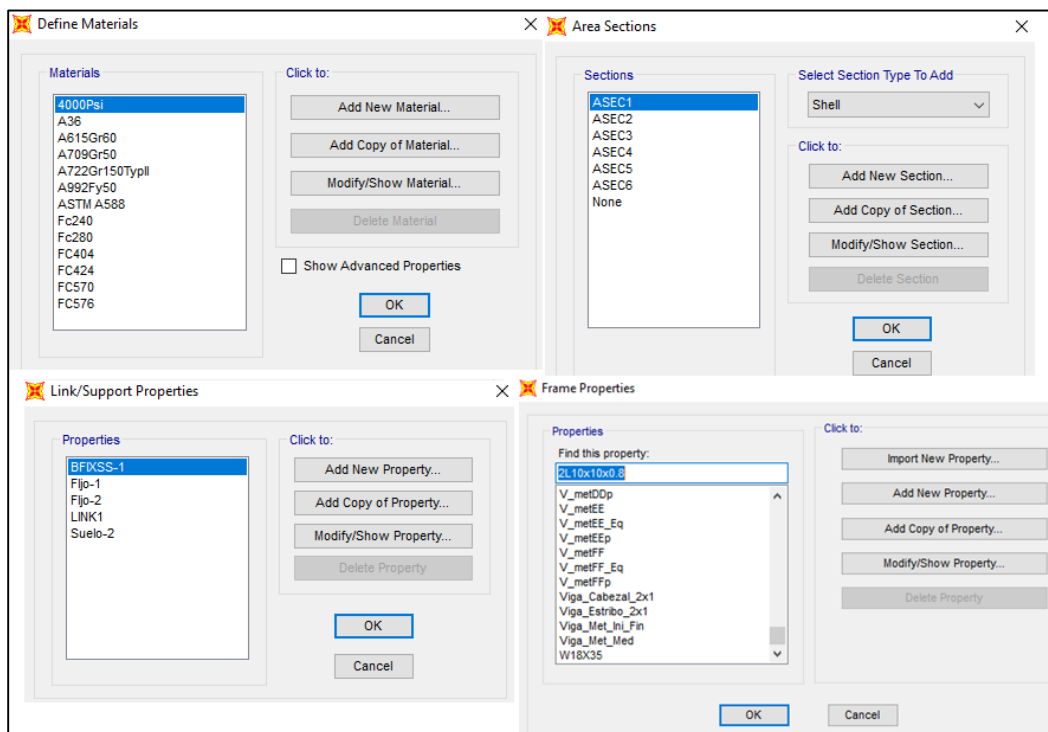


Figura 167. Definición materiales y secciones SAP2000.

4.7.3 Asignar Materiales y Secciones.

A continuación se asignó manualmente los materiales y secciones de los elementos estructurales de la superestructura e infraestructura, así como las restricciones de apoyo en la geometría general importada anteriormente. Para esto se tomó como referencia el modelo realizado en CSI BRIDGE y se utilizaron las funciones de asignación disponibles en SAP2000.

4.7.4 Rigidez de Apoyos.

Se debe mencionar que las rigideces de los apoyos influyen de manera importante en la respuesta vibratoria del modelo analítico por lo que sus valores deben ser seleccionados cuidadosamente, para el presente proyecto se han elegido los valores mostrados en la Tabla 40 para cada tramo, dichos valores fueron provistos por Cauchos Vikingo (2018).

Tabla 40.
Rigideces de apoyo SAP2000.

Tramos	U1	U2	U3
	kg/m	kg/m	kg/m
A1	23501000	1531900	1800900
A2	30100000	2568000	2000000
A3	1,02E+13	-	1,02E+13
A4	1,02E+13	-	1,02E+13
A5	25000000	3300000	2900000
B1	30100000	3568000	3000000
B2	1,02E+13	-	1,02E+13
B3	1,02E+13	-	1,02E+13
B4	25000000	3200000	3100000

Fuente: Cauchos Vikingo (2018).

Los tramos A1, A2, A5, B1 y B4 cuentan con apoyos de neopreno en ambos lados del tramo y para este proyecto por facilidad de modelamiento se ha elegido el mismo valor de rigidez para los dos apoyos, por este motivo se muestra un único valor en la tabla anterior para cada tramo.

Sucede lo mismo con los tramos A3, A4 y B2, B3 con la diferencia de que en esta zona los apoyos son articulados fijos como se explicó en el apartado 1.6.3., por esta razón las rigideces en estos tramos son elevadas con el objetivo de simular la restricción de movimiento en dos sentidos.

En futuras investigaciones del Puente Zámbriza se sugiere elegir valores de rigidez propios para cada apoyo y de esta manera optimizar el modelo analítico.

En la Tabla 40 el valor de U1 se mide en el eje Z (vertical), U2 en el eje X (longitudinal) y U3 en el eje Y (transversal). Nótese como se intercambian los ejes U2 y U3 en comparación con el software CSI BRIDGE, únicamente se mantiene invariable el eje U1.

Como ejemplo se muestra en la Figura 168 el ingreso de las rigideces de apoyo para el Tramo A1.

Figura 168. Rigideces de apoyo Tramo A1 SAP2000.

4.7.5 Análisis Modal.

En la Tabla 41 se muestran los resultados del análisis modal realizado en SAP2000 para el Tramo A1, el criterio para elegir los períodos analíticos de interés se basa en encontrar los mayores factores de participación modal en los ejes X, Y y Z. Se debe mencionar que se ha reducido a 85%

la inercia de los elementos de la superestructura y a 90% la inercia de la infraestructura (ver Figura 169) con el objetivo de calibrar los períodos de vibración analíticos a los experimentales obtenidos en el apartado 3.6.1, Tabla 29.

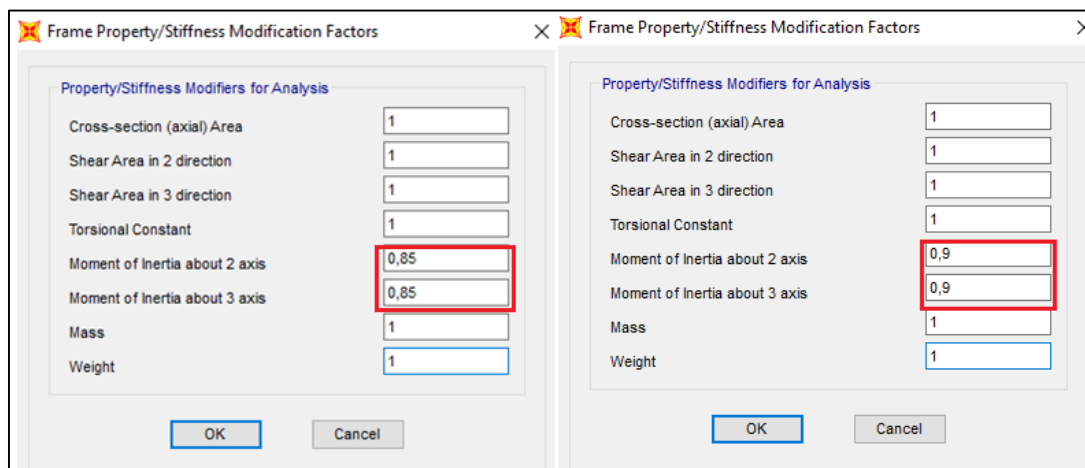


Figura 169. Reducción inercia superestructura (der.) e infraestructura (izq.) -SAP2000.

De la Figura 169, la reducción al 85% de los elementos de la superestructura corresponden a: tablero, vigas longitudinales, diafragmas y rigidizadores inferiores, mientras que la reducción al 90% pertenece a los elementos de la infraestructura que son: vigas cabezal, pilas, riostras y sistema de tornapuntas.

Con la reducción de inercias anterior, se obtiene los periodos calibrados mostrados en la Tabla 41, estos se asemejan a los períodos experimentales obtenidos en el ensayo de acelerómetros.

Tabla 41.

Análisis Modal Tramo A1 SAP2000 (85%Superestructura y 90% Infraestructura)

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	2.2991	0.4350	0.674000	0.013000	0.122000
2	2.4007	0.4165	0.069000	0.661000	0.069000
3	2.5381	0.3940	0.098000	0.140000	0.476000
4	3.4631	0.2888	0.000019	0.003655	0.001801
5	4.1725	0.2397	0.000076	0.000309	0.000027
6	7.9203	0.1263	0.001156	0.000003	0.000048
7	8.7053	0.1149	0.000037	0.000090	0.000002
8	11.0218	0.0907	0.125000	0.000651	0.000002
9	12.6002	0.0794	0.000000	0.000032	0.000200
10	14.0082	0.0714	0.000005	0.016000	0.047000
11	14.1872	0.0705	0.000249	0.000461	0.001359
12	14.5079	0.0689	0.000384	0.042000	0.053000

La tabla anterior muestra que de acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los tres primeros modos de vibrar son los de interés y respectivamente son: flexión longitudinal ($T_x=0.4350s$), flexión transversal ($T_y=0.4165s$) y flexión vertical ($T_z=0.394s$), se incluye el término “flexión” debido a que existe un pequeño porcentaje de participación modal de rotación en cada uno de los modos de vibrar (2% aprox.), esto ocurre por la geometría curva del puente y el correspondiente peralte.

La Figura 170 muestra el primer modo de vibrar (flexión longitudinal) del Tramo A1:

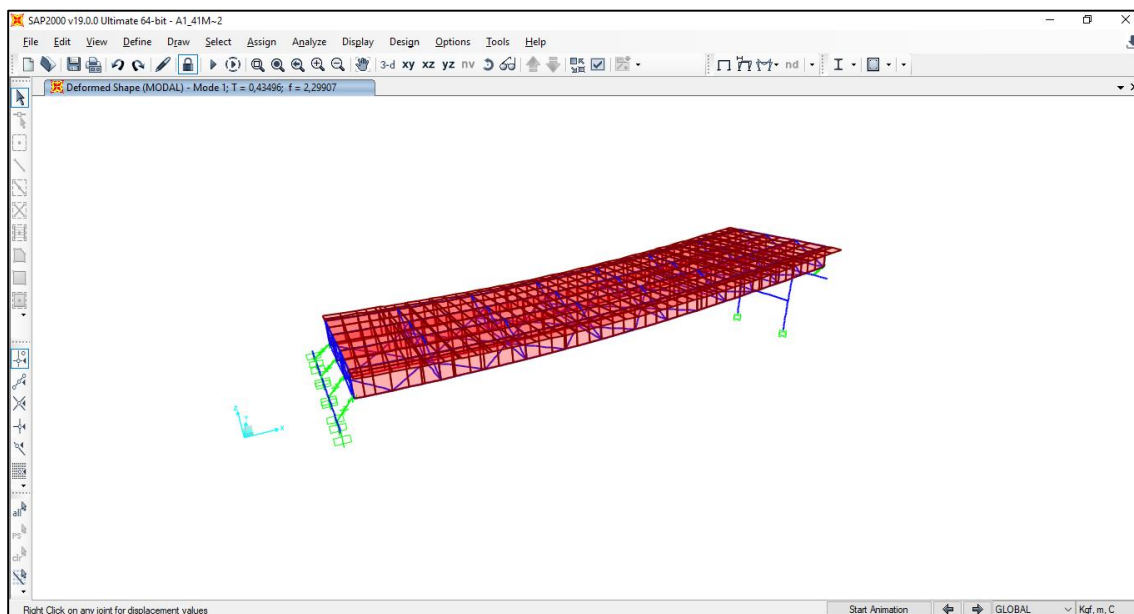


Figura 170. Primer modo vibrar Tramo A1 ($T_x=0.4350s$)-SAP2000.

La Figura 171 muestra el segundo modo de vibrar (flexión transversal) del Tramo A1:

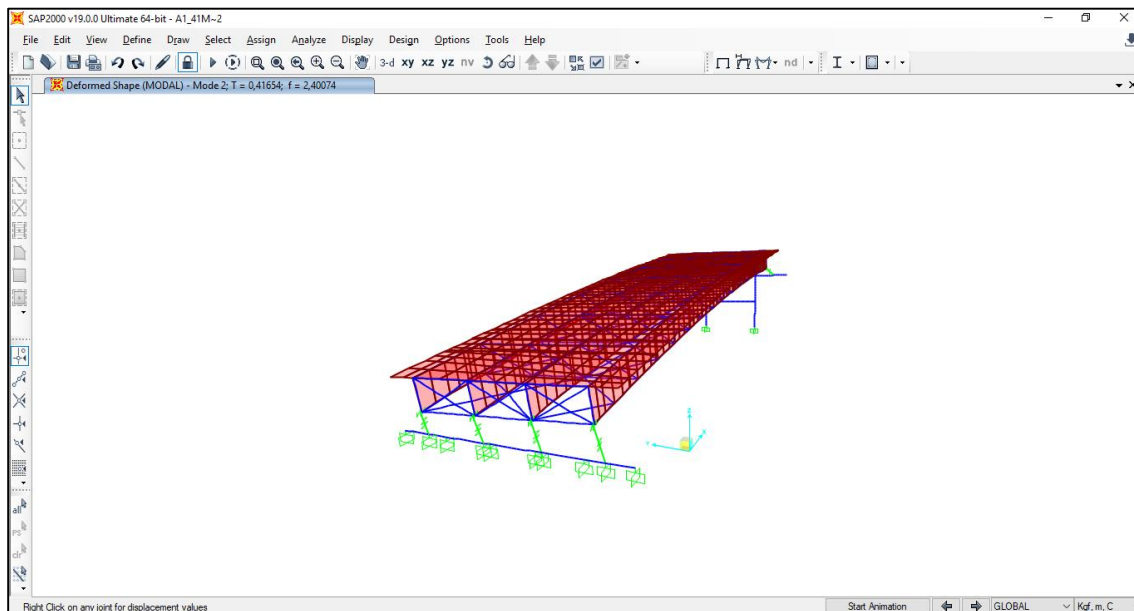


Figura 171. Segundo modo vibrar Tramo A1 ($T_y=0.4165s$)-SAP2000.

La Figura 172 muestra el tercer modo de vibrar (flexión vertical) del Tramo A1:

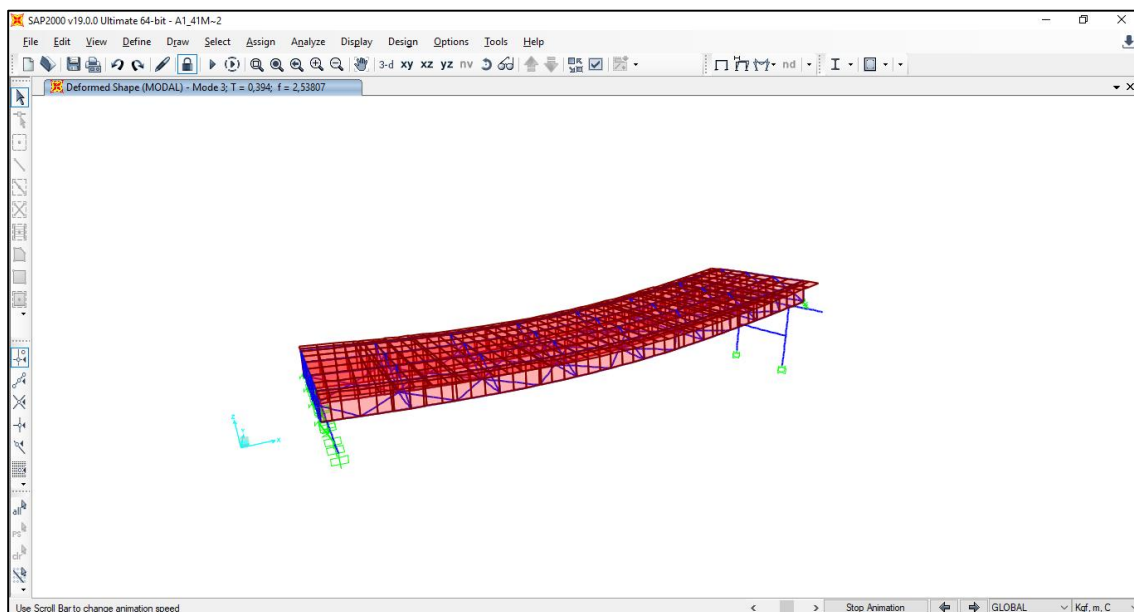


Figura 172. Tercer modo vibrar Tramo A1 ($T_z=0.394s$)-SAP2000.

A continuación se presentan los resultados del análisis modal en SAP2000 para el resto de tramos:

- Tramo A2:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A2.

Tabla 42.

Análisis Modal Tramo A2 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	2.0022	0.4995	0.030000	0.629000	0.000145
2	2.1140	0.4730	0.717000	0.025000	0.001778
3	3.9926	0.2505	0.000117	0.023000	0.000674
4	4.9432	0.2023	0.000494	0.000208	0.097000
5	5.2501	0.1905	0.017000	0.000202	0.224000
6	5.5269	0.1809	0.000002	0.023000	0.000192
7	6.1418	0.1628	0.000072	0.040000	0.001931
8	6.4189	0.1558	0.000087	0.017000	0.000498
9	8.9178	0.1121	0.076000	0.000087	0.001031
10	11.5644	0.0865	0.000454	0.051000	0.000016
11	11.7541	0.0851	0.083000	0.000552	0.001150
12	12.0308	0.0831	0.000027	0.000004	0.000000

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.4730s$ (modo 2), $T_y=0.4995s$ (modo 1) y $T_z=0.1905s$ (modo 5).

- Tramo A3A4:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A3A4.

Tabla 43.

Análisis Modal Tramo A3A4 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	1.1672	0.8568	0.108000	0.217000	0.000001
2	1.6566	0.6037	0.026000	0.559000	0.000000
3	1.7904	0.5585	0.000092	0.000939	0.013000
4	1.9637	0.5092	0.001593	0.002409	0.000002
5	2.0381	0.4907	0.003178	0.001692	0.000355
6	2.0462	0.4887	0.007266	0.008104	0.000042
7	2.1535	0.4644	0.035000	0.016000	0.000015
8	2.5325	0.3949	0.068000	0.000459	0.002514
9	3.4429	0.2905	0.000725	0.000304	0.465000
10	3.6430	0.2745	0.049000	0.000109	0.005243
11	3.8227	0.2616	0.000055	0.000036	0.000819
12	4.0786	0.2452	0.000024	0.000628	0.000431
13	4.1730	0.2396	0.001476	0.004503	0.010000
14	4.2232	0.2368	0.013000	0.000376	0.000521
15	4.2800	0.2336	0.000054	0.000135	0.001863
16	4.7941	0.2086	0.417000	0.000000	0.008426
17	5.0788	0.1969	0.000000	0.000187	0.000031
18	6.2543	0.1599	0.030000	0.000294	0.000002

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2086s$ (modo 16), $T_y=0.6037s$ (modo 2) y $T_z=0.2905s$ (modo 9).

- Tramo A5:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo A5.

Tabla 44.

Análisis Modal Tramo A5 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	3.4907	0.2865	0.405000	0.432000	0.003314
2	4.1035	0.2437	0.416000	0.377000	0.006127
3	4.3859	0.2280	0.010000	0.000169	0.492000
4	4.6312	0.2159	0.007469	0.000949	0.046000
5	5.9270	0.1687	0.006979	0.002075	0.013000
6	11.6771	0.0856	0.070000	0.032000	0.003142
7	13.3597	0.0749	0.001797	0.017000	0.000492
8	13.4882	0.0741	0.006797	0.023000	0.000248
9	14.0136	0.0714	0.000041	0.001553	0.000098
10	14.0809	0.0710	0.014000	0.031000	0.001467
11	14.5037	0.0689	0.015000	0.033000	0.000671
12	16.3602	0.0611	0.000015	0.000000	0.000130

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2437s$ (modo 2), $T_y=0.2865s$ (modo 1) y $T_z=0.2280s$ (modo 3).

- Tramo B1:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo B1.

Tabla 45.

Análisis Modal Tramo B1 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	2.0417	0.4898	0.273000	0.051000	0.375000
2	2.2063	0.4533	0.062000	0.732000	0.011000
3	2.4814	0.4030	0.568000	0.019000	0.207000
4	2.9095	0.3437	0.001570	0.030000	0.006846
5	4.0839	0.2449	0.000116	0.012000	0.000167
6	5.9763	0.1673	0.017000	0.000276	0.000221
7	6.4373	0.1553	0.002683	0.005706	0.000160
8	6.7429	0.1483	0.000148	0.057000	0.000160
9	7.2853	0.1373	0.000007	0.033000	0.000002
10	8.0911	0.1236	0.000017	0.000959	0.000000
11	10.8128	0.0925	0.000016	0.000117	0.072000
12	11.3365	0.0882	0.000002	0.000068	0.012000

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.4030s$ (modo 3), $T_y=0.4533s$ (modo 2) y $T_z=0.4898s$ (modo 1).

- Tramo B2B3:

Se reduce la inercia de la superestructura a 75% y la inercia de la Infraestructura a 80% para calibrar el modelo del Tramo B2B3. Nótese que este tramo sufre la mayor reducción de inercia.

Tabla 46.

Análisis Modal Tramo B2B3 SAP2000 (75%Superestructura y 80% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia	Período	%Participación Modal		
	Hz	Sec	UX	UY	UZ
1	1.9273	0.5189	0.025000	0.554000	0.000114
2	2.3770	0.4207	0.035000	0.000860	0.000870
3	2.7581	0.3626	0.091000	0.202000	0.000082
4	2.8235	0.3542	0.014000	0.011000	0.009429
5	2.9451	0.3395	0.000106	0.000001	0.000037
6	3.0669	0.3261	0.001106	0.000104	0.000419
7	3.0791	0.3248	0.000198	0.000000	0.000151
8	3.3870	0.2952	0.000414	0.004689	0.517000
9	3.5011	0.2856	0.000074	0.000034	0.000408
10	3.6115	0.2769	0.000029	0.000274	0.000040
11	3.7544	0.2664	0.002399	0.000232	0.005185
12	3.7775	0.2647	0.000067	0.000694	0.000054
13	3.8166	0.2620	0.006126	0.000002	0.003141
14	4.0661	0.2459	0.011000	0.012000	0.004420
15	4.2487	0.2354	0.022000	0.060000	0.014000
16	5.2224	0.1915	0.586000	0.000946	0.003627
17	6.8841	0.1453	0.000079	0.000888	0.000002
18	8.0269	0.1246	0.039000	0.015000	0.000142

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.1915s$ (modo 16), $T_y=0.5189s$ (modo 1) y $T_z=0.2952s$ (modo 8).

- Tramo B4:

Se reduce la inercia de la superestructura a 80% y la inercia de la Infraestructura a 95% para calibrar el modelo del Tramo B4.

Tabla 47.

Análisis Modal Tramo B4 SAP2000 (80%Superestructura y 95% Infraestructura).

Modo de Vibración	Frecuencia Hz	Período Sec	%Participación Modal		
			UX	UY	UZ
1	3.6770	0.2720	0.385000	0.419000	0.007400
2	4.1731	0.2396	0.409000	0.365000	0.004143
3	4.3927	0.2277	0.016000	0.002363	0.486000
4	4.6306	0.2160	0.005951	0.000325	0.036000
5	6.1521	0.1625	0.001787	0.004105	0.009011
6	11.6587	0.0858	0.073000	0.025000	0.002788
7	13.3663	0.0748	0.000185	0.007468	0.000359
8	13.5608	0.0737	0.005472	0.028000	0.000547
9	14.0382	0.0712	0.000057	0.001895	0.000094
10	14.1171	0.0708	0.012000	0.031000	0.001323
11	14.5340	0.0688	0.015000	0.036000	0.000848
12	16.3865	0.0610	0.000015	0.000001	0.000138

De acuerdo a los factores de participación modal (resaltados en amarillo) los períodos calibrados son: $T_x=0.2396s$ (modo 2), $T_y=0.2720s$ (modo 1) y $T_z=0.2277s$ (modo 3).

4.8 Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados.

En la Tabla 48 se han ingresado los períodos analíticos experimentales (T_e) y calibrados (T_c) de todos los tramos del puente para que se puedan comparar entre sí, además se incluye el porcentaje de reducción de inercias en la superestructura e infraestructura.

Tabla 48.

Comparación Períodos Experimentales vs. Períodos Calibrados SAP2000.

Tramos	% Rigidez	X		Y		Z	
		T_e (seg)	T_c (seg)	T_e (seg)	T_c (seg)	T_e (seg)	T_c (seg)
A1	85 SUP-90 INF	0.4003	0.4350	0.3938	0.4165	0.3406	0.3940
A2	80 SUP-95 INF	0.4588	0.4730	0.2788	0.4995	0.1976	0.1905
A3	80 SUP-95 INF	0.2026	0.2086	0.4021	0.6037	0.3651	0.2905
A4	80 SUP-95 INF	0.2026	0.2086	0.4021	0.6037	0.3651	0.2905
A5	80 SUP-95 INF	0.2152	0.2437	0.2356	0.2865	0.1995	0.2280
B1	80 SUP-95 INF	0.4049	0.4030	0.3851	0.4533	0.3868	0.4898
B2	75 SUP-80 INF	0.2161	0.1915	0.7162	0.5189	0.3715	0.2952
B3	75 SUP-80 INF	0.2161	0.1915	0.7162	0.5189	0.3715	0.2952
B4	80 SUP-95 INF	0.2222	0.2396	0.2122	0.2720	0.2201	0.2277

Se ha resaltado el tramo B2B3 que sufrió la mayor reducción de inercia en superestructura e infraestructura, 75% y 80% respectivamente, el resto de tramos tiene la misma reducción que es 80% superestructura y 95% infraestructura.

En contraste con los resultados obtenidos mediante el software CSI BRIDGE, el análisis modal realizado en SAP2000 confirma que los porcentajes de reducción de inercias realizados en los modelos analíticos son adecuados para la calibración de los mismos. Se debe mencionar que para los tramos A3A4 y B2B3 no fue posible calibrar los períodos analíticos en el eje Z, esto se debe a que el software realiza un ensamblaje del puente con una menor precisión que el CSI BRIDGE, haciendo que la estructura se encuentre más rígida sobre todo en los lugares donde se juntan los elementos estructurales.

La ventaja de haber realizado ambos modelamientos es que se logró comprobar la respuesta dinámica real del puente, puesto que para la misma reducción de rigidez se obtienen períodos similares, sin embargo, se continuará el presente proyecto con el CSI BRIDGE por tener una mayor precisión en el modelamiento del puente.

4.9 Análisis de Resultados.

4.9.1 Modelo Analítico vs. Experimental.

Con el objetivo de obtener un modelo matemático cuya respuesta sea similar al comportamiento real del puente, se han reducido las inercias de la superestructura e infraestructura del modelo analítico en los valores presentados en la Tabla 39 para el modelo en CSI BRIDGE y Tabla 48 para el modelo en SAP2000. Dicha reducción fue realizada hasta que los períodos experimentales obtenidos mediante la Transformada Rápida de Fourier (FFT) sean similares a los períodos reportados por el modelo realizado en CSI BRIDGE.

Los tramos A1, A2, A3, A4, A5, B1 y B4 presentan un porcentaje de reducción de inercia del 80-85% en la superestructura y del 90-95% en la infraestructura lo cual según Vinueza Elizalde (2017), se cataloga como deterioro leve. Sin embargo los tramos B2 y B3 presentaron la mayor reducción de inercia, 75% en superestructura y 80% en infraestructura, por lo cual se concentrará el reforzamiento en estos tramos por considerarse un deterioro medio.

A partir de estos resultados se puede concluir que el Puente Zámbriza durante su vida operacional ha disminuido un 80% de rigidez en la superestructura y un 90% de rigidez en la infraestructura.

Se debe mencionar que en adelante se mostrará únicamente los resultados obtenidos para el tramo B2B3 debido a que se le aplicará el reforzamiento, los resultados del resto de tramos se encuentran en los anexos.

4.9.2 Resultados del Modelo Calibrado en su Estado Límite de Servicio.

Los estados límite de servicio se deben tomar como limitaciones en cuanto a las deformaciones en las condiciones de servicio regular del puente, en el apartado 2.1.3 se detallan los criterios que limitan la deflexión.

Para este proyecto se tomó el límite de deflexión $L/800$ para condicionar las deflexiones de la estructura, que corresponde a las acciones de cargas vehiculares en general.

Como se mencionó en el apartado 4.4.8 se eligieron los estados límites de Servicio I y II, en la Figura 173 se muestra que la mayor deflexión del tramo B2B3 para el estado límite de Servicio I es 6.83 cm, mientras que en la Figura 174 se muestra que la mayor deflexión para el estado límite de Servicio II es 7.47 cm.

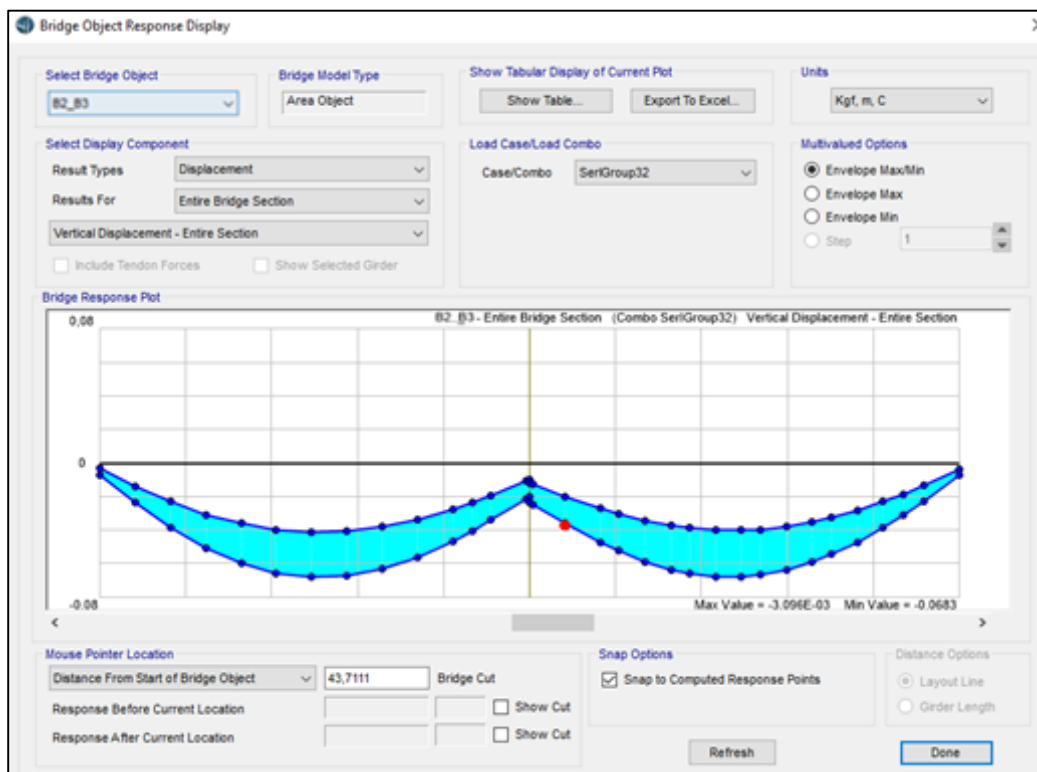


Figura 173. Deflexión en estado límite de Servicio I Tramo B2B3.

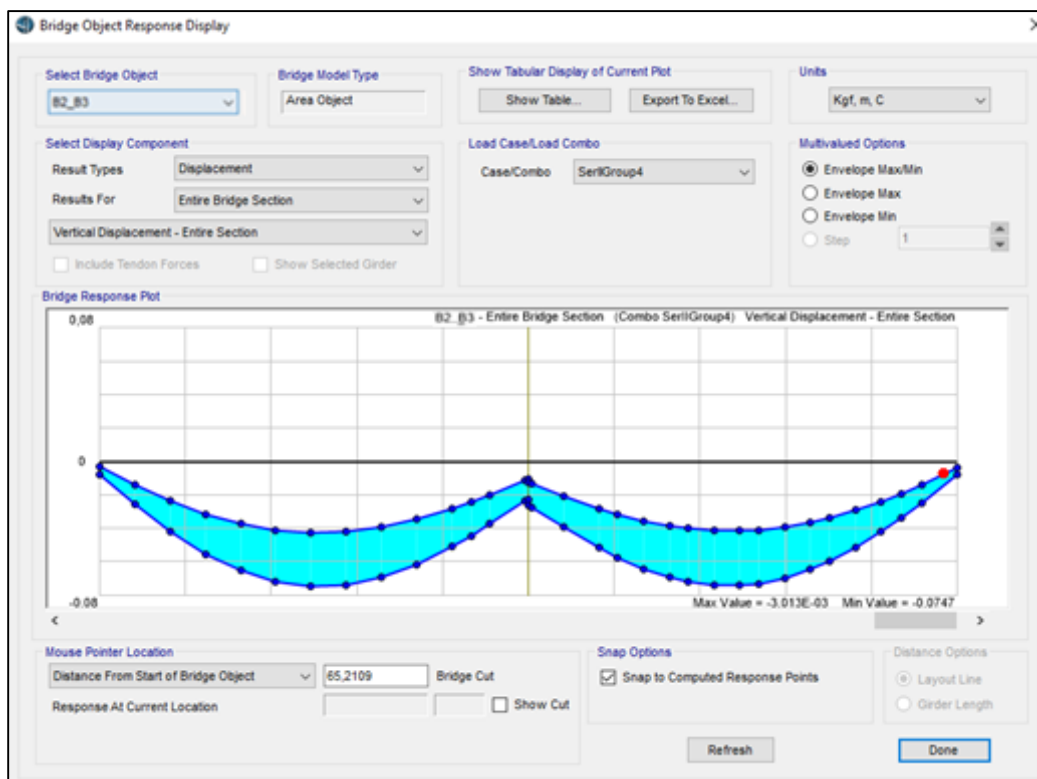


Figura 174. Deflexión en estado límite de Servicio II Tramo B2B3.

Tomando el estado límite de Servicio II por ser el crítico, se comprueba lo siguiente:

$$\frac{L}{800} = \frac{35m}{800} = 0.0438m = 4.38cm$$

$$4.38cm < 7.47cm \rightarrow \text{No cumple}$$

En la Figura 175 se muestra la distribución de la magnitud de las deflexiones para el tramo B2B3 en el estado límite de Servicio II, se puede verificar que las deflexiones de mayor valor se concentran en el centro y hacia afuera de la curva.

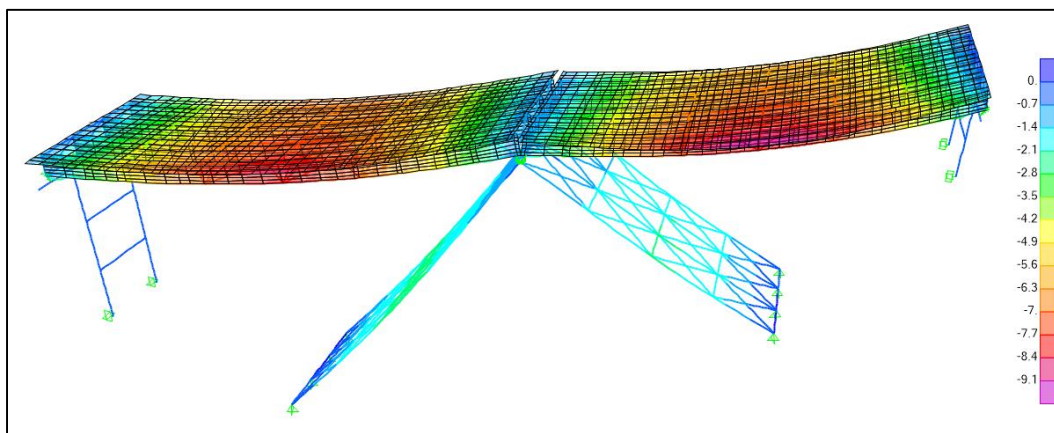


Figura 175. Deflexiones de estado límite de Servicio II Tramo B2B3.

En la Tabla 49 se muestran las deflexiones del puente para una cierta posición “X” medida en metros desde la izquierda de la figura anterior, también se indica la deflexión admisible según la longitud del tramo.

Tabla 49.
Resultados Estado Límite Servicio II Tramo B2B3.

L	=	35		m
Posición "X" (m)	Δ analítico (m)	Δ analítico (cm)	Δ admisible (cm)	Comprobación
0.00	-0.00783	-0.783	4.375	OK
2.88	-0.025596	-2.5596	4.375	OK
5.75	-0.041884	-4.1884	4.375	OK
8.63	-0.05588	-5.588	4.375	NO
11.50	-0.065568	-6.5568	4.375	NO
14.38	-0.071963	-7.1963	4.375	NO
17.25	-0.074701	-7.4701	4.375	NO
20.13	-0.073828	-7.3828	4.375	NO
23.00	-0.069429	-6.9429	4.375	NO
25.88	-0.061769	-6.1769	4.375	NO
28.75	-0.051037	-5.1037	4.375	NO
30.31	-0.044489	-4.4489	4.375	NO
31.88	-0.037435	-3.7435	4.375	OK
34.74	-0.023657	-2.3657	4.375	OK
35.00	-0.022743	-2.2743	4.375	OK
35.00	-0.026504	-2.6504	4.375	OK
35.27	-0.027507	-2.7507	4.375	OK
37.88	-0.039486	-3.9486	4.375	OK
40.75	-0.051787	-5.1787	4.375	NO
42.25	-0.057639	-5.7639	4.375	NO
44.38	-0.064538	-6.4538	4.375	NO
46.50	-0.069672	-6.9672	4.375	NO
48.04	-0.072279	-7.2279	4.375	NO
50.15	-0.074289	-7.4289	4.375	NO
52.25	-0.074357	-7.4357	4.375	NO
53.83	-0.073175	-7.3175	4.375	NO
55.92	-0.069935	-6.9935	4.375	NO
58.00	-0.064893	-6.4893	4.375	NO
59.63	-0.059796	-5.9796	4.375	NO
61.69	-0.051848	-5.1848	4.375	NO
63.75	-0.042267	-4.2267	4.375	OK
65.42	-0.033802	-3.3802	4.375	OK
67.08	-0.024702	-2.4702	4.375	OK
70.00	-0.007675	-0.7675	4.375	OK

Se concluye que el tramo B2B3 no cumple con el límite de deflexiones del estado de Servicio II, si bien la deformación presentada por el modelo es mayor a la recomendada por la norma esta no representa un riesgo potencial o colapso del puente, pero si pueden provocar el deterioro de la carpeta de rodamiento debido a la aparición de fisuras que afectan a la serviciabilidad del puente.

Los resultados del resto de tramos para el estado límite de Servicio II (el más crítico) se encuentran en los anexos.

4.9.3 Resultados del Modelo Calibrado en su Estado Límite de Resistencia.

Para la evaluación del estado resistente del puente se utilizaron los estados límites de Resistencia I, IV y V como se mencionó en el apartado 4.4.8, siendo el de Resistencia I el más crítico. Con dicho estado límite se obtuvo los diagramas de fuerza, momento y esfuerzo así como la curva de capacidad de la superestructura reportadas por el software CSI BRIDGE y que se muestran en las Figuras 176, 177, 178 y 179 para axial, cortante, torsión y momento respectivamente, pertenecientes al tramo B2B3.

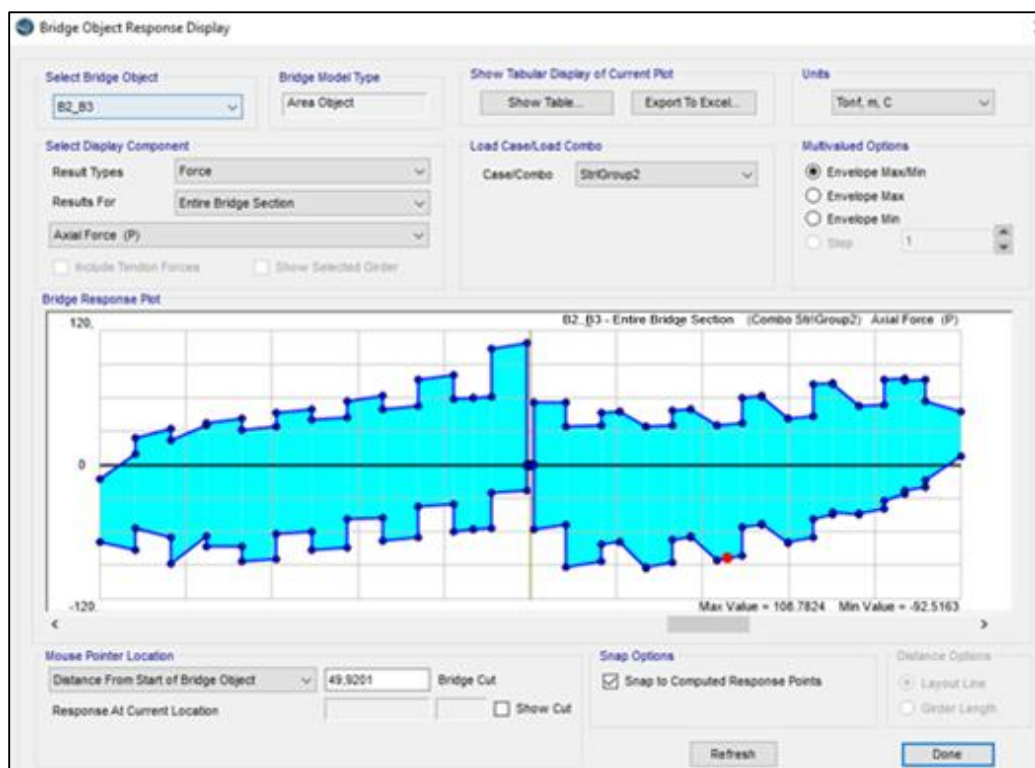


Figura 176. Diagrama de axial estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Axial_{m\acute{a}x} = 108.78 T \text{ (tensi\acute{o}n)}$$

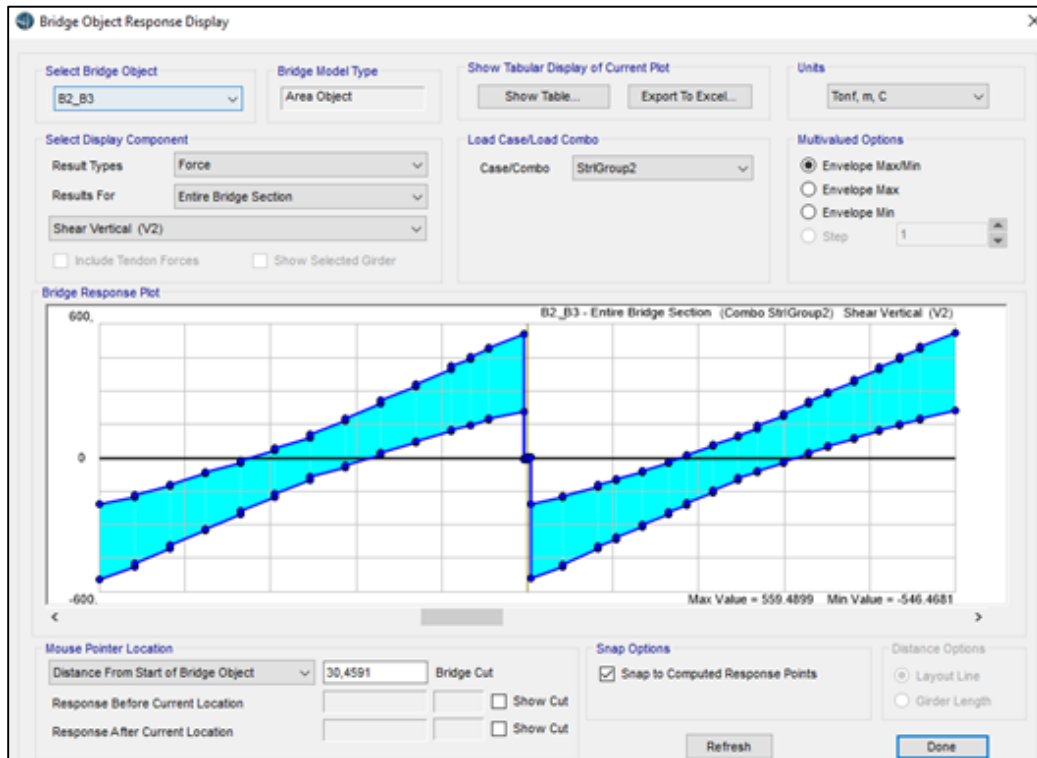


Figura 177. Diagrama de cortante estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Cortante_{m\acute{a}x} = 559.49 T$$

El esfuerzo cortante actuante se muestra en la ecuación 10 según AASHTO (2014):

$$v_{actuante} = \frac{Vu}{\phi * b_w * d} \quad (10)$$

Donde:

- $v_{actuante}$ = Esfuerzo cortante actuante.
- Vu = Cortante último de estado límite de Resistencia I.
- $\phi = 0.75$
- b_w = Ancho del alma.
- d = Altura del alma.

Se debe verificar lo siguiente:

$$v_{actuante} < Fy$$

Donde:

- Fy = Esfuerzo de fluencia del acero.

Reemplazando por los valores correspondientes se tiene lo siguiente:

$$v_{actuante} = \frac{559.49 * 1000 (kg)}{0.75 * 1.20 * 170 (cm^2) * 4 vigas}$$

$$v_{actuante} = 914.20 kg/cm^2$$

Se ha multiplicado por 4 en el denominador de la ecuación anterior debido a que el cortante último actuante obtenido del software corresponde a la sección entera del tramo, a su vez este se encuentra conformado por cuatro vigas.

Se comprueba lo siguiente:

$$v_{actuante} = 914.20 kg/cm^2 < Fy = 3515.34 kg/cm^2 \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste el cortante del estado límite de Resistencia

I.

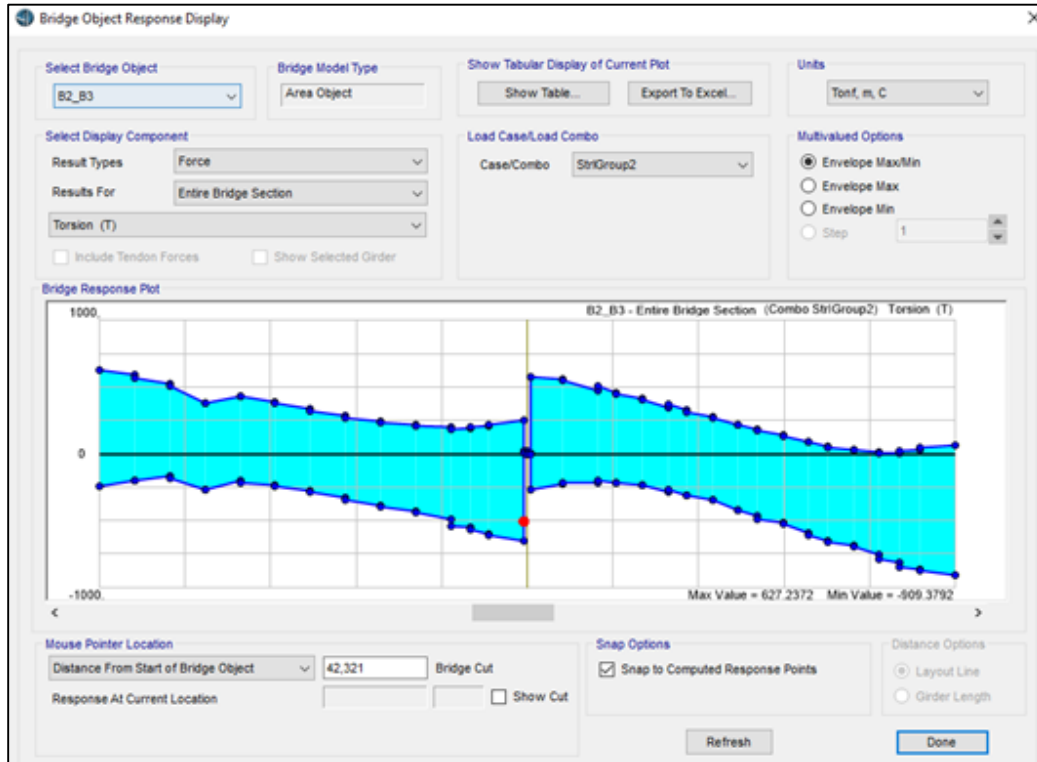


Figura 178. Diagrama de torsión estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la torsión máxima se da en la posición $X=70\text{m}$ y su valor es:

$$Torsión_{m\acute{a}x} = 909.38 \text{ T.m}$$

Se debe verificar la siguiente condición dada por la AISC 360-10 (2010):

$$Tu \leq \phi Tn$$

Donde:

- Tu = Momento torsor máximo de estado límite Resistencia I (T.m)
- $\phi = 0.9$
- Tn = Momento nominal dado por la ecuación 11.

$$Tn = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ + \frac{\pi^2}{L^2} E^2 I_y C_w} \quad (11)$$

Donde:

- L = Longitud de la viga (cm).
- E = Módulo de elasticidad del acero (kg/cm²).
- I_y = Momento de inercia alrededor del eje Y (cm⁴).
- G = Módulo de corte del acero (kg/cm²); $G = 790000 \text{ kg/cm}^2$ (AISC 360-10, 2010)
- J = Constante torsional de la sección (cm⁴).
- C_w = Constante de alabeo de la sección.

La constante torsional “J” de la sección de interés puede ser obtenida directamente del CSI BRIDGE en la ventana *Section Properties* (Ver Figura 179).

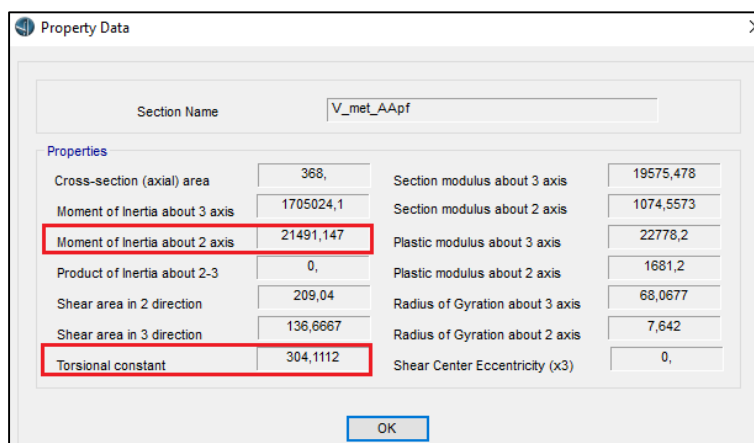


Figura 179. Propiedades sección Viga35m en X=70m Tramo B2B3.

De la figura anterior se tiene lo siguiente:

$$I_y = 21491.147 \text{ cm}^4$$

$$J = 304.1112 \text{ cm}^4$$

La constante de alabeo de secciones tipo “I” sin placas superior e inferior, se calcula con la ecuación 12. Se debe mencionar que no se consideró las placas superior e inferior en la resistencia al alabeo por el lado de la seguridad y para poder aplicar la ecuación en cuestión.

$$C_w = \frac{ed^2 B_1^3 B_2^3}{12(B_1^3 + B_2^3)} \quad (12)$$

Donde:

- e = Espesor del ala superior e inferior (cm).
- d = Altura de la viga (cm).
- B_1 = Ancho del ala superior (cm).
- B_2 = Ancho del ala inferior (cm).

Reemplazando los valores correspondientes a la sección en $X=70m$ se tiene lo siguiente:

$$C_w = \frac{2 * 174^2 * 40^3 * 40^3}{12 * (40^3 + 40^3)}$$

$$C_w = 16147200$$

Por el lado conservador se asume que la sección en $X=70m$ se encuentra en toda la última tercera parte de la viga por lo cual el valor de “L” es el siguiente:

$$L = 3500/3 = 1166.67 \text{ cm}$$

Reemplazando los valores obtenidos hasta este punto en la ecuación 11 se tiene que el momento torsor nominal es el siguiente:

$$T_n = 28893693.17 \text{ kg.m} = 288.94 \text{ T.m}$$

Para la sección entera del puente se debe multiplicar el valor anterior por 4, debido a que el tramo tiene cuatro vigas.

$$T_n = 288.94 * 4 \text{ vigas}$$

$$T_n = 1155.75 \text{ T.m}$$

$$\phi T_n = 0.9 * 1155.75 = 1040.17 \text{ T.m}$$

Se puede comprobar que:

$$T_u = 909.38 T.m < \phi T_n = 1040.17 T.m \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste la torsión del estado límite de Resistencia I.

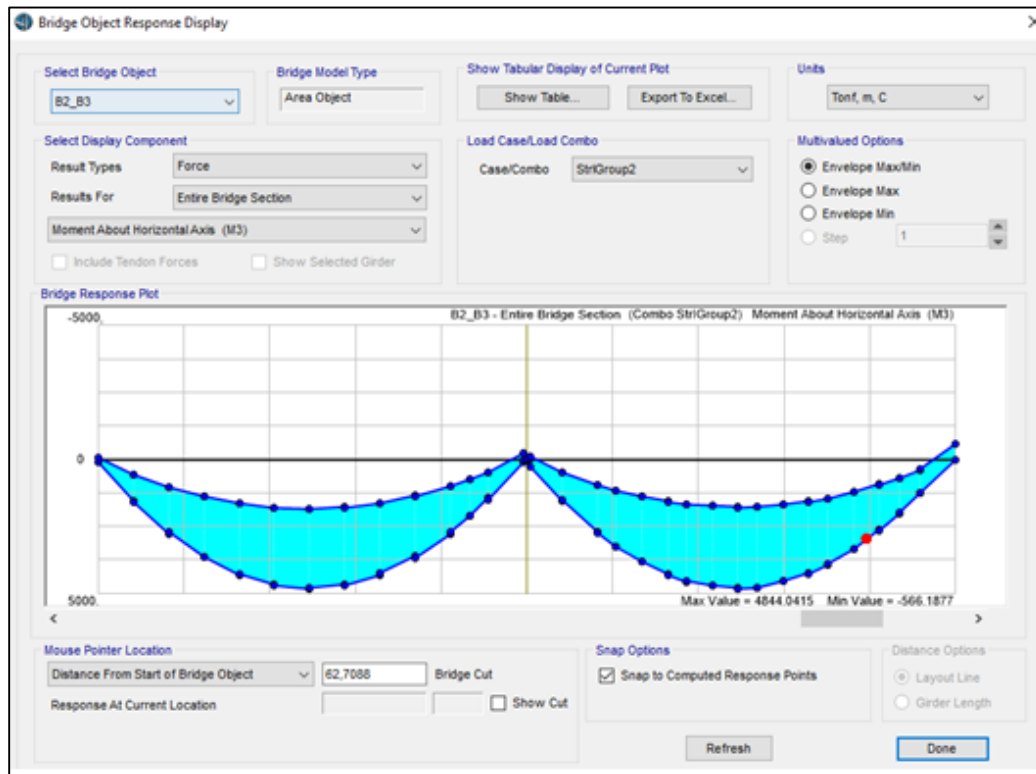


Figura 180. Diagrama de momentos estado límite de Resistencia I Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que el Momento máximo es:

$$M_u \text{ actuante} = 4844.04 T.m$$

Para determinar la resistencia del puente se realizó un análisis de capacidad de la viga de sección mixta para obtener el momento máximo resistente y se lo compara con el momento máximo actuante proveniente del estado límite de Resistencia I.

En el análisis de capacidad de la viga se determina el eje neutro en el cual las fuerzas de compresión y tensión se igualan dando como resultado el momento máximo resistente de la sección compuesta, en la Figura 181 se muestra la sección de una viga longitudinal en el centro de luz, es decir, a una posición $X=17.5m$ (ver Tabla 3). La viga está ubicada en el extremo derecho

del puente, esto debido a que del análisis se verifica que es la viga más cargada, se ha incluido la porción de losa colaborante, el eje neutro y las fuerzas de compresión y tensión correspondientes.

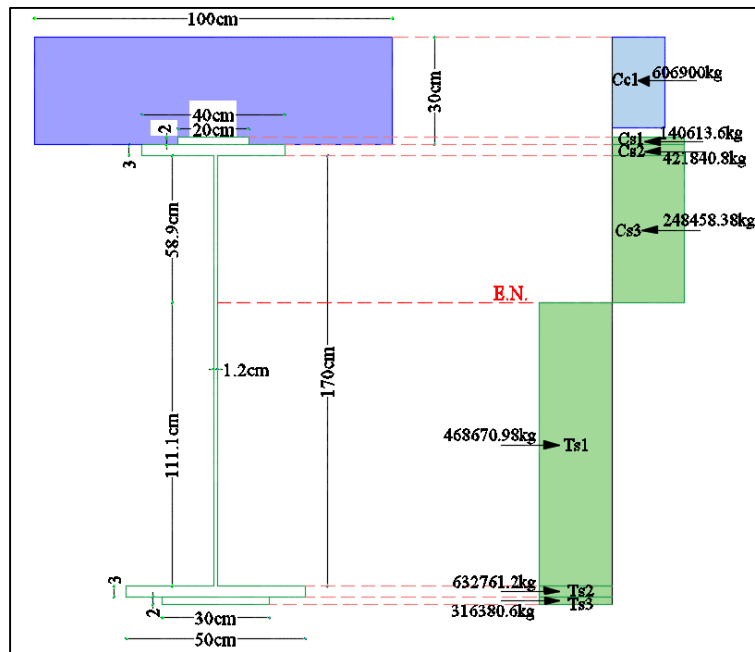


Figura 181. Sección viga extrema derecha (X=17.5m)
Tramo B2B3.

Se debe mencionar que se trabajará con la sección entera del puente por lo cual se ha multiplicado por 4 el momento que resiste la viga + losa colaborante de la figura anterior, esto debido a que son cuatro las vigas que conforman la sección del tramo B2B3. El momento resistente es reducido por los factores $\phi=0.90$ y 0.75 del resultado del análisis modal quedando el siguiente valor:

$$Mu \text{ resistente} = 5994.28 \text{ T.m}$$

Se comprueba que en el centro de luz se cumple lo siguiente:

$$Mu \text{ actuante} = 4844.04 \text{ T.m} < Mu \text{ resistente} = 5994.28 \text{ T.m} \rightarrow OK$$

En la Figura 182 se realiza la comparación del momento último resistente, contra el momento último actuante proveniente del estado límite de resistencia I para la sección del Tramo B2B3 y en toda su longitud.

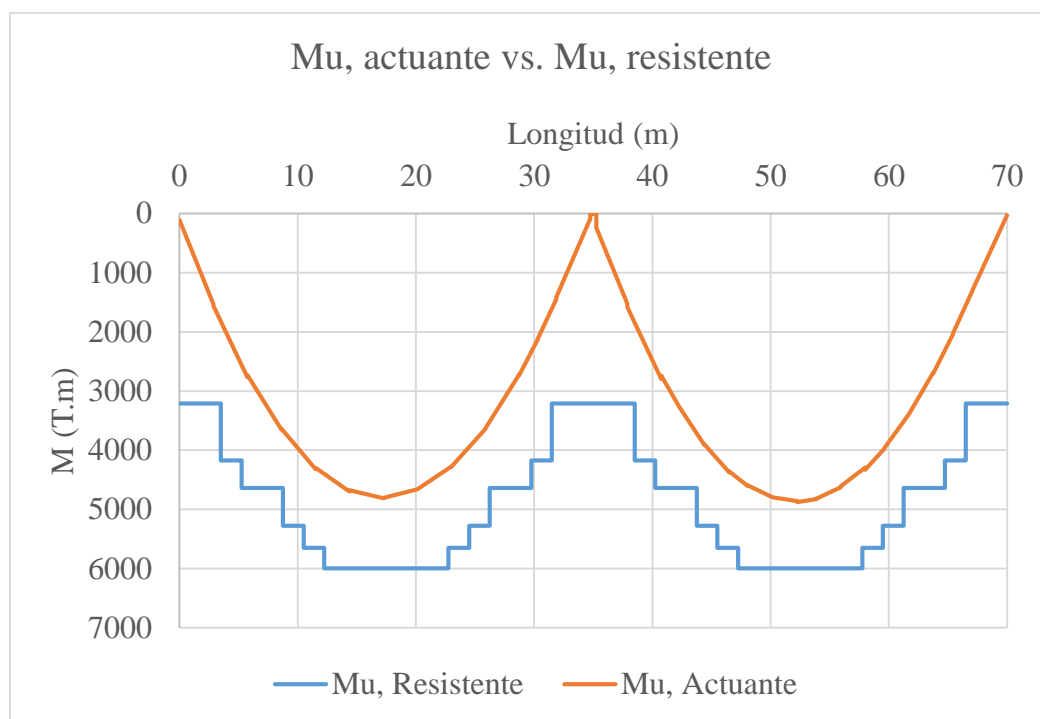


Figura 182. Comparación Mu Actuante vs. Mu Resistente Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.

En la figura anterior la línea de color naranja representa el momento ultimo actuante, mientras que la línea azul representa el momento resistente de la viga reducido por $\phi=0.90$ y 0.75 del resultado del análisis modal, los desniveles de la gráfica representan las diferentes secciones que existen a lo largo de la viga. Se puede verificar que el momento actuante es menor al resistente en toda la longitud del tramo B2B3.

La Figura 183 muestra la relación de la demanda vs la capacidad de la sección entera del Tramo B2B3.

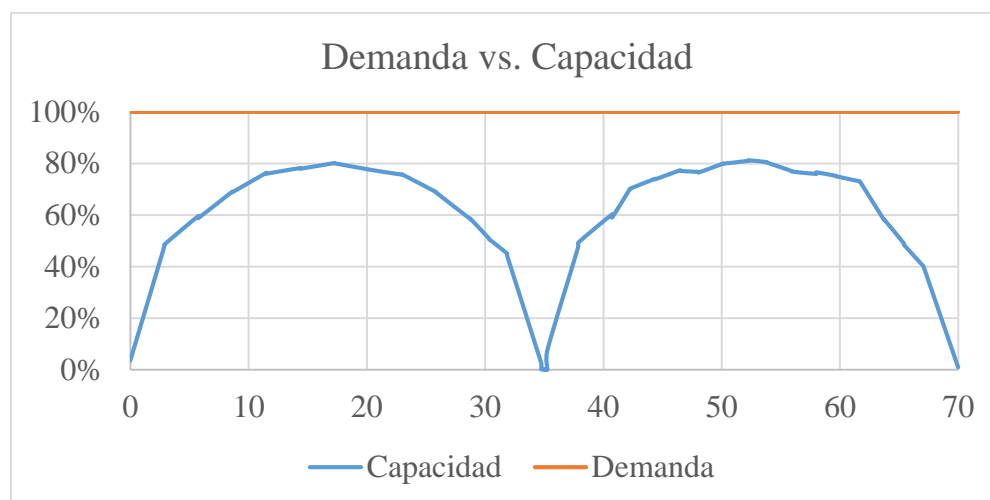


Figura 183. Comparación Demanda vs. Capacidad Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.

Se concluye que las secciones en el centro de luz de los tramos B2 y B3 están trabajando al 80% de su capacidad cuando se aplica el estado límite de Resistencia I.

En cuanto a los esfuerzos actuantes, se debe mencionar que no se obtuvieron resultados satisfactorios en el software CSI BRIDGE debido a que la discretización era de baja resolución y no se obtenían resultados confiables, por este motivo se decidió calcular a mano dichos esfuerzos como lo muestra la Figura 184.

El esfuerzo resistente ($\sigma_{Resistente}$) que limita el rango lineal en aceros según la AASHTO (2014) es el siguiente:

$$\sigma_{Resistente} = 0.66F_y$$

Donde:

- $\sigma_{Resistente}$ = Esfuerzo que limita el comportamiento lineal del material.
- F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

$$\sigma_{Resistente} = 0.66 * 3515.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Resistente} = 0.66F_y$$

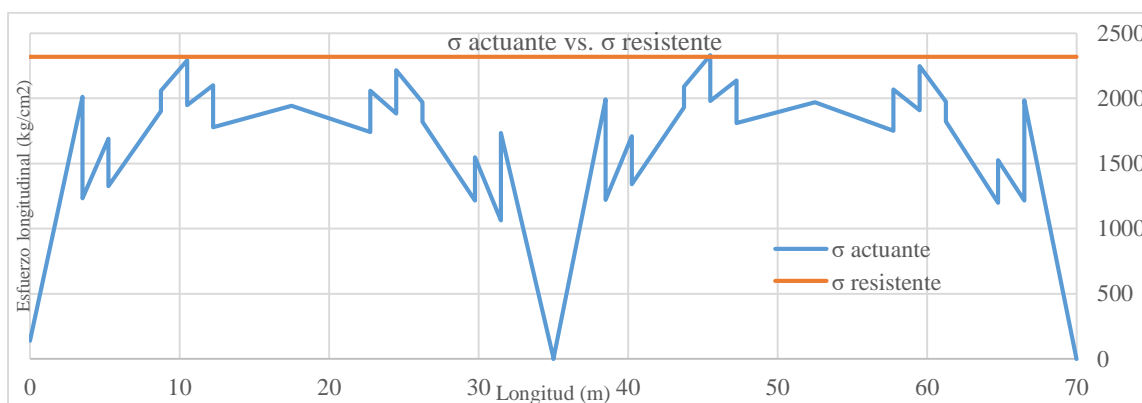


Figura 184. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera Resistencia I Tramo B2B3.

En la figura anterior se muestran los esfuerzos longitudinales de la fibra inferior de la sección entera del Tramo B2B3, se puede verificar que en toda su longitud el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo resistente a excepción de la sección localizada a una longitud de 45.5m en donde se da lo siguiente:

$$\sigma_{Actuante} = 2330.83 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_{Resistente} = 2320.83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{NO PASA}$$

Esto no significa que la estructura colapsa, sino que en términos de esfuerzo, la sección ubicada a una longitud de 45.5m ha entrado en estado plástico en un 0.43%, el resto de puntos continua trabajando dentro del rango lineal.

Los resultados del resto de tramos para el estado límite de Resistencia I (el más crítico) se encuentran en los anexos.

4.9.4 Resultados del Modelo Calibrado para Análisis Sísmico.

4.9.4.1 Sismo Ocasional.

Para el análisis sísmico del puente se utilizó el Evento Extremo I como se mencionó en el apartado 4.4.8. Con los mismos criterios del apartado 4.9.3 se comprueba el estado resistente del Tramo B2B3.

Las Figuras 185, 186, 187 y 188 muestran los resultados de axial, cortante, torsión y momento respectivamente, pertenecientes al tramo B2B3 en el Evento Extremo I considerando el sismo Ocasional.

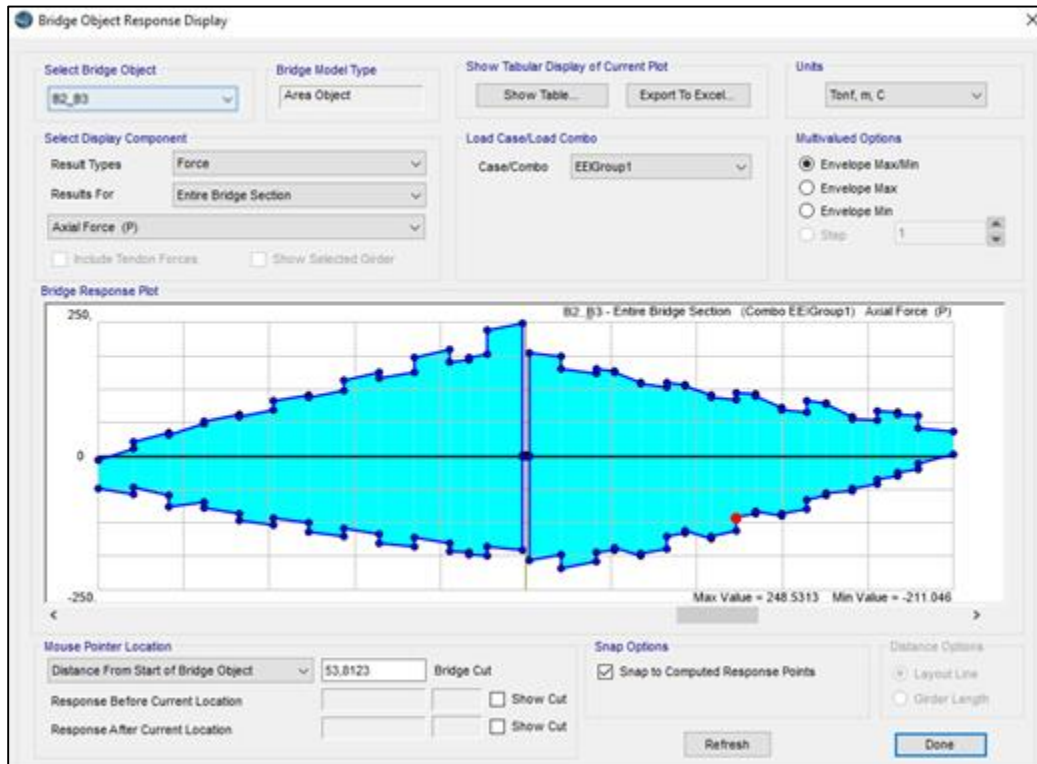


Figura 185. Diagrama de axial Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Axial_{m\acute{a}x} = 248.53 T \text{ (tensi3n)}$$

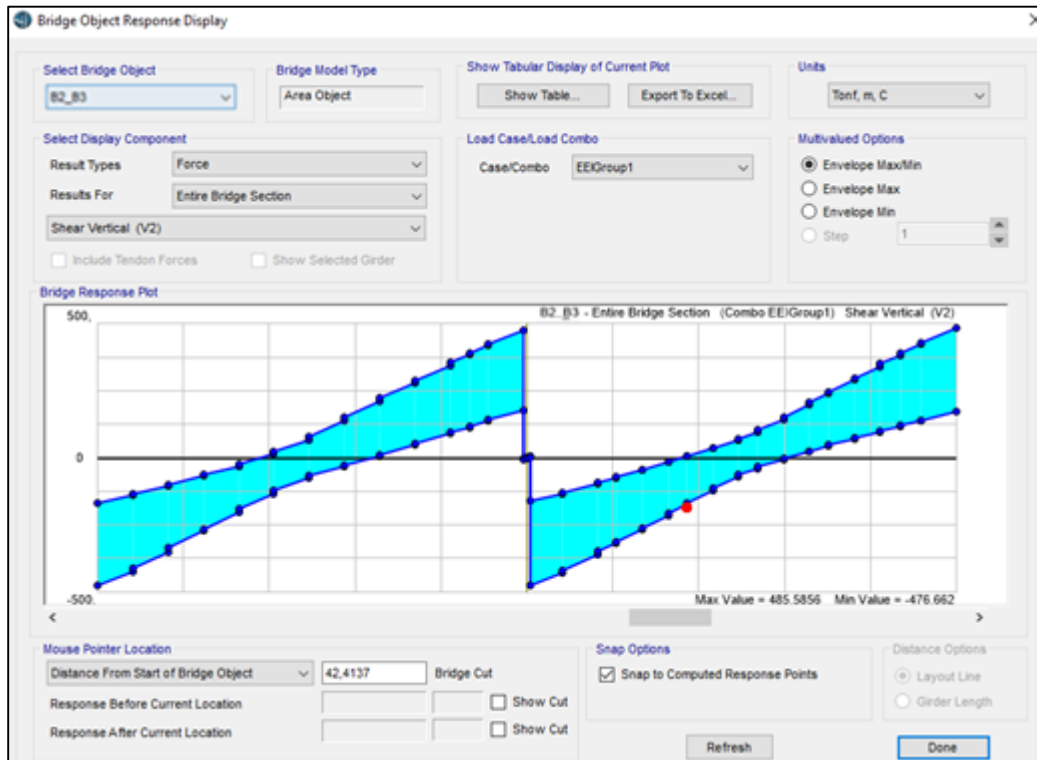


Figura 186. Diagrama de cortante Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Cortante_{m\acute{a}x} = 485.59 T$$

Reemplazando por los valores correspondientes se tiene lo siguiente:

$$v_{actuante} = \frac{485.59 * 1000 (kg)}{0.75 * 1.20 * 170 (cm^2) * 4 vigas}$$

$$v_{actuante} = 793.48 kg/cm^2$$

Se comprueba lo siguiente:

$$v_{actuante} = 793.48 kg/cm^2 < Fy = 3515.34 kg/cm^2 \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste el cortante del Evento Extremo I con Sismo Ocasional.

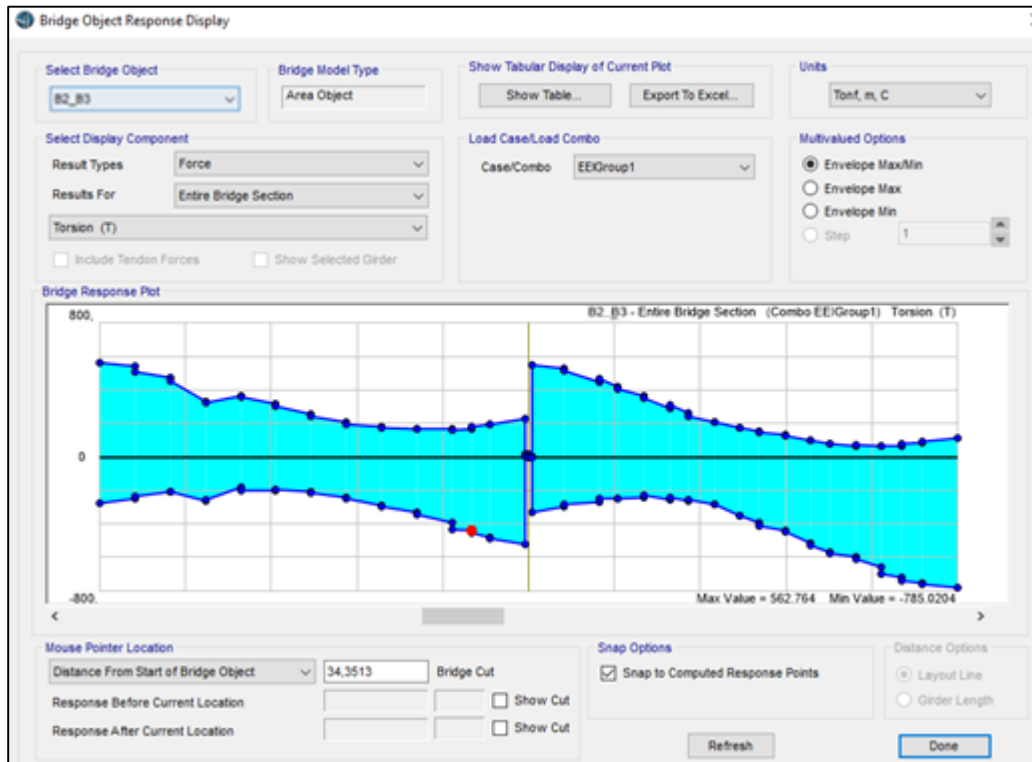


Figura 187. Diagrama de torsión Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la torsión máxima es:

$$Torsión_{m\acute{a}x} = 785.02 \text{ T.m}$$

$$Tu = 785.02 \text{ T.m} < \phi Tn = 1040.17 \text{ T.m} \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste la torsión del Evento Extremo I con Sismo Ocasional.

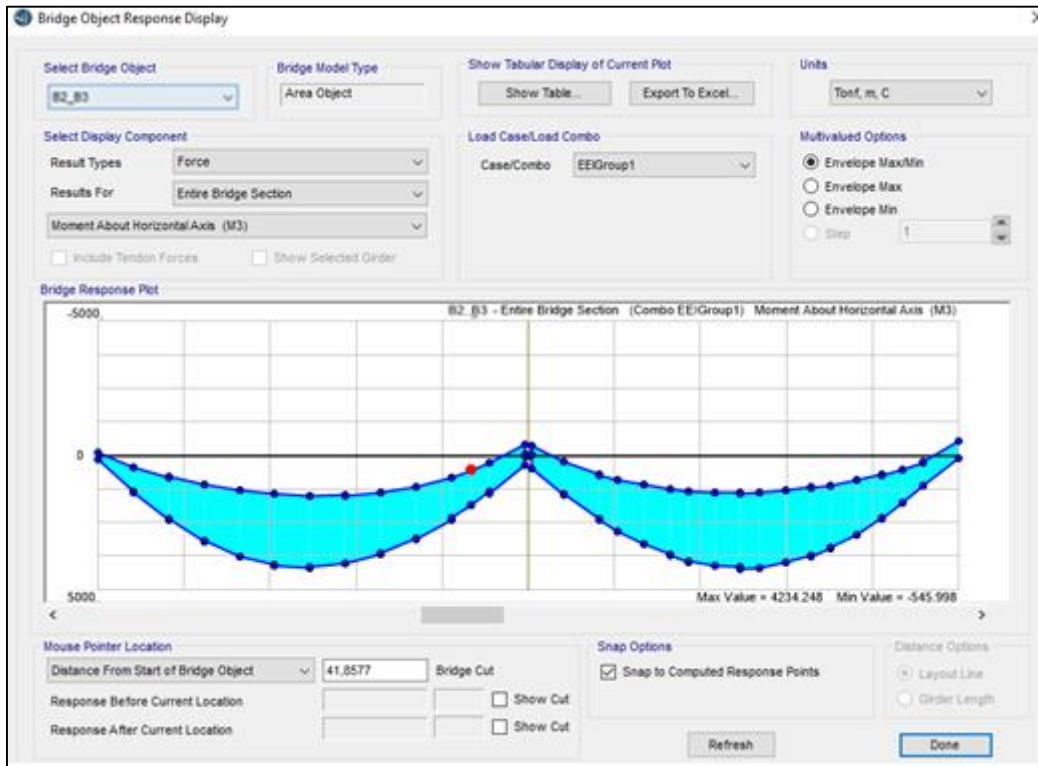


Figura 188. Diagrama de momentos Evento Extremo I Ocasional Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que el Momento máximo es:

$$Mu \text{ actuante} = 4234.25 \text{ T.m}$$

Se comprueba que en el centro de luz se cumple lo siguiente:

$$Mu \text{ actuante} = 4234.25 \text{ T.m} < Mu \text{ resistente} = 5994.28 \text{ T.m} \rightarrow OK$$

Se concluye que las secciones en el centro de luz de los tramos B2 y B3 están trabajando al 70% de su capacidad cuando se aplica el Evento Extremo I con sismo Ocasional.

La Figura 189 muestra los esfuerzos longitudinales actuantes comparados con el esfuerzo resistente del tramo B2B3 en el Evento Extremo I con sismo Ocasional.

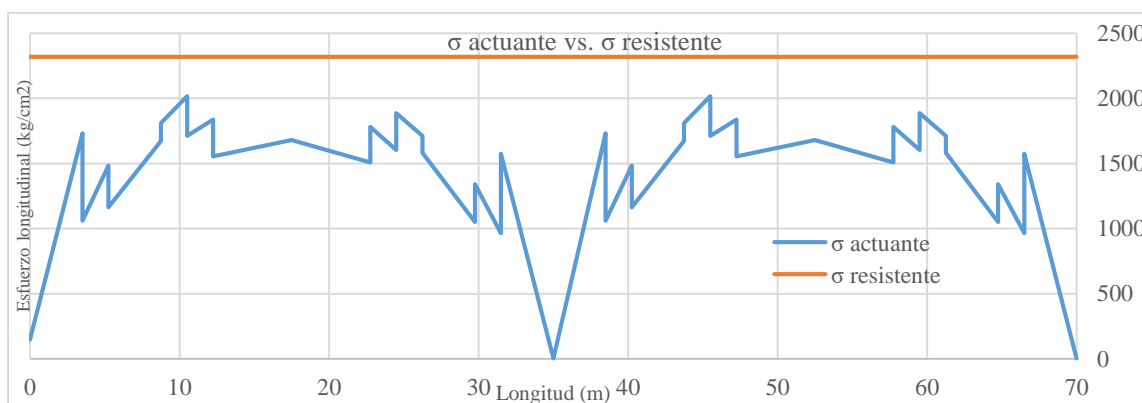


Figura 189. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera evento
Extremo I Ocasional Tramo B2B3.

Se verifica que en términos de esfuerzo no se sobrepasa el límite.

$$\sigma_{Actuante} = 2015.67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{Resistente} = 2320.83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow OK$$

En términos de esfuerzo, se concluye que las secciones de los tramos B2 y B3 están trabajando al 87% del límite elástico cuando se aplica el Evento Extremo I con sismo Ocasional.

4.9.4.2 Sismo Raro.

Las Figuras 190, 191, 192 y 193 muestran los resultados de axial, cortante, torsión y momento respectivamente, pertenecientes al tramo B2B3 en el Evento Extremo I considerando el sismo Raro.

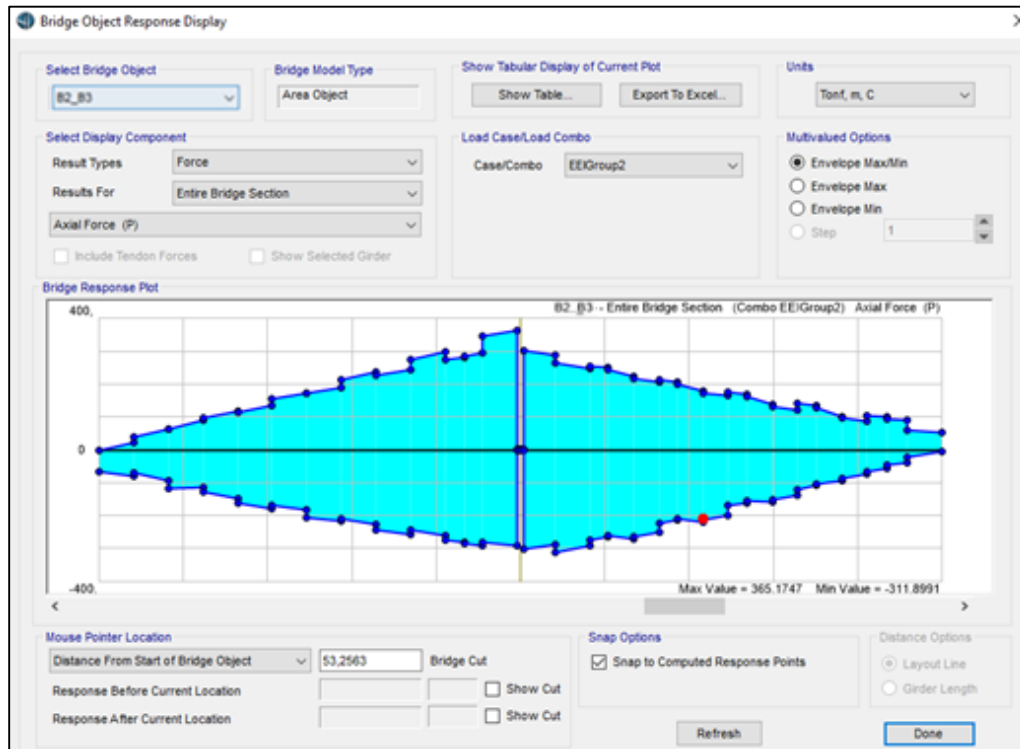


Figura 190. Diagrama de axial Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.

De la Figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Axial_{m\acute{a}x} = 365.17 T \text{ (tensi3n)}$$

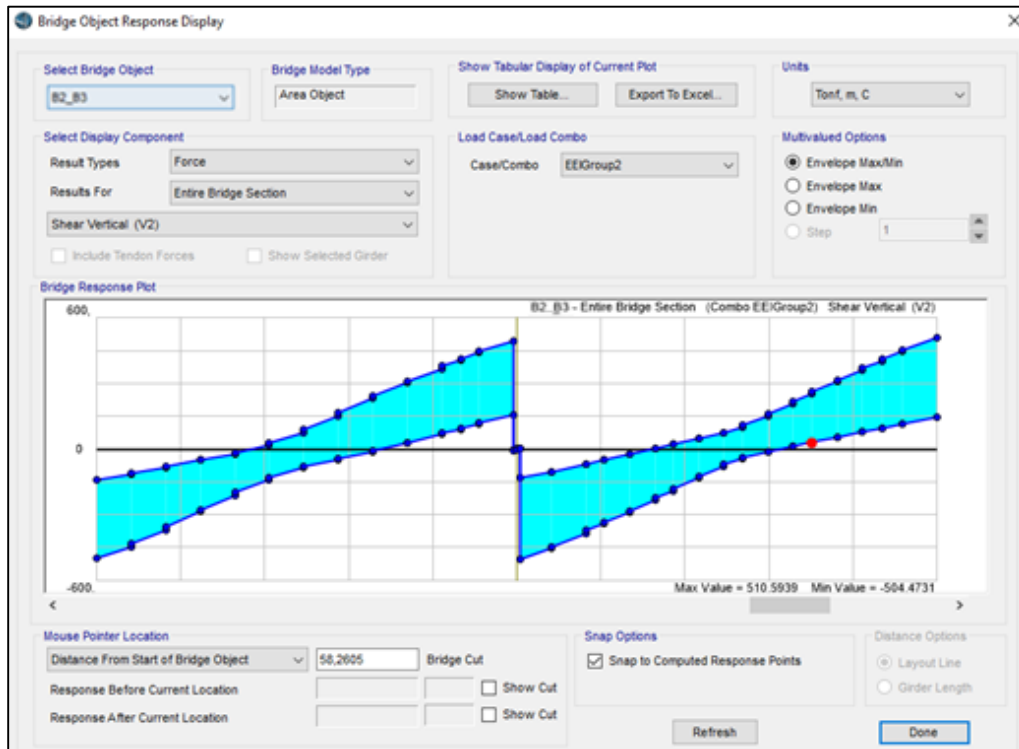


Figura 191. Diagrama de cortante Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.

De la figura anterior se determina que la fuerza máxima es:

$$Cortante_{m\acute{a}x} = 510.59 T$$

Reemplazando por los valores correspondientes se tiene lo siguiente:

$$v_{actuante} = \frac{510.59 * 1000 (kg)}{0.75 * 1.20 * 170 (cm^2) * 4 vigas}$$

$$v_{actuante} = 834.30 kg/cm^2$$

Se comprueba lo siguiente:

$$v_{actuante} = 834.30 kg/cm^2 < Fy = 3515.34 kg/cm^2 \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste el cortante del Evento Extremo I con Sismo

Raro.

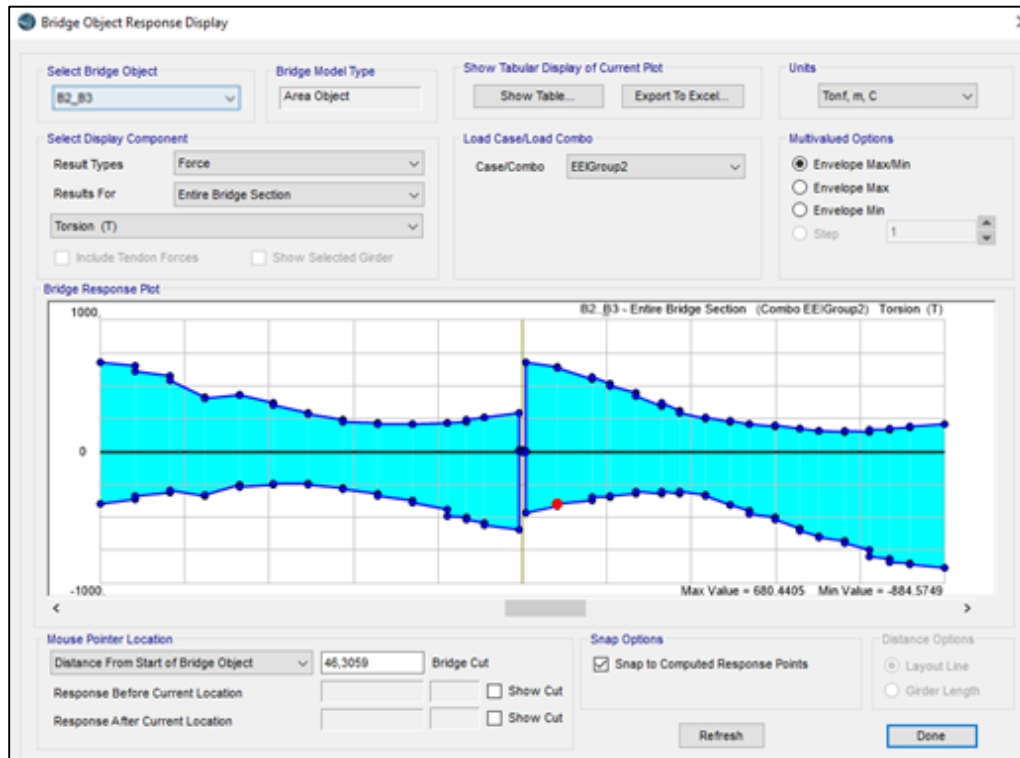


Figura 192. Diagrama de torsión Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.

De la figura anterior se determina que la torsión máxima es:

$$Torsión_{m\acute{a}x} = 884.57 \text{ T.m}$$

$$Tu = 884.57 \text{ T.m} < \phi Tn = 1040.17 \text{ T.m} \rightarrow OK$$

Se concluye que la sección del tramo B2B3 resiste la torsión del Evento Extremo I con Sismo Raro.

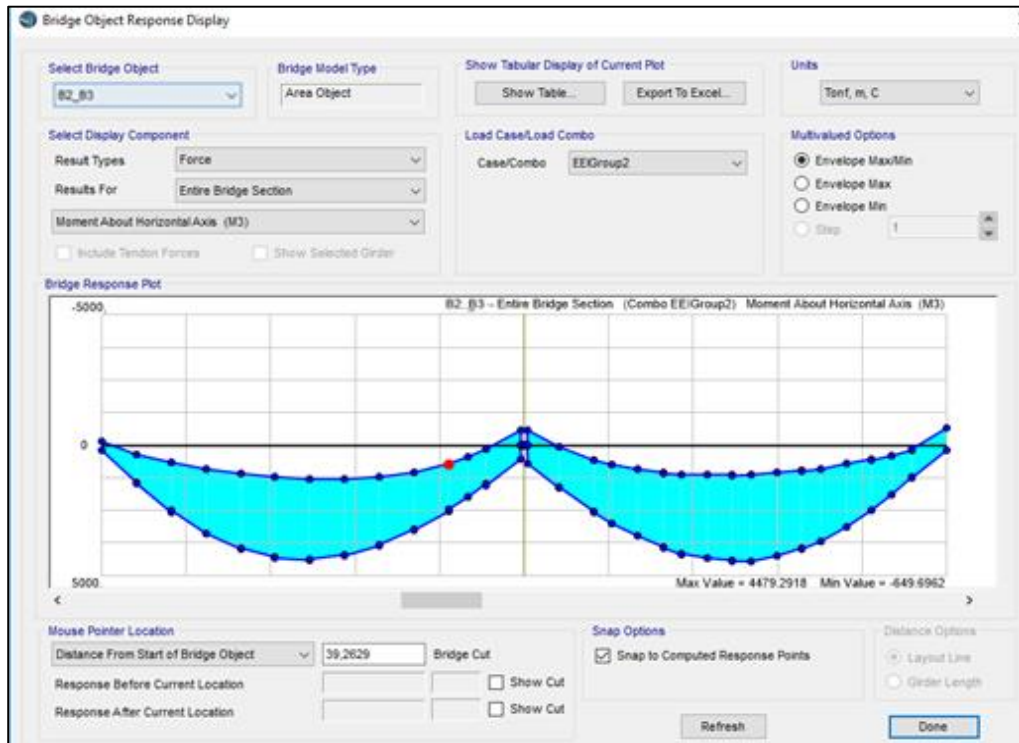


Figura 193. Diagrama de momentos Evento Extremo I Raro Tramo B2B3.

De la figura anterior se determina que el Momento máximo es:

$$Mu \text{ actuante} = 4479.29 \text{ T.m}$$

Se comprueba que en el centro de luz se cumple lo siguiente:

$$Mu \text{ actuante} = 4479.29 \text{ T.m} < Mu \text{ resistente} = 5994.28 \text{ T.m} \rightarrow OK$$

Se concluye que las secciones en el centro de luz de los tramos B2 y B3 están trabajando al 75% de su capacidad cuando se aplica el Evento Extremo I con sismo Raro.

La Figura 194 muestra los esfuerzos longitudinales actuantes comparados con el esfuerzo resistente del tramo B2B3 en el Evento Extremo I con sismo Raro.

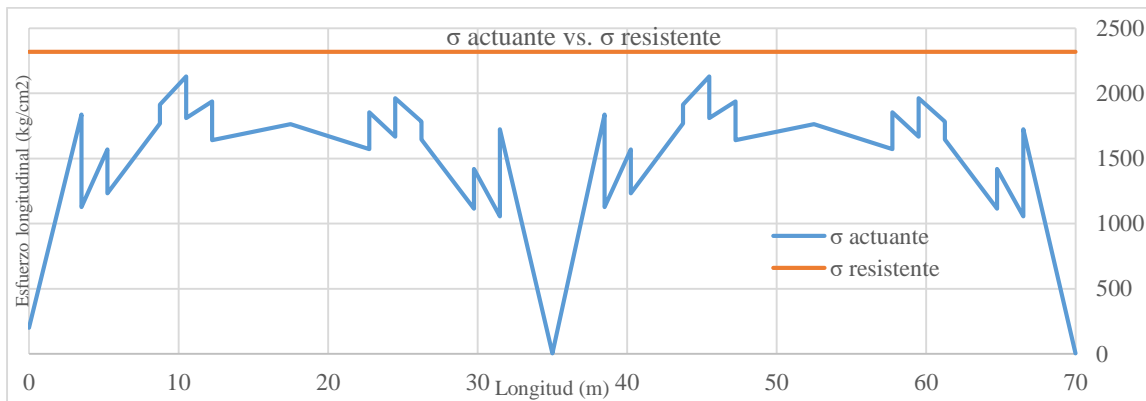


Figura 194. σ Actuante vs. σ Resistente Sección entera evento Extremo I Raro Tramo B2B3.

Se verifica que en términos de esfuerzo no se sobrepasa el límite.

$$\sigma_{Actuante} = 2128.59 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{Resistente} = 2320.83 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow OK$$

En términos de esfuerzo, se concluye que las secciones de los tramos B2 y B3 están trabajando al 92% del límite elástico cuando se aplica el Evento Extremo I con sismo Raro.

CAPÍTULO V

PROPUESTA DE REFORZAMIENTO DEL PUENTE ZÁMBIZA

5.1 Introducción

A partir de los resultados obtenidos en el Capítulo IV de este proyecto, se ha decidido realizar una propuesta de reforzamiento en los tramos B2 y B3 puesto que presentaron la mayor reducción de inercias (75% en Superestructura y 80% en Infraestructura) en la calibración del modelo analítico.

En este punto se debe hacer una diferenciación entre reforzamiento y rehabilitación, en el caso que el objetivo sea aumentar la rigidez y/o resistencia de la estructura se está hablando de un reforzamiento. Por otro lado, si el objetivo es que la construcción entre en un funcionamiento óptimo con un nuevo ciclo de vida útil entonces se refiere a una rehabilitación (Molins & Serrà, 2004).

La necesidad de un refuerzo se puede dar por varias razones como: incremento de las cargas a las que está sometida la estructura, reducción en la resistencia debido a degradación del material o pérdida de sección en algún elemento, manifestación de eventos extraordinarios como incendios, sismos, explosiones, colisiones, entre otras (Molins & Serrà, 2004).

En este sentido se ha podido comprobar que en el Puente Zámiza no solamente se ha incrementado las solicitaciones debido principalmente al incremento del parque vehicular desde su construcción, sino que con el paso del tiempo ha experimentado una reducción en su resistencia. De tal manera que el objetivo del presente proyecto es realizar un reforzamiento más no una rehabilitación.

La Figura 195 muestra que para verificar la resistencia de la propuesta de reforzamiento se incluyó el Evento Extremo I con sismo NEC-15 (EEIGroup3), Ocasional (EEIGroup1) y Raro

(EEIGroup2), y los estados límites de Resistencia I, IV y V, en cuanto al chequeo de deflexiones se incluye los estados límites de Servicio I y II.

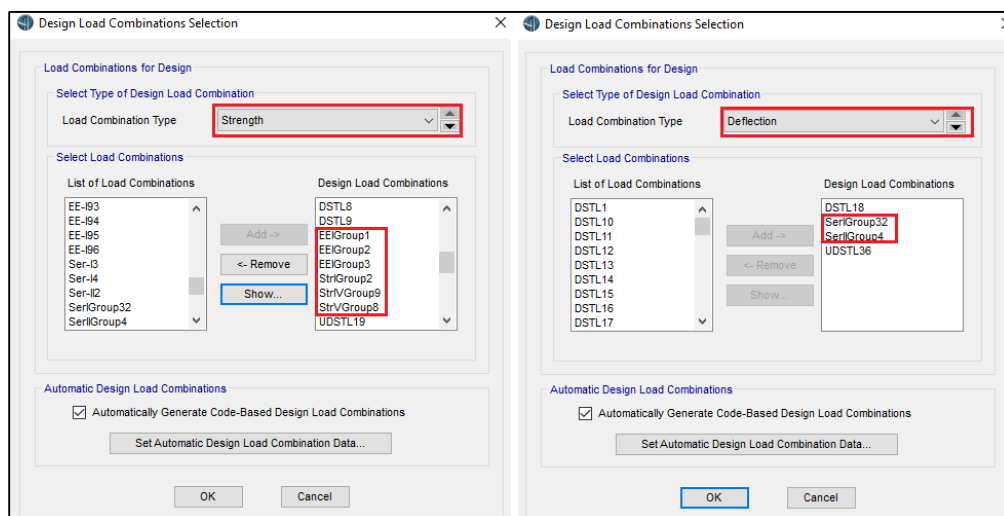


Figura 195. Combinaciones de carga para diseño reforzamiento Tramo B2B3.

5.2 Localización elementos a reforzar.

El criterio para identificar los elementos a reforzar se basa en la Relación Demanda/Capacidad (D/C) que reporta el CSI BRIDGE cuando se activa la opción de diseño tanto en acero como en hormigón que muestra la Figura 196.

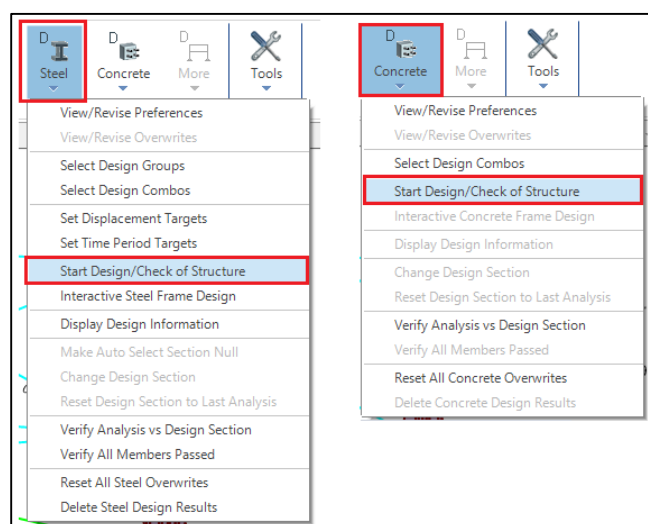


Figura 196. Opción diseño elementos de acero (izq.) y elementos de hormigón (der.) CSI BRIDGE.

Como se mencionó en el apartado 2.5, se escogió el Método de Análisis Tradicional, en la Figura 197 se muestra la configuración realizada en CSI Bridge que requiere este método.

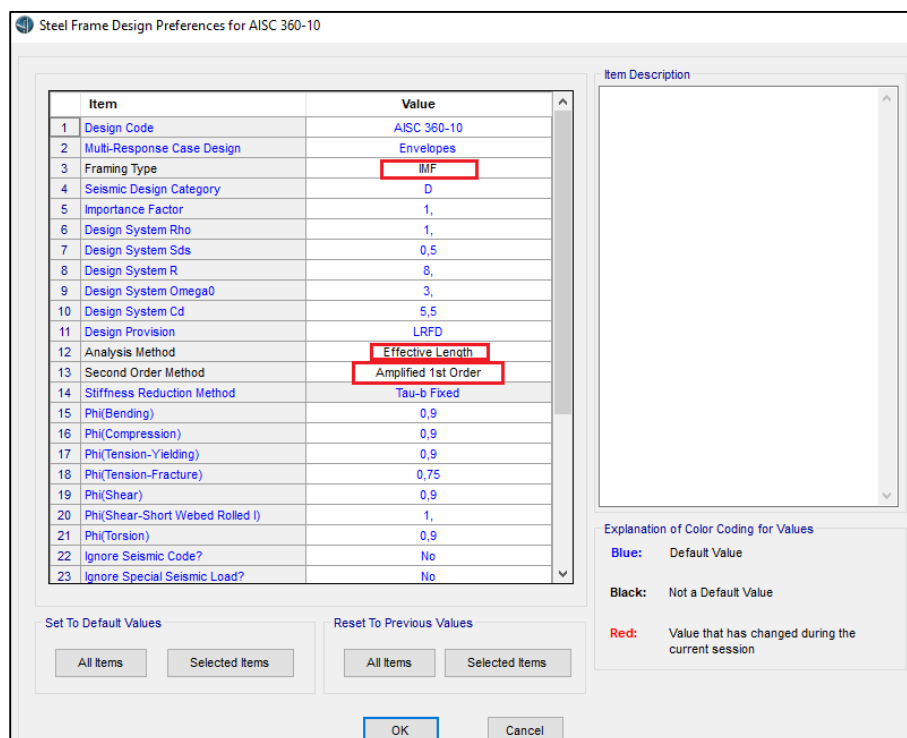


Figura 197. Método de Análisis Tradicional CSI BRIDGE.

En la figura anterior se debe cambiar los siguientes parámetros para que el software analice la estructura con el método tradicional:

- Frame Type: IMF (Intermediate Moment Frame)
- Analysis Method: Effective Length.
- Second Order Method: Amplified 1st Order.

Cuando un elemento presente una relación D/C mayor a 1, este será candidato a reforzarse salvo que se indique lo contrario.

En la Figura 198 se muestra la Relación D/C de los elementos en la zona de apoyo de la Pila P2, se puede comprobar que los elementos de los diafragmas (diagonales y cordón inferior) están en la condición $D/C > 1$.

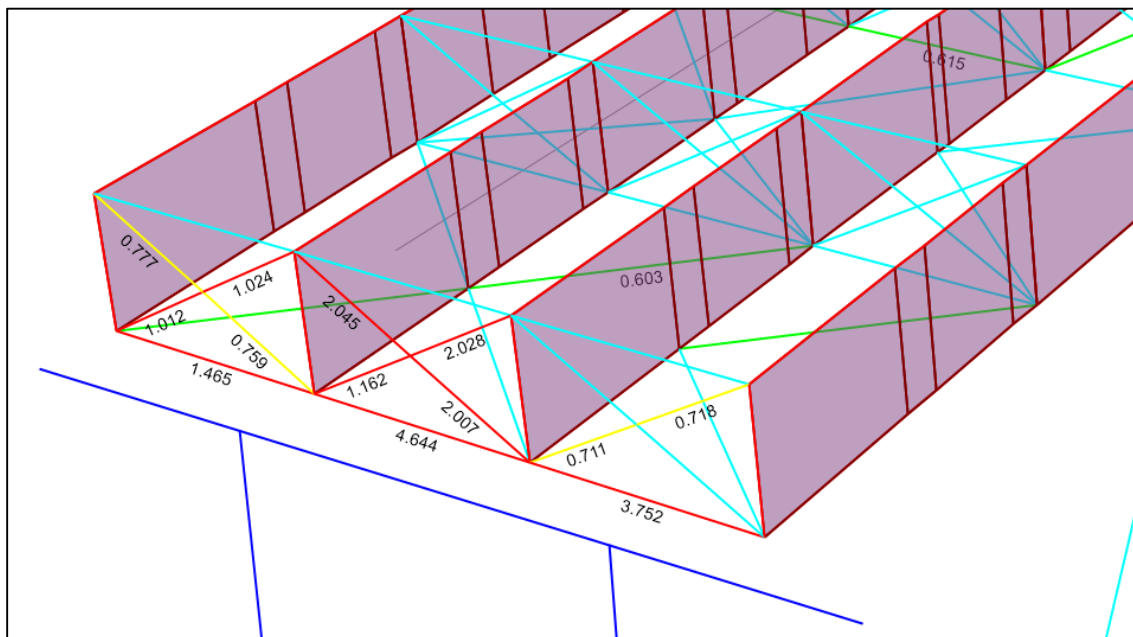


Figura 198. Elementos sobre pila P2 con Relación $D/C > 1$ Tramo B2B3.

En la Figura 199 se muestra la Relación D/C de los elementos en la zona de apoyo de los Tornapuntas, se puede comprobar que los elementos de los diafragmas (diagonales y cordón superior e inferior) están en la condición $D/C > 1$.

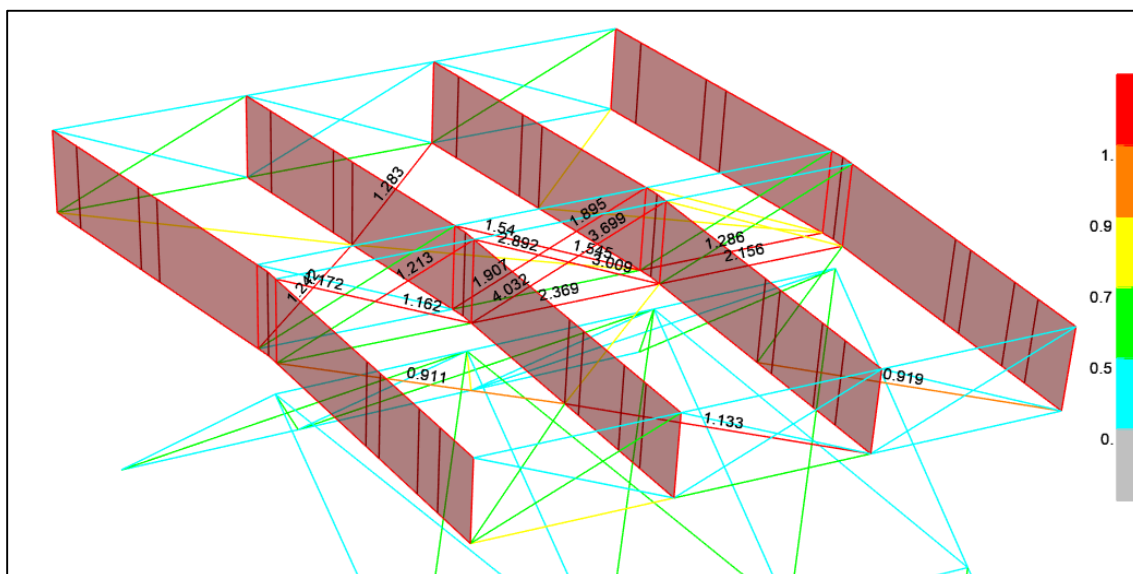


Figura 199. Elementos sobre Tornapunta con Relación $D/C > 1$ Tramo B2B3.

En la Figura 200 se muestra la Relación D/C de los elementos en la zona de apoyo de la Pila P1, se puede comprobar que los elementos de los diafragmas (diagonales y cordón superior e inferior) están en la condición $D/C > 1$. Además se verifica que el cordón inferior de los diafragmas intermedios también se encuentran en la condición $D/C > 1$.

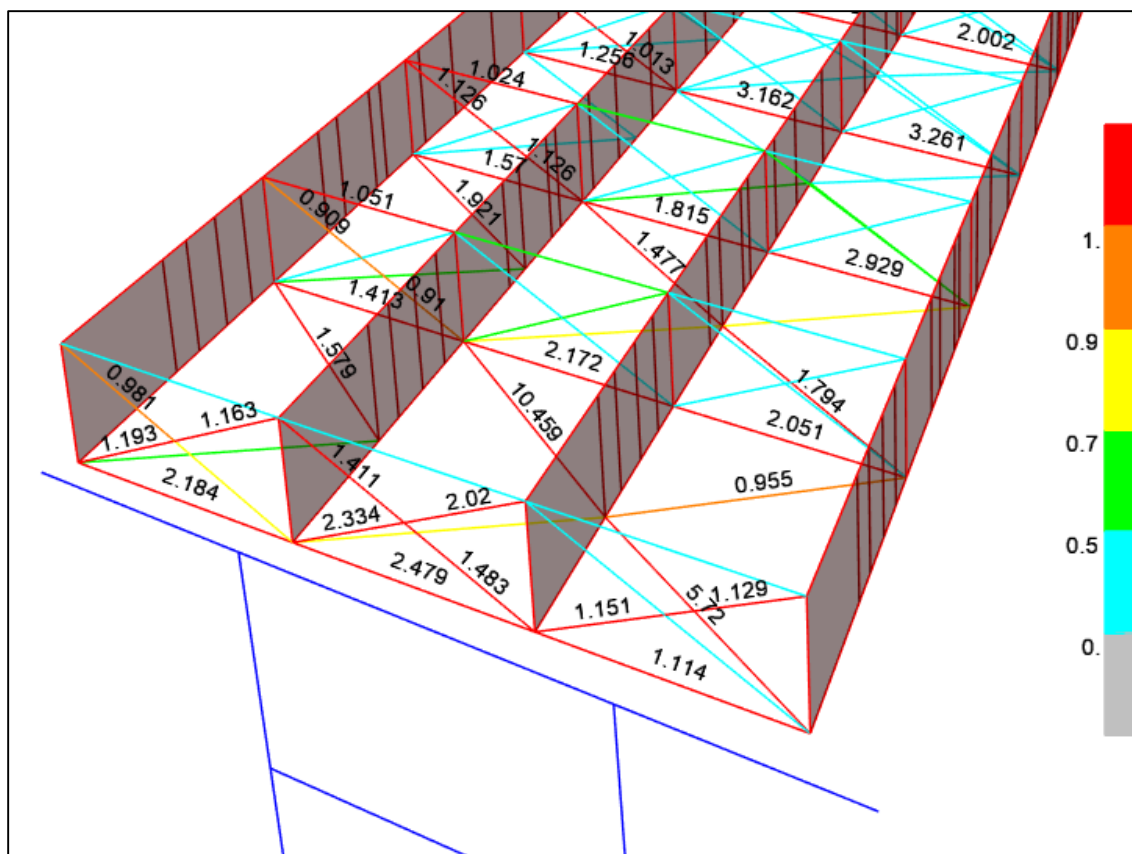


Figura 200. Elementos sobre pila P1 con Relación $D/C > 1$ Tramo B2B3.

En las Figuras 201 y 202 se muestra la Relación D/C de los rigidizadores inferiores del Tramo B2 y B3 respectivamente, se puede comprobar que los elementos en la zona del Tornapunta y cerca de la pila P1 están en la condición $D/C > 1$.

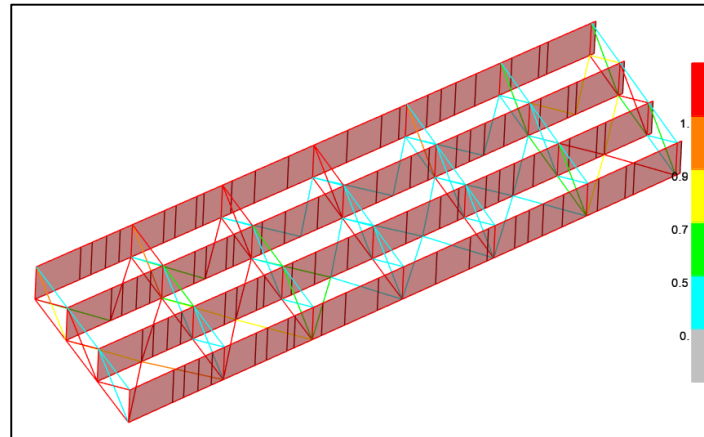


Figura 201. Rigidizadores inferiores con Relación $D/C > 1$ Tramo B2.

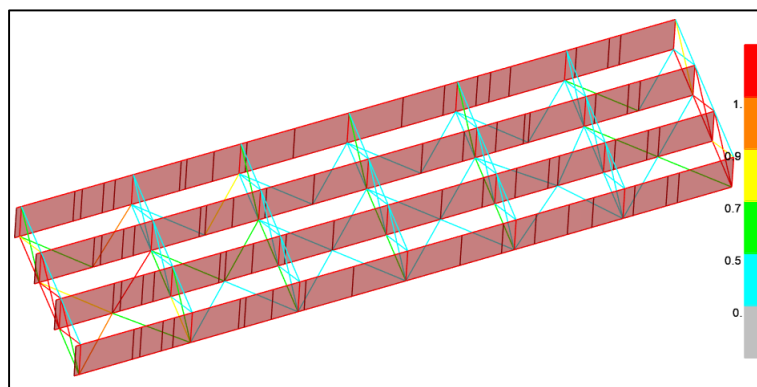


Figura 202. Rigidizadores inferiores con Relación $D/C > 1$ Tramo B2.

La Figura 203 muestra los rigidizadores a reforzar.

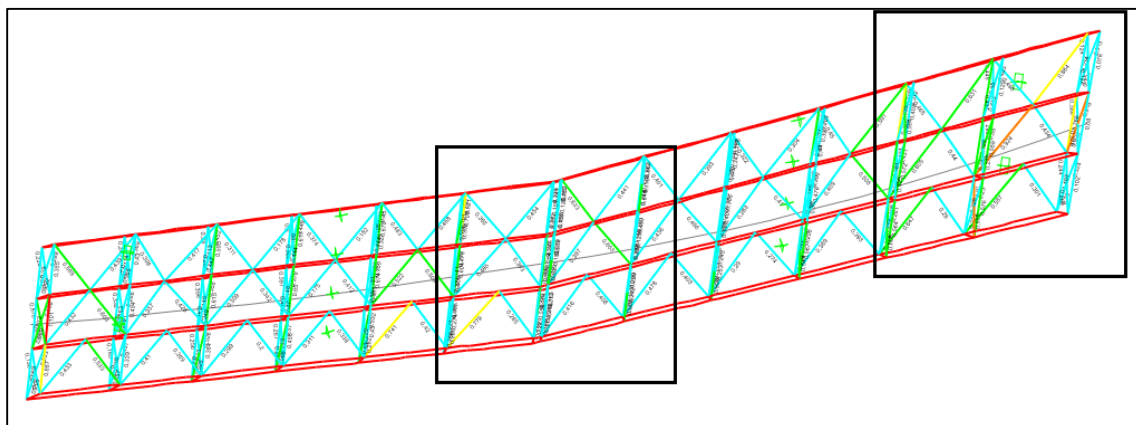


Figura 203. Rigidizadores Inferiores con Relación $D/C > 1$ Tramo B2B3.

En la Figura 204 se muestra la Relación D/C de los elementos del Tornapuntas.

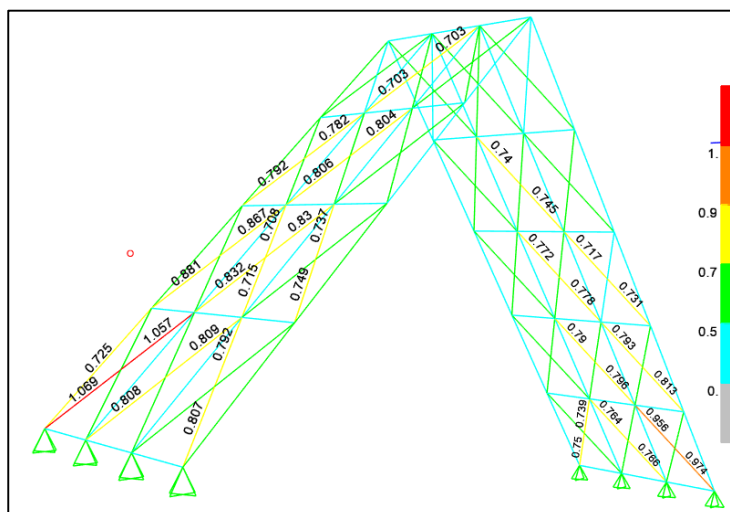


Figura 204. Relación D/C Tornapuntas Evento Extremo I con Sismo Raro Tramo B2B3.

La figura anterior muestra que los elementos de la Tornapunta tienen relaciones D/C menores a 1, excepto dos elementos cuya relación D/C es 1.069 y 1.057 respectivamente. Se debe mencionar que estos elementos no necesitan un reforzamiento puesto que las solicitaciones máximas son producidas por el Evento Extremo I con Sismo Raro, mientras que para la misma combinación pero con el Sismo de Diseño (NEC-15) la relación D/C baja a 0.964 como lo muestra Figura 205 en la que se ha resaltado el Combo EEIGroup3 del elemento en cuestión.

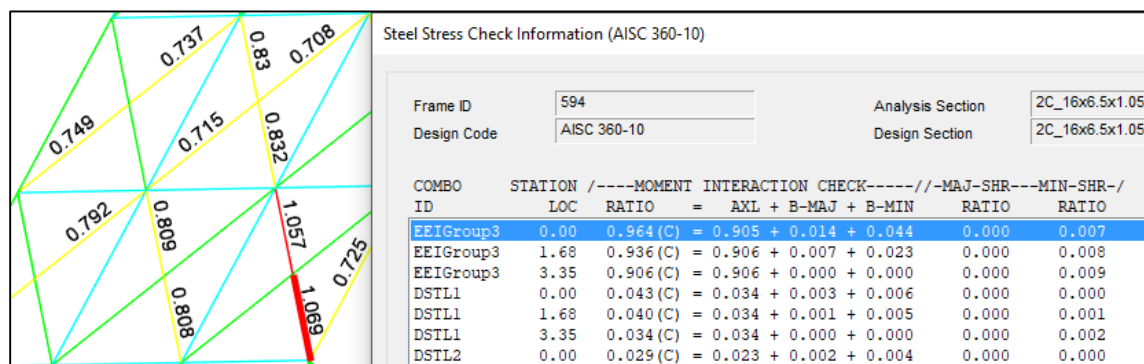


Figura 205. Relación D/C Tornapuntas Evento Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3.

En la Figura 206 se detalla los valores de D/C de las pilas de hormigón armado (P1 y P2) del Tramo B2B3, en las cuales se observa una relación mayor a 1 y corresponden al Evento Extremo I que incluye el Sismo de Diseño (NEC-15).

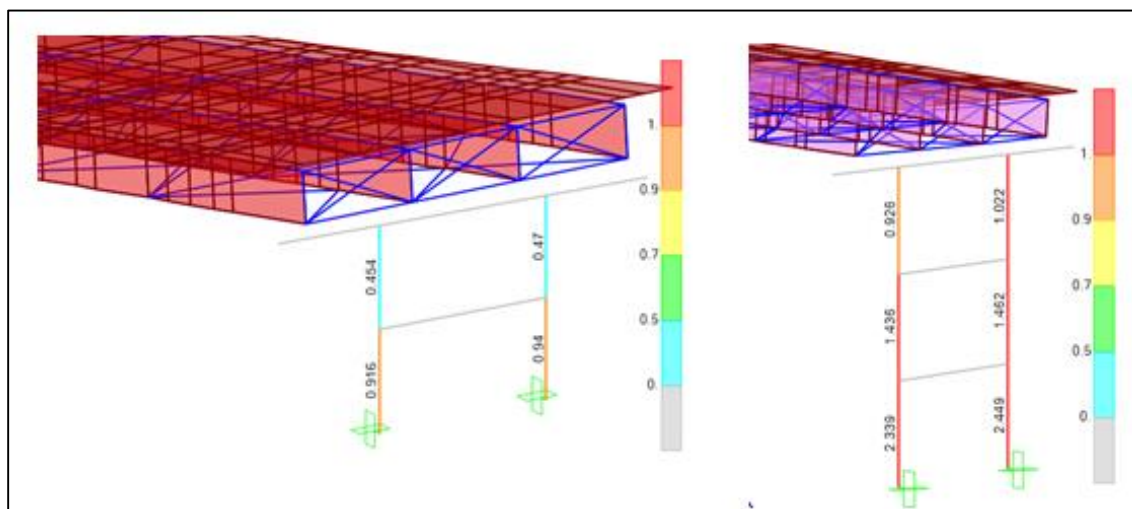


Figura 206. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.)
Evento Extremo I Sismo NEC-15 Tramo B2B3.

Las especificaciones AASHTO (2014) recomiendan factores de reducción de la fuerza sísmica para los elementos de la subestructura cuando dicha fuerza sea superior a la de diseño, siempre y cuando se cumplan con los criterios de ductilidad especificados en las secciones 5.10.2.2, 5.10.11 y 5.13.4.6 de la normativa norteamericana, esto permite que los elementos se deformen dentro del rango inelástico.

Con ayuda de los planos proporcionados por el EPMMOP, en cuanto a los criterios de ductilidad se puede mencionar lo siguiente:

- La cuantía de la armadura longitudinal de las pilas es de 1.01% y la AASHTO recomienda una cuantía de 1% a 6%.
- La armadura transversal está formada por un zuncho continuo de 10mm distanciados 6cm, este tipo de armadura transversal recomienda la norma ya que es más efectiva para confinar

el núcleo de una columna y detalla que la separación máxima de la armadura transversal de confinamiento no será mayor a: $1/4$ de la mínima dimensión del elemento o 10cm (AASHTO, 2014)

La Figura 207 muestra el detalle de la armadura tipo para las pilas P1 y P2.

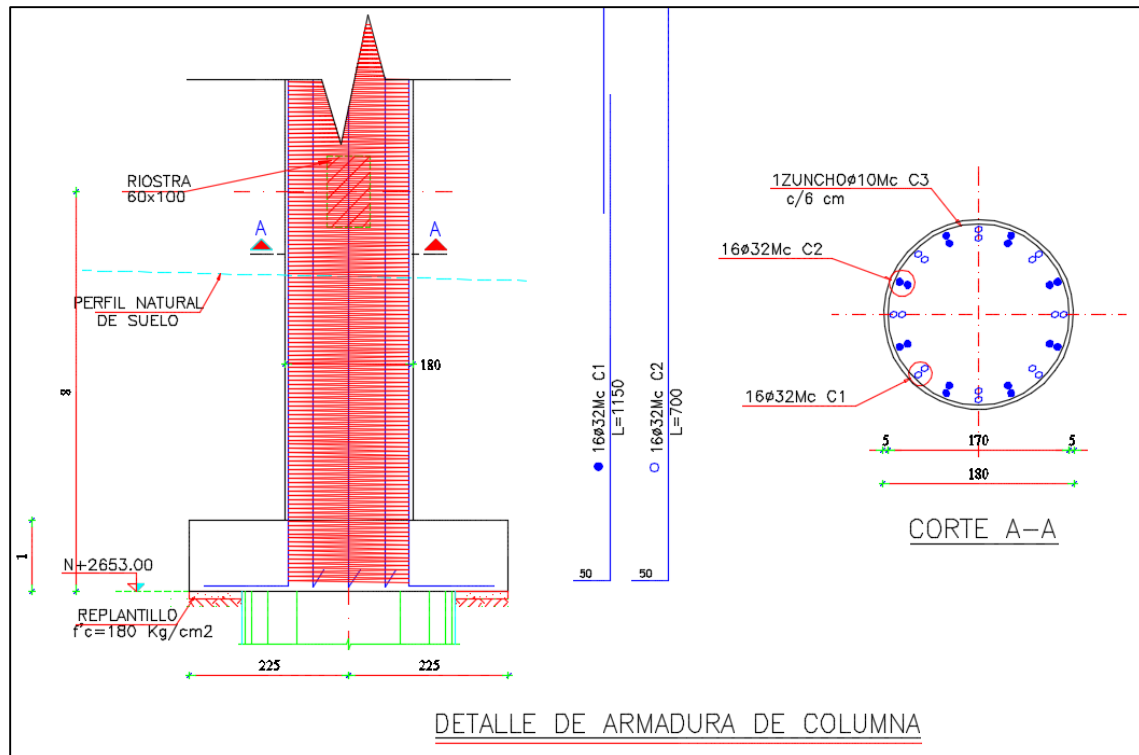


Figura 207. Detalle de armadura tipo de las pilas P1 y P2 Tramo B2B3.

De lo mencionado se verifica que es posible disminuir la fuerza sísmica debido a que la subestructura cumple con los criterios de ductilidad.

A continuación se muestra la Tabla 50 que incluye los factores de reducción de fuerza sísmica para subestructuras, según el tipo y categoría de importancia.

Tabla 50.*Factores de reducción de la fuerza sísmica en subestructuras.*

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Crítica	Esencial	Otras
Pila tipo muro – mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Cabezales de pilote de hormigón 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
Cabezales de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón	1.5	3.5	5.0
• Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados			
Cabezales multicolumna	1.5	3.5	5.0

Fuente: (AASHTO, 2014)

Debido a que el Puente Zámbriza entra en la categoría de cabezales multicolumna con categoría esencial (ver apartado 1.7.5.4) de importancia del puente, se elige el siguiente factor para la reducción de fuerzas sísmicas en subestructura:

$$R = 3.5$$

A continuación se presenta en la Figura 208 los nuevos valores de D/C de la subestructura una vez se ha aplicado el factor de reducción sísmico al Evento Extremo I con Sismo de Diseño.

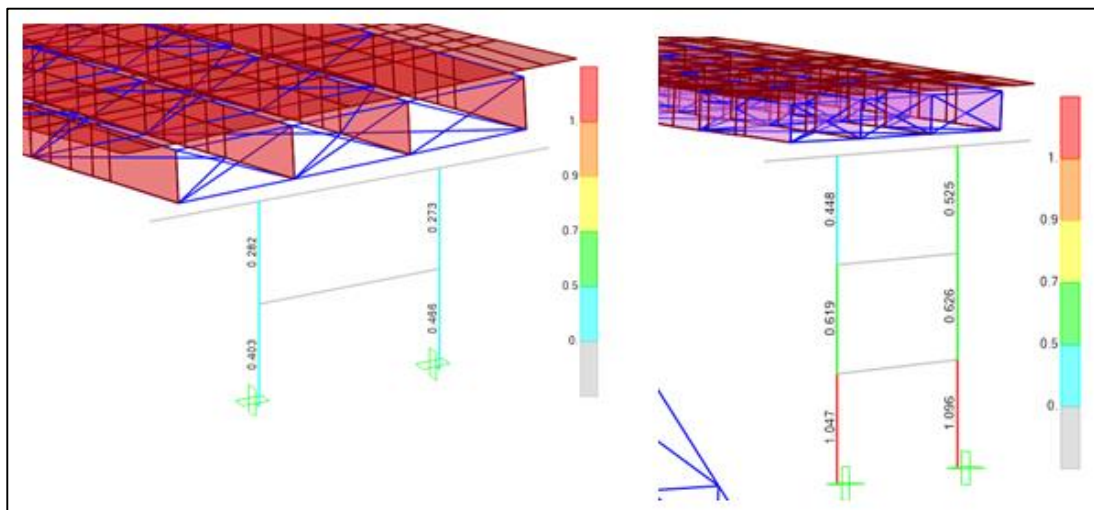


Figura 208. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.)
Evento Extremo I Sismo NEC-15, R=3.5 T-B2B3.

De la figura anterior se observa que la relación D/C crítica en la pila P2 está entre 1.047 y 1.096, lo cual se considera que está dentro de un rango aceptable.

En las Figuras 209 y 210 se muestra la relación D/C para el Evento Extremo I con los Sismos Ocasional y Raro, respectivamente, aplicando el nuevo factor de reducción sísmico.

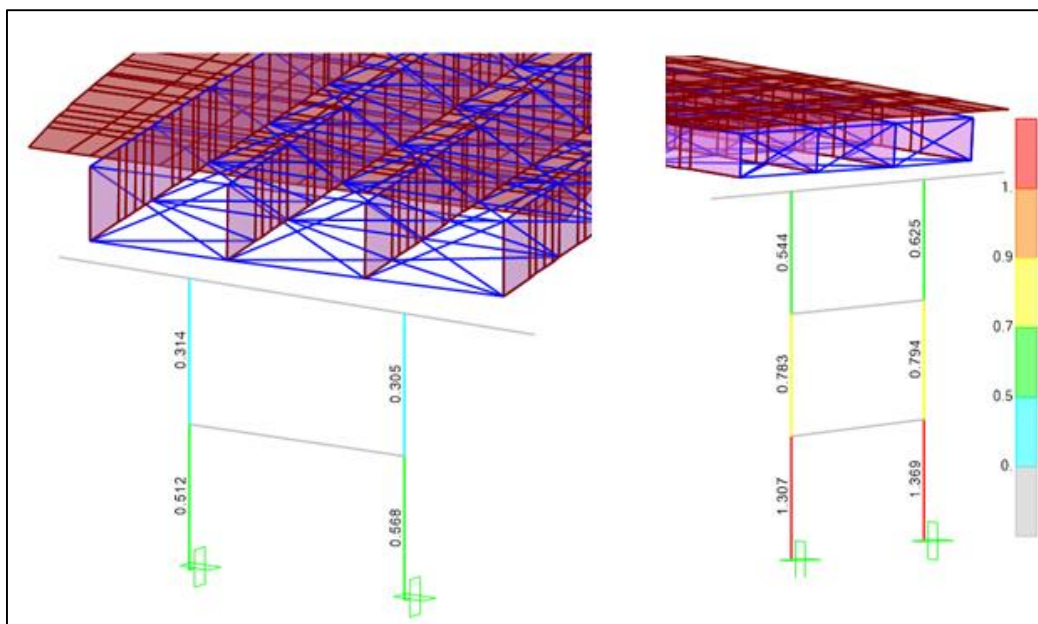


Figura 209. Relación D/C Pila P1(izq.) y Pila P2(der.)
Evento Extremo I Sismo Ocasional, R=3.5 T-B2B3.

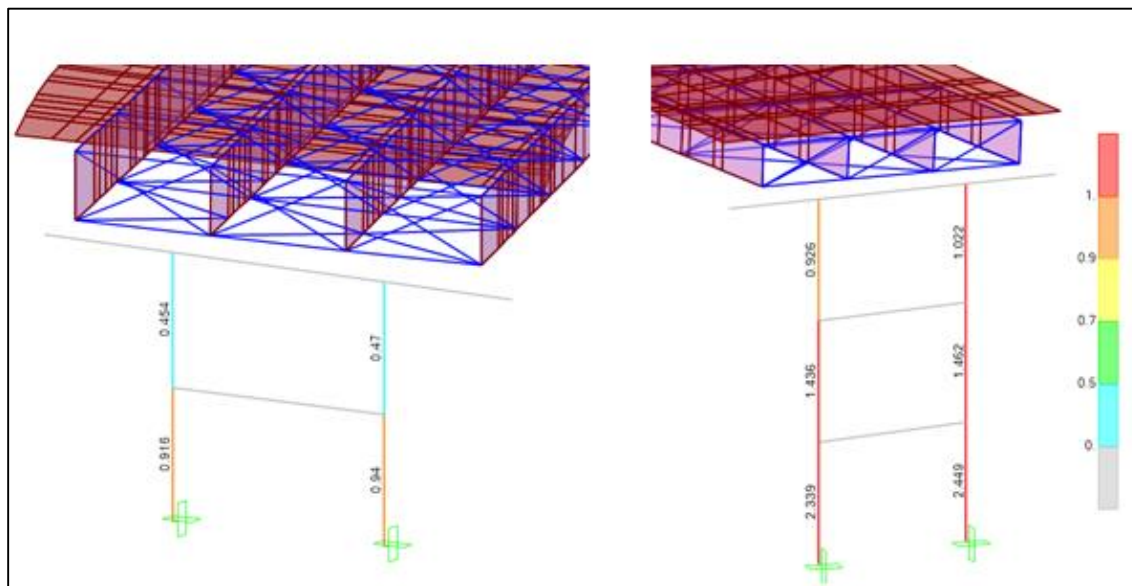


Figura 210. Relación D/C Pila P1 (izq.) y Pila P2 (der.)
Evento Extremo I Sismo Raro, R=3.5 T-B2B3.

La AASHTO (2014) acepta deformaciones inelásticas cuando las fuerzas sísmicas superan al sismo de diseño, por lo tanto se concluye que los elementos de hormigón de la subestructura del Tramo B2B3 no requieren reforzamiento.

Vale mencionar que en base a los resultados obtenidos en los apartados 4.9.2 a 4.9.4 las vigas longitudinales no requieren de refuerzo a flexión, corte ni torsión puesto que su estado resistente en estos términos es adecuado.

Del análisis anterior se concluye que los elementos que requieren reforzamiento se encuentran en la superestructura cerca o sobre las zonas de apoyo, esto se debe a que por los apoyos, la superestructura transmite las cargas a la infraestructura, lo cual supone una concentración importante de fuerzas en estas zonas. Los elementos a reforzar son los siguientes:

1. Diafragmas sobre apoyo Pila P2.
2. Diafragmas sobre apoyo Pila P1.
3. Diafragmas sobre apoyo Tornapunta.

4. Diafragmas sobre apoyo Tornapunta.
5. Cordón inferior de diafragmas intermedios Tramo B3.
6. Rigidizadores inferiores apoyo Pila P1.
7. Rigidizadores inferiores apoyo Tornapunta.

5.3 Diseño secciones reforzadas.

5.3.1 Geometría de la sección.

La propuesta es aumentar la sección de los elementos de los diafragmas y rigidizadores para aumentar su resistencia y disminuir la Relación Demanda/Capacidad (D/C), se diseñará una sección tipo que satisfaga la demanda en los cuatro diafragmas y cordón inferior de diafragmas intermedios, así como una sección tipo para los rigidizadores inferiores.

En la Figura 211 se muestra la sección reforzada elegida para los diafragmas.

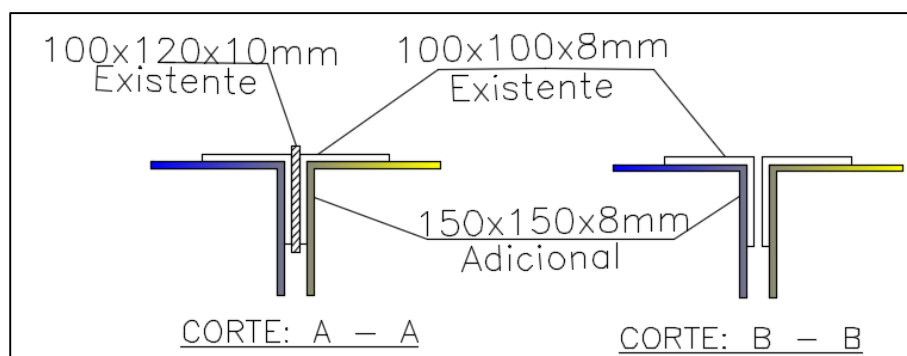


Figura 211. Sección Original (izq.) y Sección Reforzada (der.) diafragma y cordón inferior Tramo B2B3.

Constructivamente la sección reforzada para diafragmas es materializada con el aumento de 2 perfiles L de 15x15x0.8cm, uno a cada lado de la sección original como lo muestra la figura anterior. En adelante se denominará a esta sección como Tipo I.

En la Figura 212 se muestra la sección reforzada elegida para los rigidizadores inferiores, en esta figura también se incluye la sección original para que el lector pueda apreciar el cambio realizado.

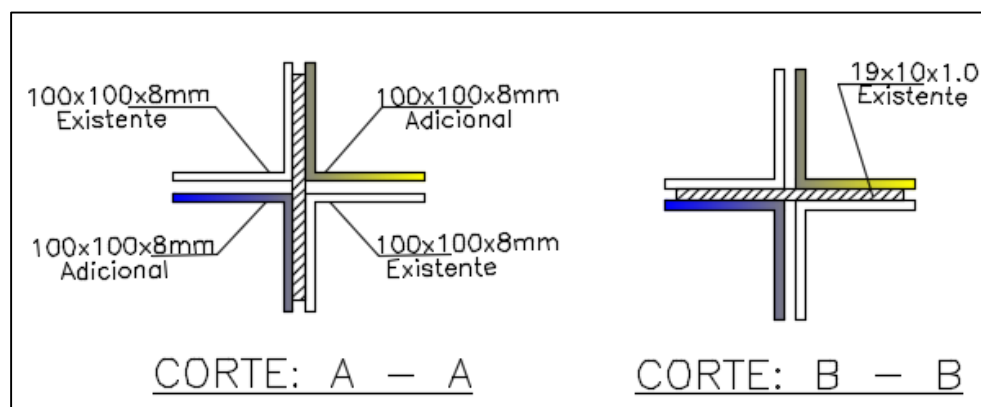


Figura 212. Sección Original (izq.) y Sección Reforzada (der.) rigidizadores inferiores apoyos Tramo B2B3.

Constructivamente la sección reforzada para rigidizadores inferiores es materializada con el aumento 2 perfiles L de 10x10x0.8cm formando una sección tipo cruz como lo muestra la figura anterior. En adelante se denominará a esta sección como Tipo II.

5.3.2 Diseño del cordón de suelda.

Se decide mantener el diseño actual de suelda proporcionado en los planos constructivos. La Figura 213 y 214 muestran la localización y el tipo de suelda que unirán las secciones de reforzamiento con las secciones existentes.

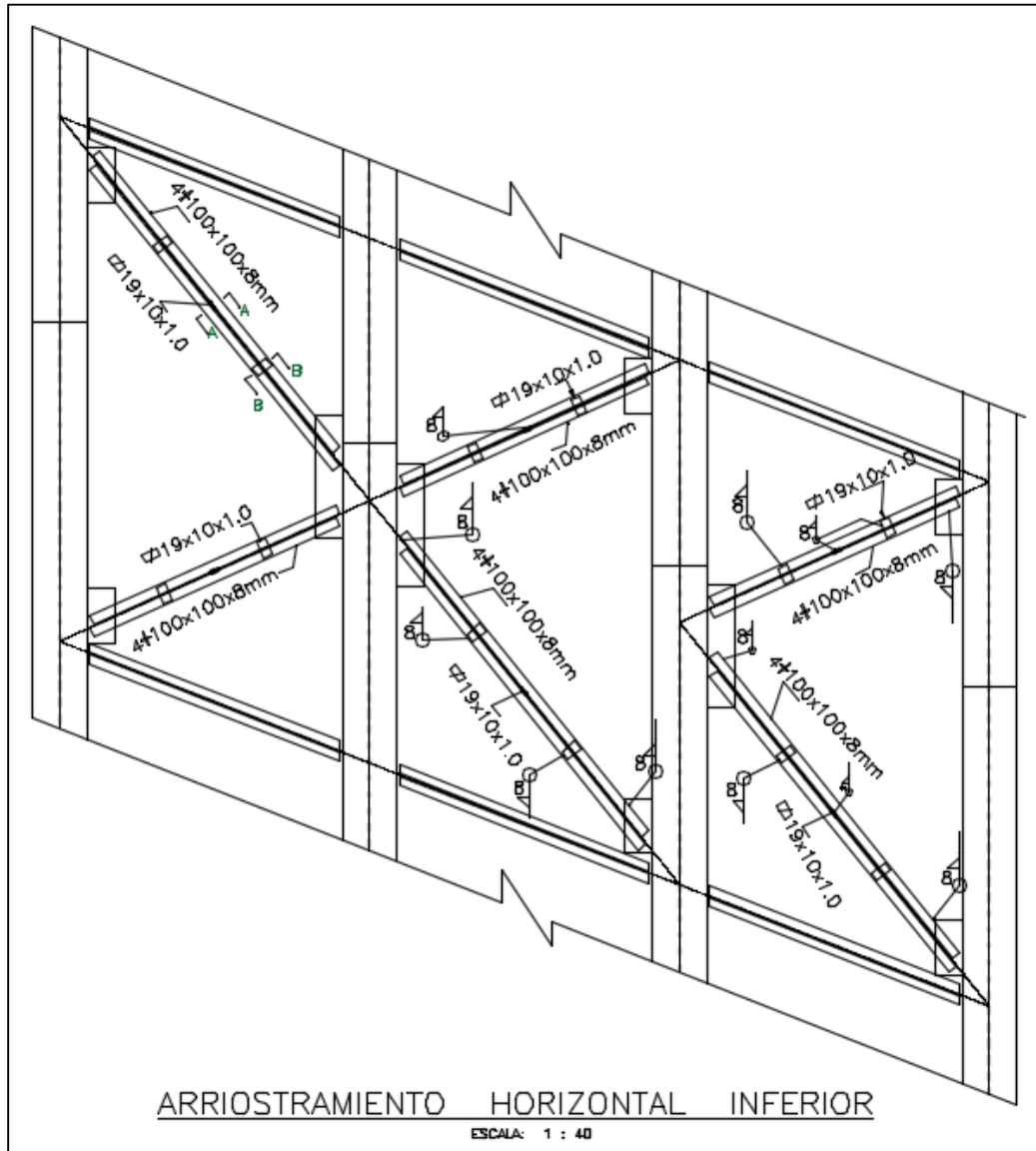


Figura 213. Tipo y localización de suelda unión Sección Tipo II.

Adaptado: (EPMMOP, 2003)

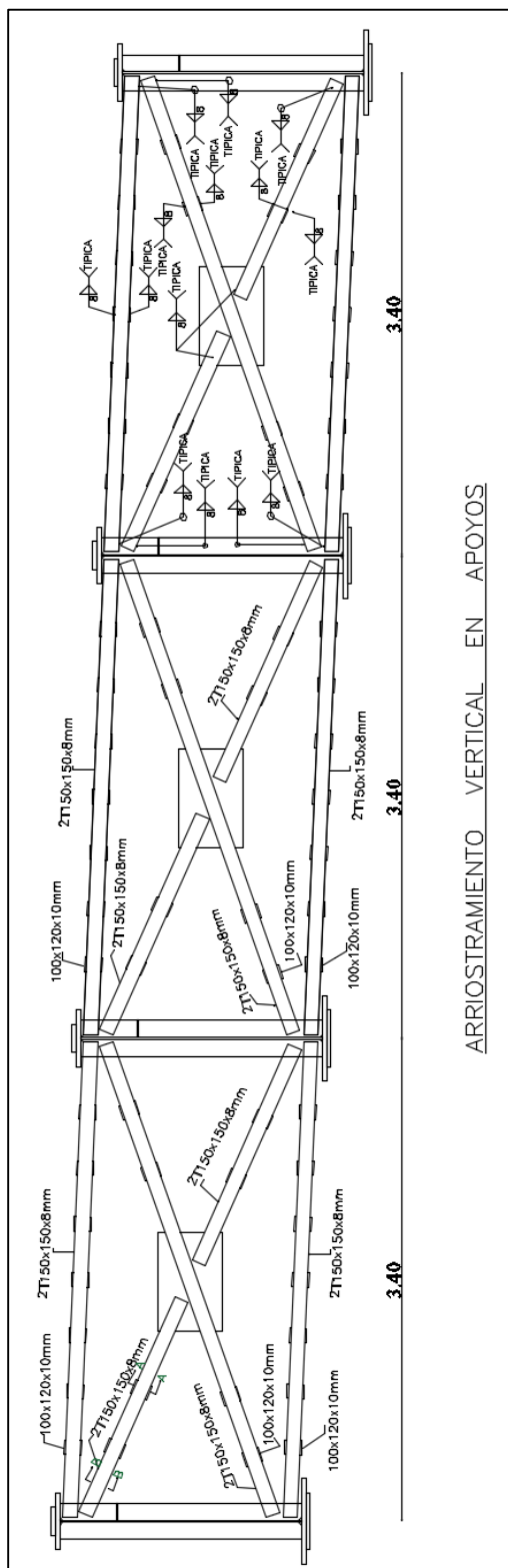


Figura 214. Tipo y localización de suelda unión Sección Tipo I.
Adaptado: (EPMMOP, 2003)

5.4 Verificación a Fuerza Axial.

5.4.1 Sección Tipo I.

Debido a que los elementos que se refuerzan forman parte de una celosía, se verifica el desempeño de resistencia únicamente ante cargas axiales, el cortante y el momento son despreciables.

Las Figuras 215, 216 y 217 muestran, para la Sección Tipo I, el diagrama de axiales reportado por el software para el estado de Resistencia I, IV y V respectivamente, mientras la Figura 218 muestran el diagrama de axiales para el Evento Extremo I con Sismo NEC-15, se muestra el elemento más crítico.

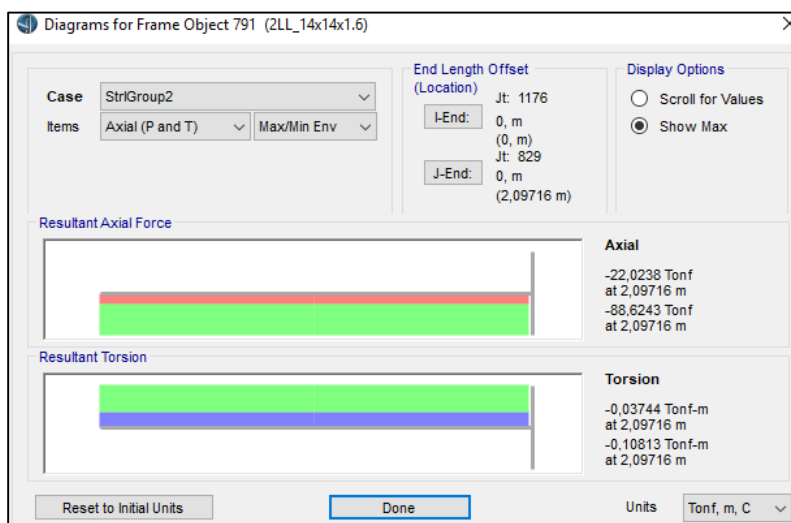


Figura 215. Diagrama axiales Sección Tipo I Resistencia I Tramo B2B3.

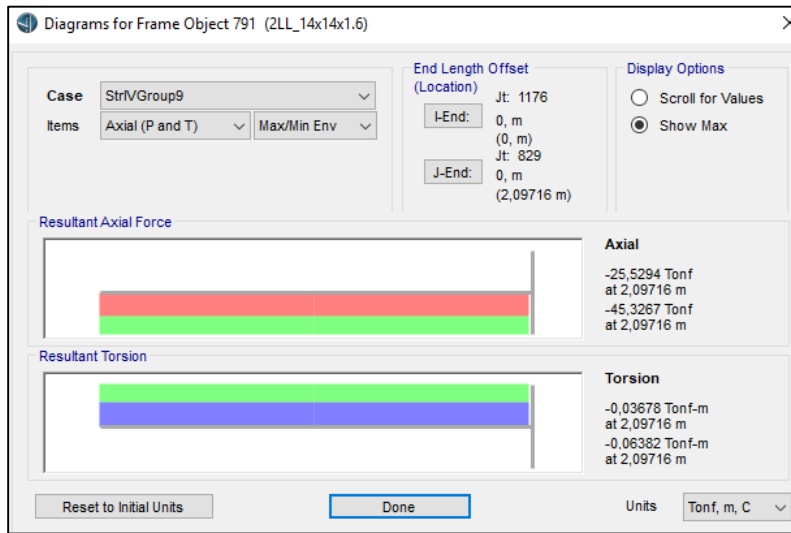


Figura 216. Diagrama axiales Sección Tipo I
Resistencia IV Tramo B2B3.

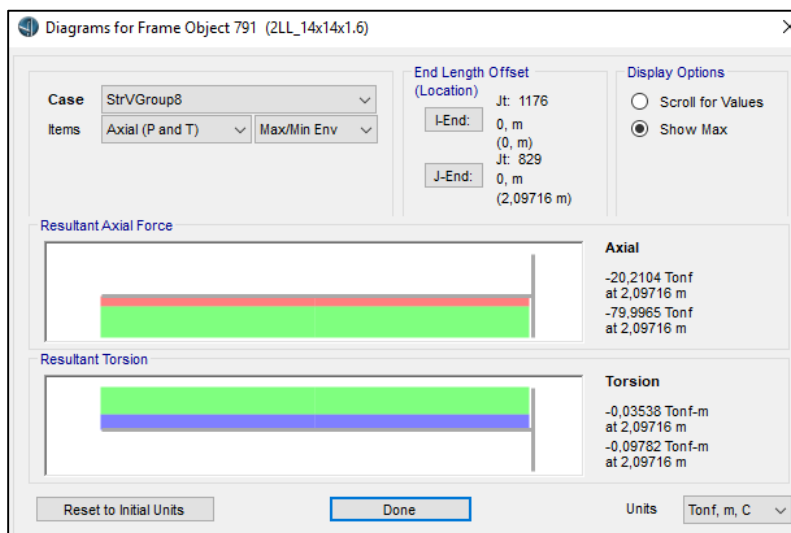


Figura 217. Diagrama axiales Sección Tipo I
Resistencia V Tramo B2B3.

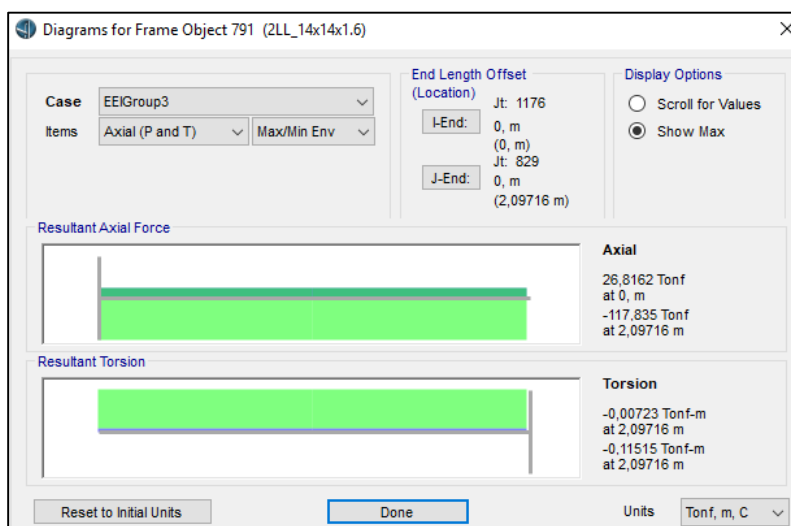


Figura 218. Diagrama axiales Sección Tipo I Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3.

Se puede verificar que la fuerza axial actuante más crítica corresponde a 117.84 T del Evento Extremo I con Sismo NEC-15:

$$Axial_{actuante} = 117.84 T \text{ (compresión)}$$

El software también puede reportar la fuerza axial resistente de la sección reforzada como lo muestra la Figura 219

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-117,762	146,167	192,441

Figura 219. Fuerza Axial Resistente sección reforzada Tramo B2B3.

Por lo tanto la fuerza axial resistente a compresión ($\phi * P_{nc}$ Capacity) es la siguiente:

$$Axial_{resistente} = 146.167 T$$

Se verifica lo siguiente:

$$Axial_{actuante} = 117.84 T < Axial_{resistente} = 146.167 T \rightarrow OK$$

Se concluye que la Sección Tipo I resiste la fuerza axial del Evento Extremo I con Sismo NEC-

5.4.2 Sección Tipo II.

Las Figuras 220, 221 y 222 muestran, para la Sección Tipo II, el diagrama de axiales reportado por el software para el estado de Resistencia I, IV y V respectivamente, mientras la Figura 223 muestran el diagrama de axiales para el Evento Extremo I con Sismo NEC-15, se muestra el elemento más crítico.

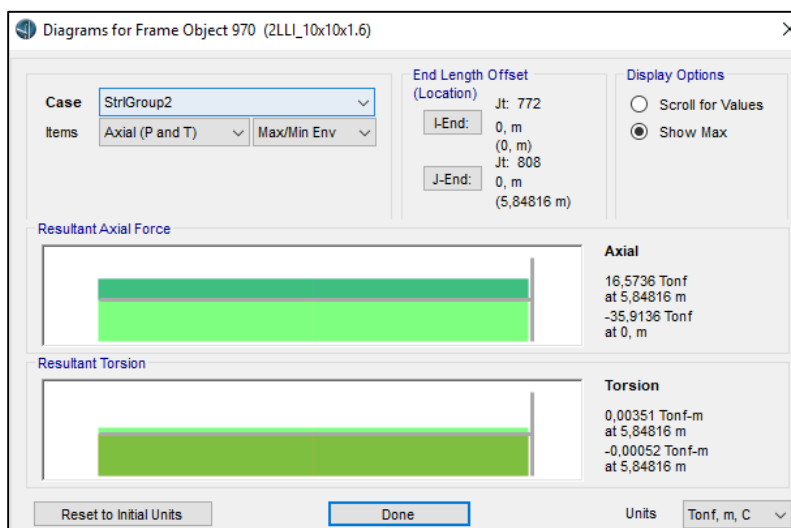


Figura 220. Diagrama axiales Sección Tipo II
Resistencia I Tramo B2B3.

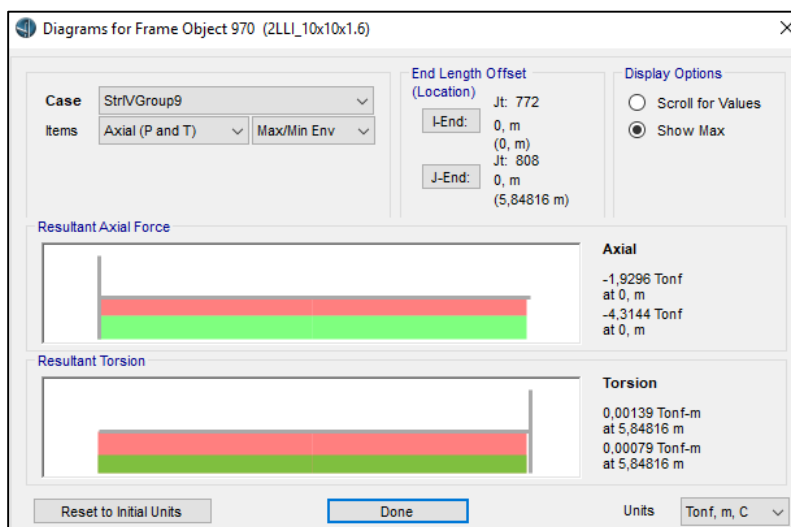


Figura 221. Diagrama axiales Sección Tipo II
Resistencia IV Tramo B2B3.

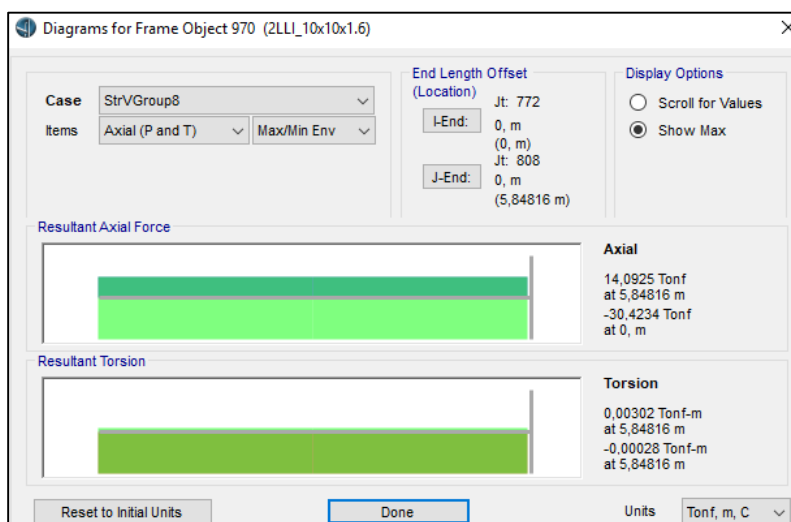


Figura 222. Diagrama axiales Sección Tipo II Resistencia V Tramo B2B3.

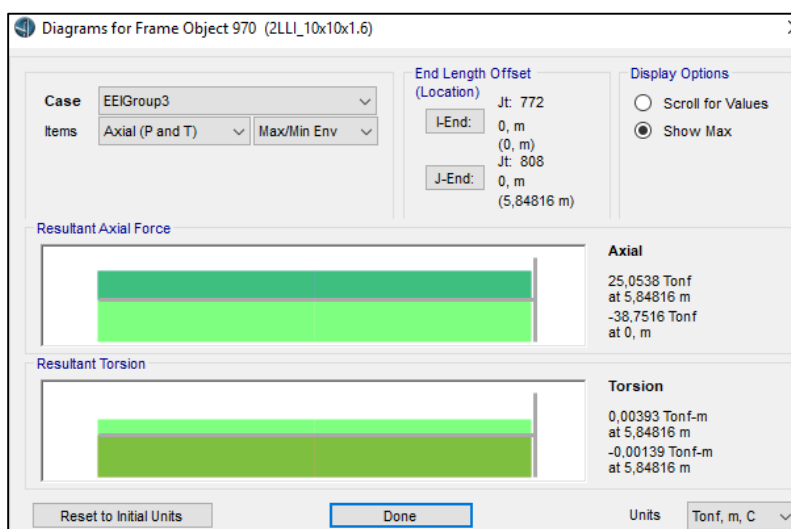


Figura 223. Diagrama axiales Sección Tipo II Extremo I con Sismo NEC-15 Tramo B2B3.

Se puede verificar que la fuerza axial actuante más crítica corresponde a 38.75 T del Evento Extremo I con Sismo NEC-15 y es la siguiente:

$$Axial_{actuante} = 38.75 T \text{ (compresión)}$$

El software también puede reportar la fuerza axial resistente de la sección reforzada como lo muestra la Figura 224.

	Pu	phi*Pnc	phi*Pnt
	Force	Capacity	Capacity
Axial	-35,907	50,602	134,125

Figura 224. Fuerza Axial Resistente
sección reforzada Tramo B2B3.

Por lo tanto la fuerza axial resistente a compresión ($\phi \cdot P_{nc}$ Capacity) es la siguiente:

$$Axial_{resistente} = 50.60 T$$

Se verifica lo siguiente:

$$Axial_{actuante} = 38.75 T < Axial_{resistente} = 50.60 T \rightarrow OK$$

Se concluye que la Sección Tipo II resiste la fuerza axial del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

5.5 Verificación Relación Demanda/Capacidad.

5.5.1 Sección Tipo I.

La Figura 225 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo I ubicada en los diafragmas sobre la Pila P2, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

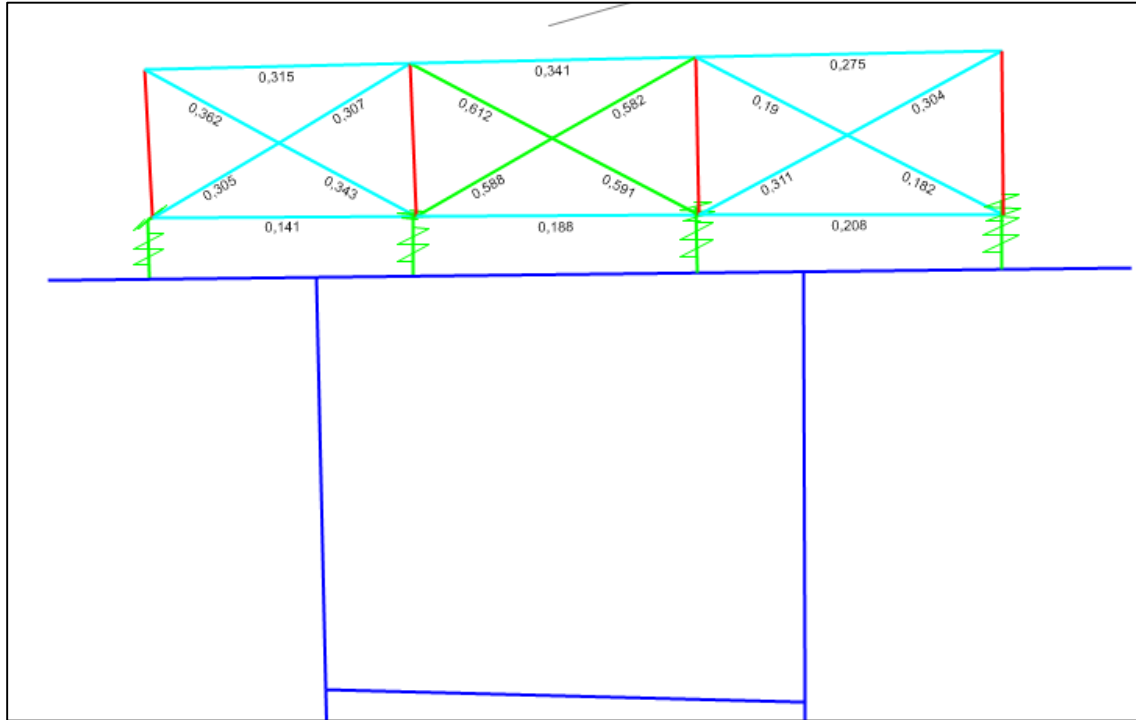


Figura 225. Relación D/C Diafragma reforzado en Pila P2 Tramo B2.

La Figura 226 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo I ubicada en los diafragmas sobre la Pila P1, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

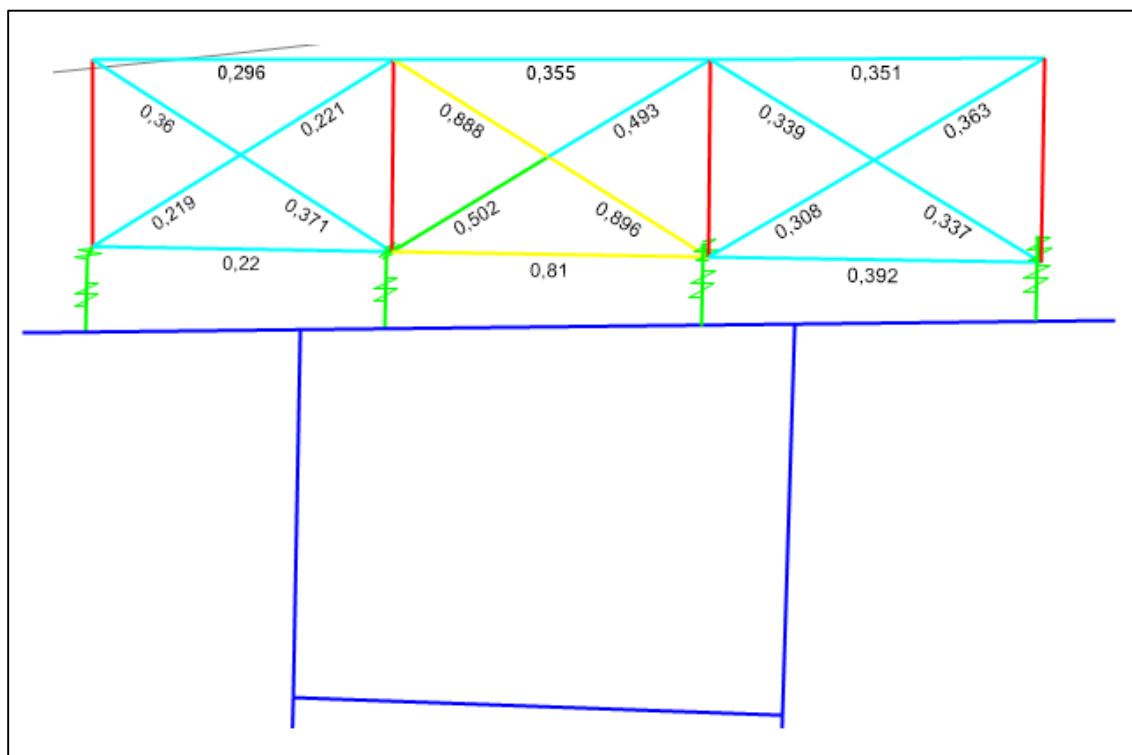


Figura 226. Relación D/C Diafragma reforzado en Pila P1 Tramo B3.

La Figura 227 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo I ubicada en los diafragmas sobre el Tornapunta del Tramo B2, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

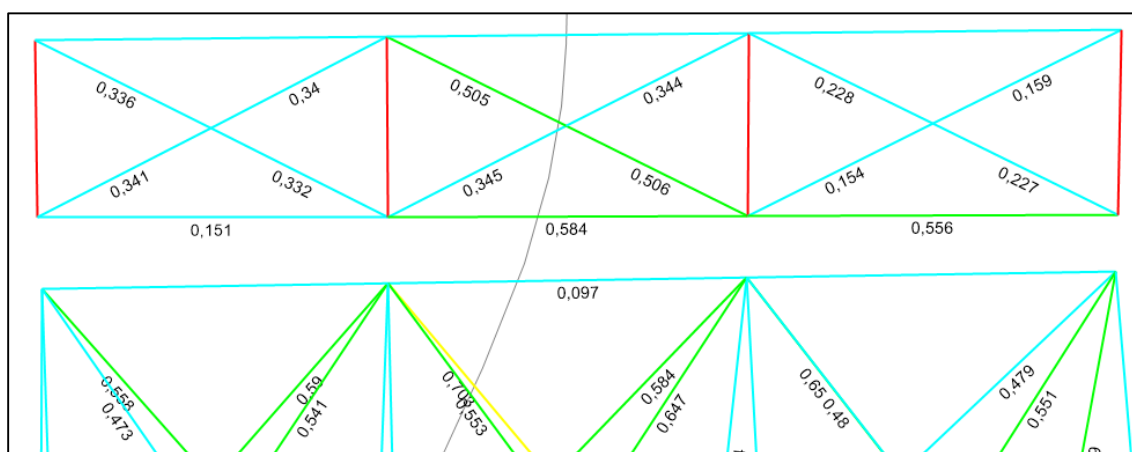


Figura 227. Relación D/C Diafragma reforzado en Tornapunta Tramo B2.

La Figura 228 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo I ubicada en los diafragmas sobre el Tornapunta del Tramo B3, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

5.5.2 Sección Tipo II.

La Figura 230 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo II ubicada en rigidizadores inferiores cerca de la Pila P1 del Tramo B2, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

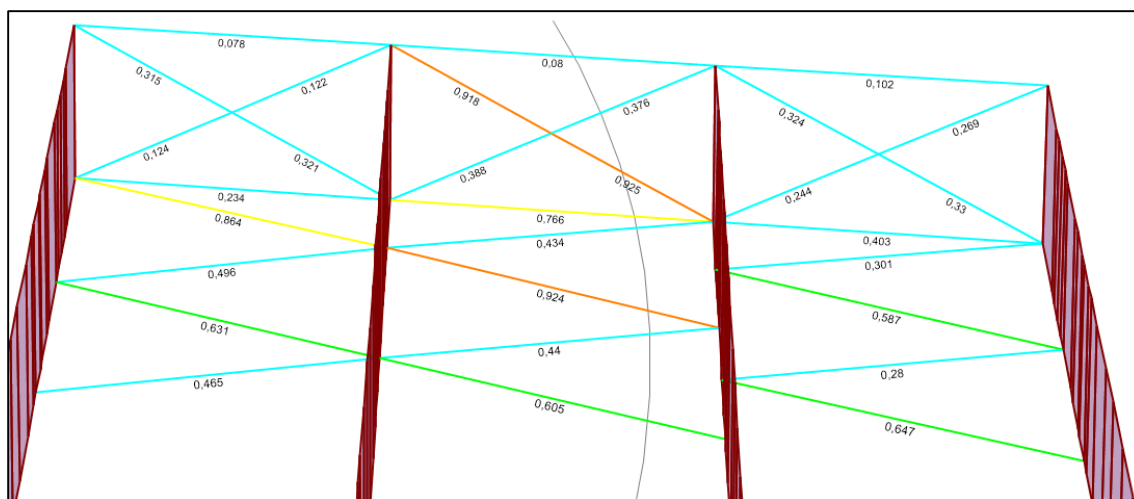


Figura 230. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Pila P1 Tramo B2.

La Figura 231 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo II ubicada en rigidizadores inferiores cerca del Tornapunta del Tramo B2, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

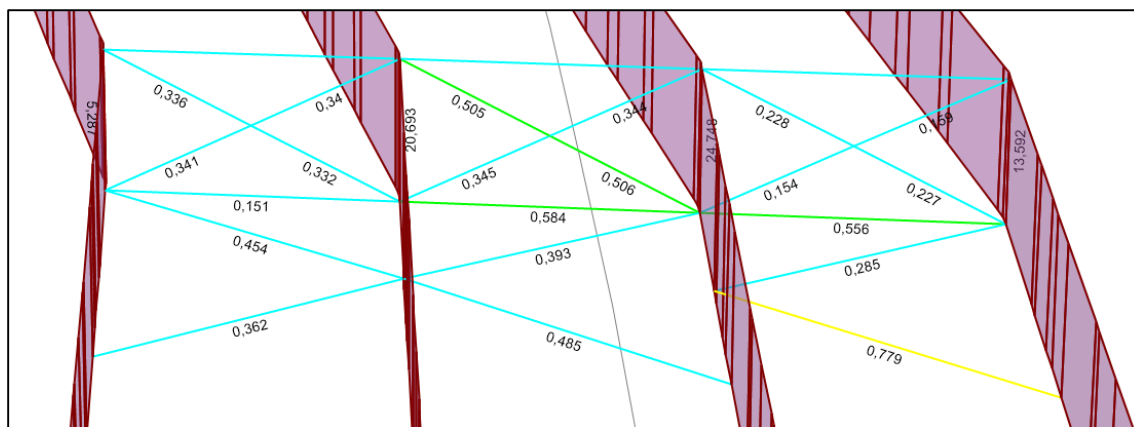


Figura 231. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Tornapunta Tramo B2.

La Figura 232 muestra que la relación D/C de la Sección Tipo II ubicada en rigidizadores inferiores cerca del Tornapunta del Tramo B3, resiste la demanda del Evento Extremo I con Sismo NEC-15.

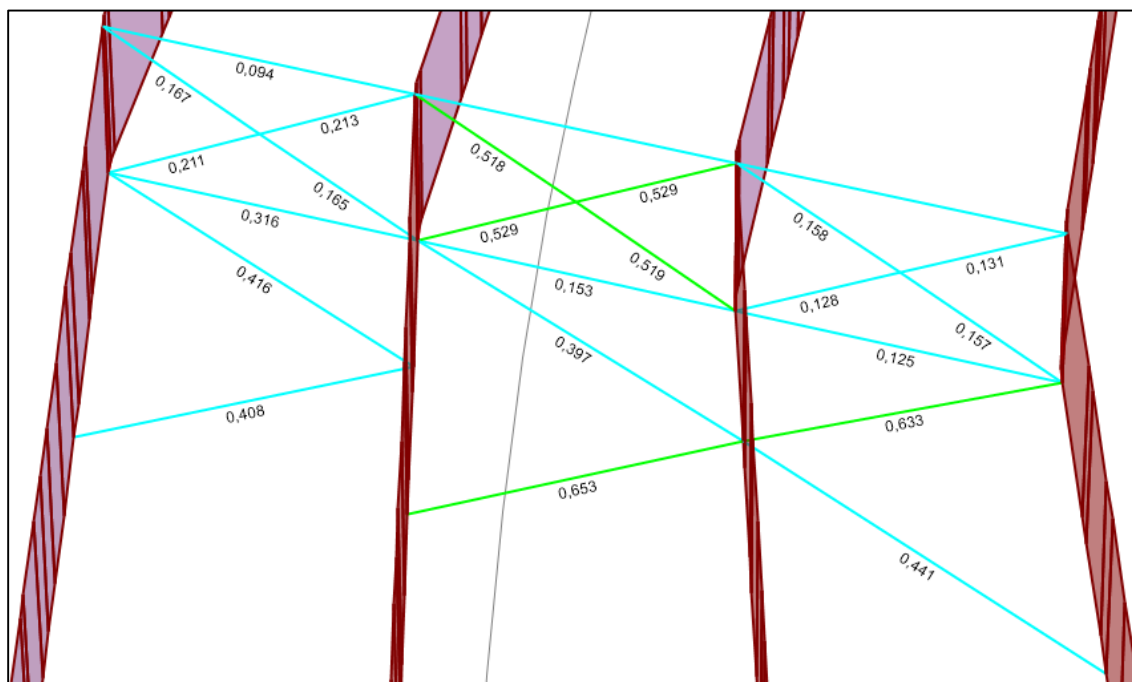


Figura 232. Relación D/C Rigidizador inferior reforzado en Tornapunta Tramo B3.

Se concluye que la Sección Tipo II (2LLI 10x10x1.6cm) utilizada para el reforzamiento de los rigidizadores inferiores en las zonas de apoyo de Pila P1 y Tornapunta del Tramo B2B3, satisfacen la Relación Demanda/Capacidad.

5.6 Resiliencia por Funcionalidad.

La resiliencia de un sistema es la capacidad que este tiene de minimizar el potencial de una respuesta no adecuada frente a eventos que tienen baja probabilidad de ocurrencia, pero altas consecuencias cuando suceden (Marjanishvili & Katz, 2014).

La resiliencia de un sistema puede ser lograda al reducir su probabilidad de falla frente a un evento extraordinario, así como la reducción de las consecuencias de tales fallas y el tiempo de recuperación (Bruneau & Reinhorn, 2006).

La evaluación de resiliencia debe seguir un proceso lógico, Marjanishvili & Katz (2014) mencionan que el punto de partida es la caracterización de los eventos extraordinarios, continuando con modelos matemáticos, modelamiento de daños y evaluación de pérdidas cuando se realiza el balance entre la funcionalidad de diseño y la funcionalidad luego del evento extraordinario.

Esta evaluación no aplica solamente a estructuras existentes, sino también a nivel de diseño puesto que el ingeniero estructural puede encontrarse frente a las siguientes decisiones que dicten el diseño final:

1. Sin Intervención. Se procede con el diseño convencional de la estructura y se acepta las consecuencias de las amenazas analizadas (Marjanishvili & Katz, 2014).
2. Resistencia al Colapso. Se implementa resistencia al colapso y se mitigan en cierto porcentaje las consecuencias de las amenazas analizadas (Marjanishvili & Katz, 2014).
3. Fortalecimiento Selectivo. Se mantiene el diseño convencional, pero selectivamente se fortalecen columnas para minimizar el daño (Marjanishvili & Katz, 2014).
4. Reconfiguración de la Estructura. Se puede cambiar la orientación de las columnas para minimizar el daño (Marjanishvili & Katz, 2014).
5. Reconfiguración del Sitio. Esta acción requiere de la intervención del arquitecto y dueños del proyecto puesto que el cambio es más profundo (Marjanishvili & Katz, 2014).

Todas estas decisiones influyen directamente en el diseño de la estructura, así como en el costo de construcción, y deben ser orientadas a la optimización de la resiliencia del sistema (Magalhaes, Cunha, & Caetano, 2008).

La Figura 233 muestra el comportamiento de la funcionalidad de una estructura frente a la presencia de un evento extraordinario y una intervención técnica posterior (reforzamiento o rehabilitación) durante un intervalo de tiempo.

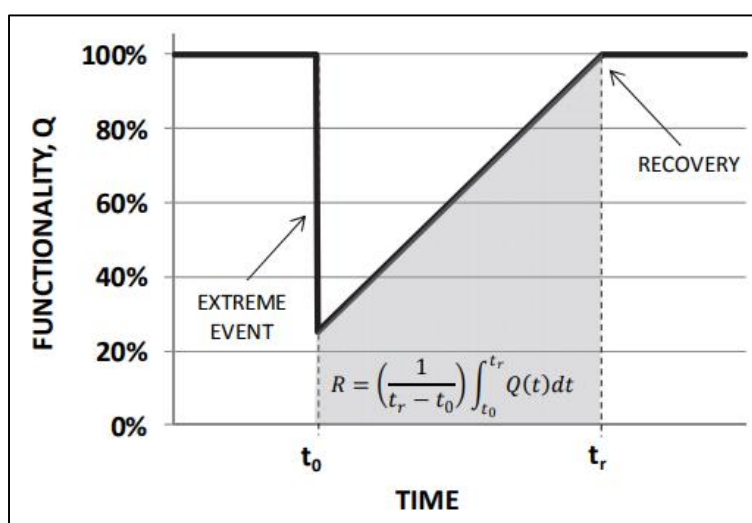


Figura 233. Funcionalidad vs. Tiempo de una estructura.

Fuente: (Marjanishvili & Katz, 2014)

En la figura anterior se puede observar que al inicio de la vida de la estructura la funcionalidad es del 100% puesto que se encuentra en las condiciones de diseño, sin pérdidas o reducciones de resistencia y/o rigidez, luego de un tiempo “ t_0 ” ocurre un evento extraordinario (sismo, inundación, incendio, explosión, etc.) y la funcionalidad cae drásticamente a un 25% aproximadamente, esto indica que la estructura presentó un comportamiento no adecuado frente al evento, y por lo tanto aparecieron fallas que han debilitado y dejado vulnerable a la estructura. En este punto se realiza una intervención técnica con el objetivo de reestablecer la funcionalidad de la estructura en un tiempo “ t_r ”. Vale mencionar que no siempre se logra reestablecer el 100%

de funcionalidad, se puede aceptar un rango de recuperación dependiendo de la importancia de la estructura.

En resumen un sistema resiliente logra los siguientes objetivos:

- Reducir probabilidad de fallas (Bruneau & Reinhorn, 2006).
- Reducir las consecuencias de las fallas, en términos de pérdidas humanas, daño y consecuencias económicas y sociales negativas (Bruneau & Reinhorn, 2006).
- Reducir el tiempo de recuperación a un nivel aceptable de funcionalidad (Bruneau & Reinhorn, 2006).

Bruneau & Reinhorn, (2006) muestra que se pueden relacionar otros parámetros que representen la funcionalidad de la estructura con el tiempo de vida de la misma, en la Figura 234 se muestra la curva de resiliencia de la infraestructura de una comunidad con el tiempo.

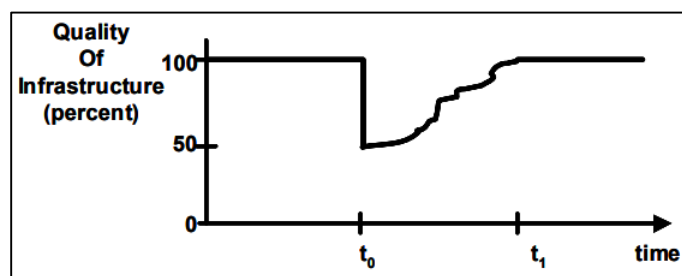


Figura 234. Calidad vs. Tiempo de una Infraestructura.

Fuente (Bruneau & Reinhorn, 2006):

Se puede observar que la curva de la figura anterior es similar a la curva de la Figura 233, donde 100% significa que no hay degradación y 0% significa pérdida total.

La Figura 235 muestra la presencia de múltiples eventos extraordinarios, en teoría, si existen infinitos eventos disponibles, el tiempo de recuperación debe acercarse asintóticamente a cero. En la práctica, a pesar de disponer de financiamiento y capacidades laborales, las limitaciones humanas dictarán el tiempo de recuperación.

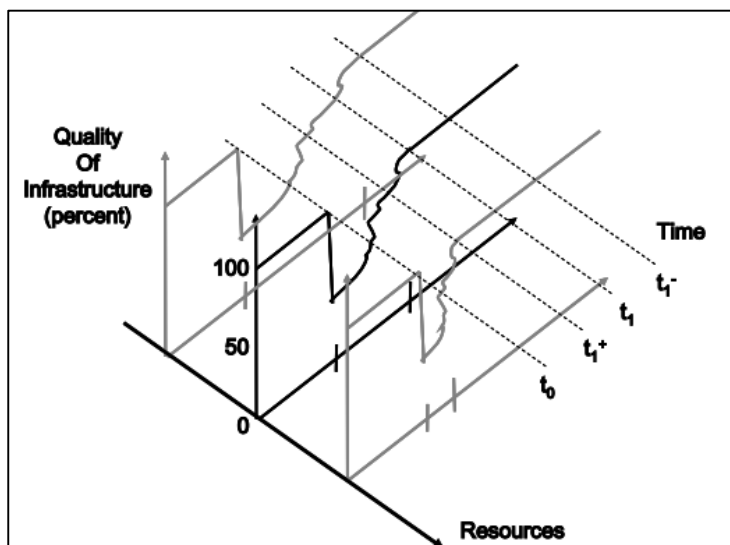


Figura 235. Calidad vs. Tiempo de una Infraestructura para varios eventos.
Fuente (Bruneau & Reinhorn, 2006).

La Figura 236 muestra el comportamiento de la deformación en el estado de Servicio II a través del tiempo del Tramo B2B3, el punto al inicio de la vida útil de la estructura (100% Superestructura e Infraestructura) muestra un valor de deformación de 6.73cm y con el paso del tiempo hasta la actualidad (15 años), se determinó una deformación de 7.47cm mediante la calibración del modelo analítico con el experimental (75% Superestructura y 80% Infraestructura), ambos puntos se unen con una tendencia descendente que responde al deterioro natural de la estructura, a diferencia de la curva teórica presentada anteriormente, la cual se mantiene constante hasta que se presenta un evento extraordinario.

Se propone un reforzamiento en el segundo punto de la curva, con lo cual la tendencia descendente cambia y empieza a recuperarse del deterioro, esto ocasiona que se reduzca la deformación. Cabe mencionar que las tendencias de las curvas se han introducido asumiendo un comportamiento exponencial debido a que no se posee un mayor número de puntos para construir la gráfica. En base a las curvas presentadas anteriormente, se debe indicar que al momento de

presentarse un evento extraordinario, la curva de resiliencia del Tramo B2B3 puede caer bruscamente y no seguir la tendencia presentada en la Figura 236.

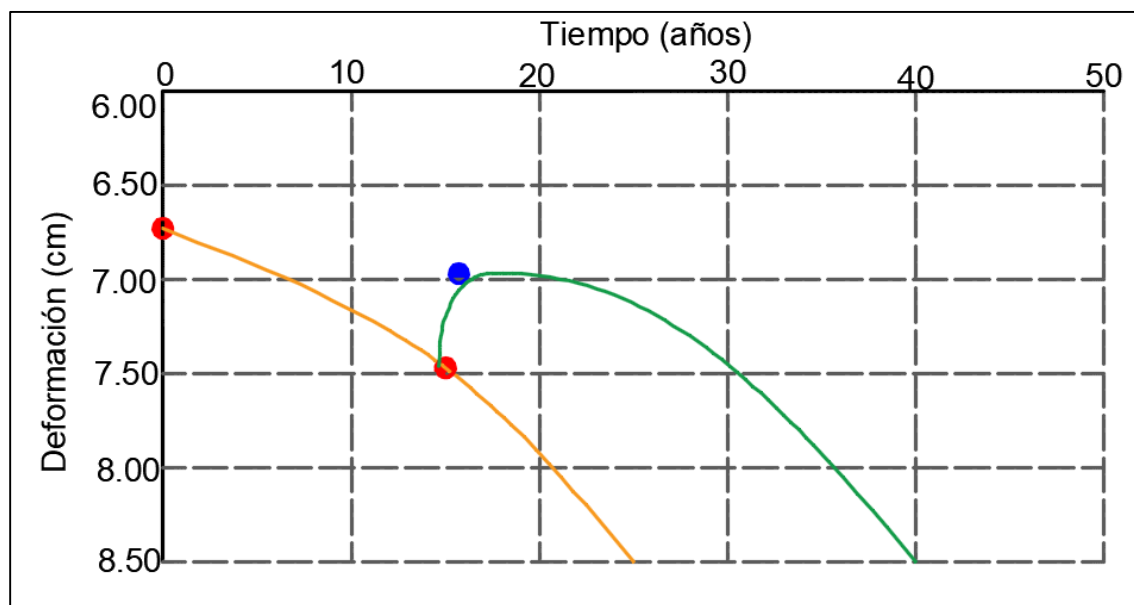


Figura 236. Curva de resiliencia Deformación vs Tiempo Tramo B2B3.

La Figura 237 detalla el comportamiento del periodo en el eje Z a través del tiempo, al inicio la estructura presenta un periodo de 0.33s (100% Superestructura e Infraestructura), hasta la actualidad ha perdido rigidez (75% Superestructura y 80% Infraestructura) con lo que el periodo llego a 0.36s. Una vez implementado el refuerzo la superestructura gana rigidez llegando a un periodo de 0.34s, produciéndose un desfase en la curva.

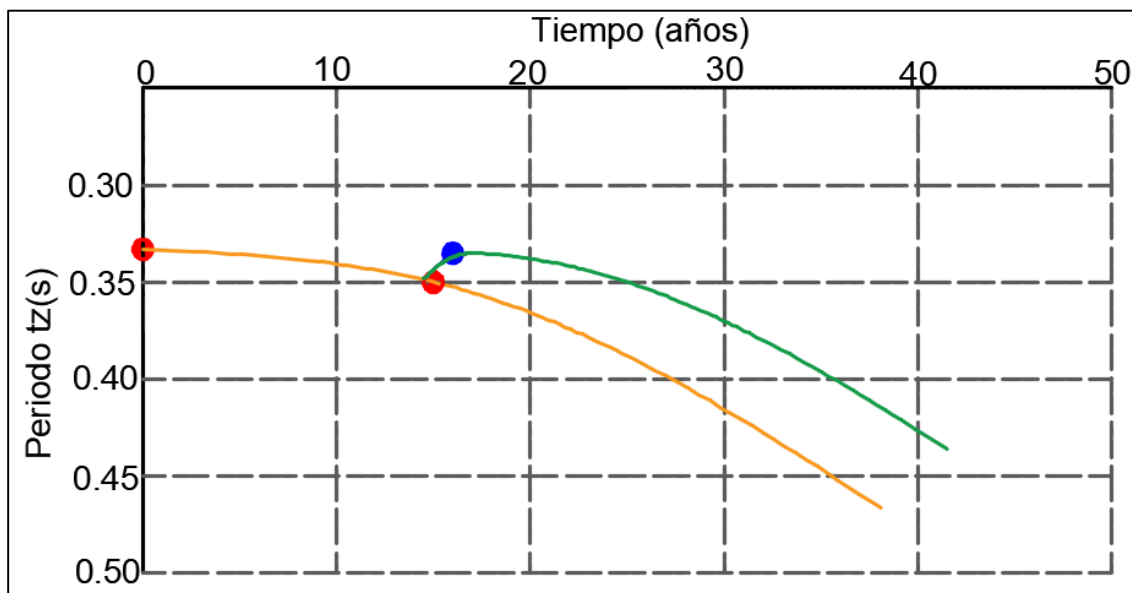


Figura 237. Curva de resiliencia Período en Z vs Tiempo Tramo B2B3.

Se recalca que este tipo de graficas son importantes para la evaluación de una estructura y la intervención preventiva, en futuras investigaciones del Puente Zábiza se recomienda continuar con el monitoreo presentado en este proyecto para refinar la curva y obtener más puntos a lo largo del tiempo.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones.

Los tramos A1, A2, A3, A4, A5, B1 y B4 durante la calibración del modelo analítico presentaron un porcentaje de reducción de inercia del 80-85% en la superestructura y del 90-95% en la infraestructura lo cual se cataloga como deterioro leve. Sin embargo los tramos B2 y B3 presentaron la mayor reducción de inercia, 75% en superestructura y 80% en infraestructura, lo cual se considera un deterioro medio.

El tramo B2B3 no cumple con el límite de deflexiones en el estado de Servicio II, si bien la deformación presentada por el modelo es mayor a la recomendada por la norma, esta no representa un riesgo potencial o colapso del puente, sin embargo pueden provocar el deterioro de la carpeta de rodamiento debido a la aparición de fisuras que afectan a la serviciabilidad del puente.

Las secciones en el centro de luz de los tramos B2 y B3 están trabajando al 80% de su capacidad resistente cuando se aplica el estado límite de Resistencia I. En términos de esfuerzo, la sección ubicada a una longitud de 45.5m ha entrado en un 0.43% al estado plástico lo cual es aceptable, el resto de puntos continua trabajando dentro del rango lineal.

En cuanto al análisis sísmico, los objetivos de rehabilitación **g** y **I** mostraron que las secciones en el centro de luz de los tramos B2 y B3 están trabajando al 70% de su capacidad resistente cuando se aplica el Evento Extremo I con sismo Ocasional y al 75% en el Evento Extremo I con sismo Raro. En términos de esfuerzo, se concluye que las secciones de los tramos B2 y B3 están trabajando al 87% del límite elástico con sismo Ocasional y al 92% del límite elástico con sismo Raro.

A partir del ensayo con carga dinámica y del procesamiento de señales mediante FFT se determinó que los períodos de vibración del Puente Zábiza varían entre 0.2026s-0.4588s en sentido longitudinal (Eje X), entre 0.2122s y 0.7162s en el sentido transversal (Eje Z) y entre 0.1976s-0.3868s en el sentido vertical (Eje Z).

Los periodos experimentales y calibrados en los ejes X y Z presentaron un aceptable acercamiento, con lo que se puede concluir que el modelo analítico se encuentra calibrado para las diferentes reducciones de inercia. Sin embargo se nota una diferencia en los períodos del eje Y, debido a que durante el ensayo de carga dinámica, el tráfico vehicular únicamente excitaba a la estructura verticalmente por su peso y longitudinalmente por su movimiento a lo largo del puente, en el sentido transversal no ocurrió una excitación importante durante el ensayo. Por este motivo solamente se tomaron en cuenta los períodos en los sentidos X y Z para este proyecto.

El modelamiento de los tramos A1, A2, A3, A4, A5, B1, B2 B3 y B4 del Puente Zábiza fue realizado en el software dirigido a puentes CSI BRIDGE, obteniéndose resultados satisfactorios en la comparación del modelo analítico con el experimental.

Se realizó un modelo alternativo en el software SAP2000 con el objetivo de validar los resultados del análisis modal del CSI BRIDGE y prescindir de errores de modelamiento, así como las reducciones de inercia realizadas en la calibración de los modelos matemáticos.

Se pudo verificar que el software SAP2000 no tiene la misma precisión que el CSI BRIDGE para ensamblar el puente, sobre todo en las zonas donde se juntan varios elementos y forman nudos, por lo que no fue utilizado para el análisis de estado resistente y servicio.

Del ensayo de esclerómetro se obtuvo la resistencia a compresión de la Pila P3=404 kg/cm², Tablero del Tramo B1 = 576 kg/cm² y Viga de Hormigón Preesforzado del Tramo A5 = 424 kg/cm², superando ampliamente a las resistencias originales de 240 kg/cm², 280 kg/cm² y 350

kg/cm² respectivamente. Se concluye que los resultados de resistencia obtenidos únicamente proporcionan una idea general de la resistencia a compresión real de los elementos estructurales, y que se requieren otro tipo de ensayos tales como la extracción de núcleos *in-situ* para su comprobación.

Debido a que los resultados del ensayo de esclerómetro superaron las resistencias de diseño, estos no se pudieron comparar con las resistencias del modelo calibrado, puesto que el esclerómetro únicamente proporciona una idea general de este parámetro, por lo cual se necesitan otros métodos experimentales.

La Sección Tipo I y Tipo II reforzaron la estructura en términos de resistencia puesto que satisfacen la demanda axial del estado límite de Resistencia I y además se verificó que presentan un comportamiento adecuado frente al Evento Extremo I con Sismo de Diseño NEC-15.

Debido a que no se tiene un registro de la existencia de algún evento extraordinario desde la construcción del puente hasta la fecha de este estudio, el incremento de deformaciones en el Puente Zámbriza responde principalmente al aumento del parque automotor en la ciudad de Quito. La propuesta de reforzamiento además de satisfacer este incremento, también corrige aquellos elementos estructurales que han tenido el mayor desgaste y previene el daño en estos elementos en caso de presentarse el Evento Extremo con cualquiera de los sismos de análisis.

La metodología de monitoreo realizada en el Puente San Pedro por Vinueza Elizalde (2017) ha sido implementada con éxito en el Puente Zámbriza, teniendo en cuenta los ajustes propios de este proyecto, obteniéndose resultados satisfactorios puesto que se ha podido determinar el estado resistente de la estructura y realizar una propuesta de reforzamiento en las zonas donde se detectó la mayor reducción de rigideces y resistencias.

Si bien la metodología desarrollada en este proyecto no permite determinar las causas o el origen de la reducción de la resistencia en las estructuras, si permite localizar las zonas donde han ocurrido estas reducciones, se concluye por lo tanto que el presente trabajo es aplicable a otras estructuras de puente en términos de evaluación del estado resistente y propuestas de reforzamiento.

6.2 Recomendaciones.

Se recomienda extraer núcleos de hormigón *in situ* para verificar las resistencias a compresión obtenidas en este proyecto por el método del esclerómetro debido a que este último solamente otorga una idea general de la resistencia a compresión de los elementos ensayados.

Se comprobó que durante un ensayo de carga dinámica en condiciones normales, la estructura no sufre excitaciones importantes en el sentido transversal, por lo que se recomienda utilizar métodos de excitación inducida a través de vibrocompactadora.

Se comprobó que las rigideces de los apoyos que conectan la superestructura con la infraestructura tienen gran incidencia en la respuesta vibratoria del puente, se recomienda elegir estos valores cuidadosamente mientras se realiza el modelo matemático. Se sugiere en futuras investigaciones del Puente Zámbriza, realizar un estudio más exhaustivo de dichas rigideces, otorgando en lo posible un valor de rigidez propio a cada apoyo, de tal manera que se puedan optimizar los modelos matemáticos realizados en este proyecto y que los resultados tengan mayor precisión.

Se recomienda implementar la propuesta de reforzamiento realizada en este proyecto, para evitar que los elementos estructurales en las zonas de apoyo de la superestructura entren en el rango inelástico cuando se presente cualquiera de los sismos puestos a prueba (NEC-15, Ocasional

y Raro). Las zonas de apoyo son las responsables de transmitir las cargas de la superestructura hacia la infraestructura, por lo que representa una región importante en la funcionalidad del puente.

Se recomienda aplicar la metodología de monitoreo y vigilancia desarrollada en el Puente Zámbriza, a otras estructuras de puente en las que se requiera conocer su estado resistente y detectar daños en la estructura. Los criterios utilizados en este proyecto para la evaluación estructural son válidos para analizar puentes, en caso que se requiera analizar otro tipo de estructuras, se deberán hacer los ajustes necesarios según el proyecto.

Se recomienda continuar el monitoreo del Puente Zámbriza con el fin de construir una curva de resiliencia más refinada y que contenga mayor información respecto a la evolución del comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil.

REFERENCIAS.

- AASHTO. (2014). *LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*. Washington.
- Aguiar, R. (2015, Julio 13). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Retrieved from <http://www.researchgate.net/publication/277305703>
- AISC 360-10. (2010). Especificación para Construcciones de Acero. Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.
- Alvarado, A. (2016, Abril 23). *La magnitud de un sismo es lo más difícil de identificar*. Retrieved from <https://www.eltelegrafo.com.ec/noticias/de7en7/1/la-magnitud-de-un-sismo-es-lo-mas-dificil-de-identificar>
- Amézquita Sánchez, J. P. (2012, Noviembre). *Monitoreo en tiempo real para detectar daños en estructuras*. Retrieved from <http://ri.uaq.mx/xmlui/handle/123456789/1097>
- Ardila Rueda, E. (2011, Septiembre 20). *Temblores superficiales son los de mayor peligro*. Retrieved from <http://www.vanguardia.com/santander/bucaramanga/122817-temblores-superficiales-son-los-de-mayor-peligro>
- Arkiplus. (2016, Abril 25). *Historia de los puentes*. Retrieved from <http://www.arkiplus.com/historia-de-los-puentes>
- ASCE7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Retrieved from <http://ASCE7.online>
- ASTM. (2015). *Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete*. Retrieved from <https://www.astm.org/Standards/C805.htm>
- Atiaga, G. (2002, Diciembre). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PASOS ELEVADOS Y PUENTES QUE FORMAN PARTE DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO – ADAPTACIÓN Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA HAZUS®99*. Retrieved from http://www.savgis.org/SavGIS/Etudes_realisees/DEMORAES_ATIAGA_Vulnerabilidad_sismica_puentes_2003.pdf
- Barbat, A., & Aguiar Falconí, R. (2011). Espectros elásticos asociados a las fallas de Quito. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 107-137.
- Barona, Á., & Guitérrez, A. (2017, Mayo). *Análisis estructural y propuesta de alternativas de reforzamiento para el laboratorio del Departamento de Ciencias de Energía y Mecánica de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE*. Retrieved from <http://repositorio.espe.edu.ec/handle/21000/13042>
- Betancourt, G. (2013). *SCRIBD*. Retrieved from Evolucion Historica de Los Puentes II: <https://www.scribd.com/doc/141021447/Evolucion-Historica-de-Los-Puentes-II>
- Bilbao Vera, F. J. (2011). *ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA DE LA TRANSFORMACIÓN DEL EDIFICIO DEL HOSPITAL DE LA UNIÓN EN UN CENTRO DE GERIATRÍA*

- REGIONAL*. Retrieved from <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2011/bmfcib595e/doc/bmfcib595e.pdf>
- Bruneau, M., & Reinhorn, A. (2006, Abril 22). *Overview of the Resilience Concept*. Retrieved from <https://www.eng.buffalo.edu/~bruneau/8NCEE-Bruneau%20Reinhorn%20Resilience.pdf>
- Caiza Sánchez, P., Andrewes, B., & LaFave, J. (2012, Octubre 1). *Analytical Modeling and Damage Assessment of Shallow Embedment Pile-Deck Connections*. Retrieved from <http://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1260/1369-4332.15.10.1673>
- Carrizo, M. (2014, Junio). *Fourier y el procesamiento digital de señales*. Retrieved from <http://lcr.uns.edu.ar/fvc/NotasDeAplicacion/FVC-Martin%20Carrizo.pdf>
- Cauchos Vikingo. (2018). *Apoyos De Neopreno Para Puentes*. Retrieved from <https://cauchosvikingo.com/apoyos-de-neopreno-para-puentes/#pot>
- Cimbala, J. (2010, Febrero 22). *Fourier Transforms, DFTs, and FFTs*. Retrieved from http://www.mne.psu.edu/cimbala/me345/Lectures/Fourier_Transforms_DFTs_FFTs.pdf
- Comisu, C. C., Taranu, N., Boaca, G., & Scutaru, M. C. (2017). Structural health monitoring system of bridges. *Procedia Engineering*, 2054-2059.
- De León, D., & Honorato, J. C. (2015, Febrero 23). *Tiempo estimado para mantenimiento de un puente de concreto reforzado expuesto a corrosión en el Valle de Toluca aplicando criterios probabilistas*. Retrieved from http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112015000100005
- Díaz, S., Lopez Amo, M., Jáuregui, C., & López Higuera, J. M. (2009). *Comparación de dos técnicas de demultiplexación de sensores: la Transformada Rápida de Fourier y el método de Clasificación de Múltiples Señales*. Retrieved from <https://repositorio.unican.es/xmlui/bitstream/handle/10902/4780/Comparaci%C3%B3n%20de%20dos%20t%C3%A9cnicas.pdf?sequence=1>
- Eguez, A., Alvarado, A., Yopez, H., Machette, M., Costa, C., & Dart, R. (2003, Mayo). *Database and Map of Quaternary faults and folds of Ecuador and its offshore regions*. Retrieved from https://pubs.usgs.gov/of/2003/ofr-03-289/ofr-03-289.html#_Toc457445927
- EPMMOP. (2003). *Diseño de las Estructuras Metálicas*. Quito.
- Fleuty, M. (2012, Abril 8). *Pliegue, plegamiento*. Retrieved from <https://glosarios.servidor-alicante.com/geologia/pliegue-plegamiento>
- Gaviña, J. R., Uy, F. A., & Carreon, J. D. (2017). *Wireless Smart Sensor Network System Using SmartBridge Sensor Nodes for Structural Health Monitoring of Existing Concrete Bridges*. Retrieved from <http://iopscience.iop.org/article/10.1088/1757-899X/216/1/012050/meta;jsessionid=7172EE212EB10CC89A7DA6131EA0B07F.ip-10-40-2-120>
- Google Maps. (2018). Retrieved from <https://www.google.com/maps>

- Guzmán, D., González, M., Salvador, G., Zabala, G., & Castillo, A. (2015, Mayo 6). *Actualización del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la Parroquia "Zambiza"*. Retrieved from http://app.sni.gob.ec/sni-link/sni/PORTAL_SNI/data_sigad_plus/sigadplusdiagnostico/176811080001_PDOT_Parroquia_Zambiza_2015_Final_15-05-2015_15-27-47.pdf
- INEC. (2017, Noviembre 13). *ecuadorencifras.gob.ec*. Retrieved from <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/base-de-datos-censo-de-poblacion-y-vivienda/>
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología. (n.d.). *Anuario Meteorológico*. Retrieved from <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/>
- Jiang, X., & Adeli, H. (2007, Julio). *Pseudospectra, MUSIC, and dynamic wavelet neural network for damage detection of highrise buildings*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/227844743_Pseudospectra_MUSIC_and_dynamic_wavelet_neural_network_for_damage_detection_of_highrise_buildings
- Libelium. (2015). *Libelium Comunicaciones Distribuidas S.L.* Retrieved from <http://www.libelium.com/>
- Magalhaes, F., Cunha, A., & Caetano, E. (2008). Dynamic Monitoring of a Long Span Arch Bridge. *Engineering Structures*, 3034-3044.
- Marjanishvili, S., & Katz, B. (2014, Mayo 22). *A Performance-Based Framework for Structural Resilience to Blast-Induced Damage*. Retrieved from <https://docs.lib.purdue.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1004&context=i3r2>
- Matute Rubio, L., & Pulido Sánchez, I. (2012, Febrero 23). *MEDIDAS EFICIENTES EN LA CONSERVACIÓN DE PUENTES*. Retrieved from <http://www.ideam.es/files/articles/Conservaci%C3%B3n%20Puentes.pdf>
- Ministerio de Transporte y Obras Públicas. (2017). *El mantenimiento de vías y puentes es parte de las obras integrales que ejecuta el Gobierno Nacional*. Retrieved from <http://www.obraspublicas.gob.ec/el-mantenimiento-de-vias-y-puentes-es-parte-de-las-obras-integrales-que-ejecuta-el-gobierno-nacional/>
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones República del Perú. (2006, Marzo 14). *GUÍA PARA INSPECCIÓN DE PUENTES*. Retrieved from https://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/otras/GUIA%20PARA%20INSPECCION%20DE%20PUENTES.pdf
- Molins, C., & Serrà, I. (2004, Abril 13). *ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO DE UN REFUERZO ESTRUCTURAL*. Retrieved from <http://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion/articloe/viewFile/419/492>
- Montalto Bolaños, E. J., & Liu Kuan, Y. C. (2017, Enero 26). *Prueba de vibración ambiental de puente tipo viga cajón de concreto presforzado*. Retrieved from <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/materiales/article/view/25421>

- NEC. (2015). *Peligro Sísmico. Diseño Sismoresistente*. Quito.
- NEC-15. (2014, Diciembre). *PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE*. Retrieved from <http://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-RE. (2015). *REHABILITACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS*. Retrieved from <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-RE.pdf>
- Noriega, M. (2016). *DEFINICIÓN Y ESTUDIO COMPARATIVO DE ESPECTROS PARA DISEÑO SÍSMICO DE LA NORMA NEC SE DS CON OTRAS NORMAS INTERNACIONALES*. Retrieved from <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/12493/TRABAJO%20PREVIO%200A%20LA%20DISERTACI%C3%93N%20DE%20GRADO%20MAR%C3%8DA%20RISTINA%20NORIEGA%20VEGA.pdf?sequence=1>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*.
- PATE C.A. (2017). *CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA DE ZAMBIZA, AV. SIMON BOLIVAR*. Retrieved from <http://www.pateca.com.ec/obras-destacadas.php?id=26>
- PNA. (2009). *ATLAS DE DEFORMACIONES CUATERNARIAS DE LOS ANDES*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/236035270_Atlas_de_deformaciones_cuaternarias_de_Los_Andes_Proyecto_Multinacional_Andino_Geociencia_para_las_Comunidades_Andinas
- PROCEQ. (2017). *Manual de operación*. Retrieved from Martillo para ensayos Manual de operación: https://www.proceq.com/uploads/tx_proceqproductcms/import_data/files/OrginalSchmidt_Operating%20Instructions_Spanish_high.pdf
- Quintana Rodríguez, J. (2009, Noviembre). *Análisis del Método de Búsqueda Global para la Detección de Daño y Monitoreo Estructural de Puentes*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/281866315_Analisis_del_Metodo_de_Busqueda_Global_para_la_Deteccion_de_Dano_y_Monitoreo_Estructural_de_Puentes
- Quishpe, D., & Quishpe, M. (2011, Noviembre). *ESPECTROS PARA EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO ASOCIADOS A LAS FALLAS DE: QUITO Y NANEGALITO*. Retrieved from <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/4922/1/T-ESPE-032965.pdf>
- Realpe, G. (2016, Noviembre). *Métodos de ensayo in situ utilizados en la evaluación de estructuras de hormigón armado*. Retrieved from <http://www.camicon.ec/wp-content/uploads/2015/11/ENSAYOS-NO-DESTRUCTIVOS-EN-LA-EVALUACI%C3%93N-DEL-HORMIG%C3%93N.pdf>
- Romo, M. (2015). *Puentes y Viaductos*. Quito.

- Tadeu Mascia, N., & Lenz Sartorti, A. (2011, Abril). *Identificación y análisis de patologías en puentes de carreteras urbanas y rurales*. Retrieved from http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732011000100001
- UNC. (2015). *Procesamiento Digital de Señales*. Retrieved from <http://www.dsp.efn.unc.edu.ar/documentos/FFT.pdf>
- Vinueza Elizalde, H. A. (2017). Determinación del Estado Actual Resistente y de Servicio Analizando la Estabilidad del Puente San Pedro. Sangolquí, Pichincha, Ecuador.
- Yamin, L., & Ruiz, D. (2014). *VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES EN COLOMBIA Y ESTRATEGIAS PARA REHABILITACIÓN*. Retrieved from https://www.researchgate.net/publication/264869362_U_N_I_V_VULNERABILIDAD_SISMICA_DE_PUENTES_EN_COLOMBIA_Y_ESTRATEGIAS_PARA_REHABILITACION
- Yu, Y., Xie, H., & Ou, J. (2010). Vibration Monitoring Using Wireless Sensor Networks on Dongying Huanghe River Bridge. *Earth andSpace 2010: Engineering, Science, Construction, and Operations in Challenging Environments*.