



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE ATIRANTADO Y UN
PUENTE ARCO NETWORK, COMPARACIÓN Y
DETERMINACIÓN DE LA SOLUCIÓN MÁS ÓPTIMA PARA UN
PUENTE DE 125 METROS DE LUZ SOBRE EL RÍO PUCARÁ
MAYU – LAMPA**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. DONALDO JOSUE HUANCA PONCE

Bach. LUIS ARTURO BUTRON VARGAS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2022



DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a:

A mis padres, Ninfa y Esteban; y hermanos, quienes me brindan su amor, esfuerzo y paciencia, que con sus oraciones y consejos me permiten alcanzar mis metas como persona.

Por: Donaldo Josue Huanca Ponce



Este trabajo está dedicado a:

A mi familia que, con amor, generosidad y paciencia,
me apoyó permanentemente en la formación con valores
humanos y en la formación universitaria.

A Maria Luisa, José Antonio, Telby, Luis y Claudia.

Por: Luis Arturo Butron Vargas



AGRADECIMIENTO

A nuestros abuelos y padres, por la formación, protección, apoyo y cariño brindados en cada etapa de la vida.

A nuestras familias, por los continuos aportes de lecciones de vida desde diferentes sabias perspectivas.

Al Profesor Yasmani Teófilo Vitulas Quille, por la orientación, por la confianza, paciencia, comprensión, amistad y motivación en el desarrollo de este trabajo.

A la Universidad Nacional del Altiplano, a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil y a todos sus docentes por su dedicación, sin medir esfuerzos y a su noble tarea. En especial a los Profesores Nicolás Luza, Néstor Suca, Raúl Echegaray, Jaime Medina y Roberto García.

A nuestros amigos, por compartir dificultades y alegrías en esta importante etapa de la vida, por su confianza, apoyo y motivación en la búsqueda de respuestas a los nuevos desafíos.



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE ACRÓNIMOS	
RESUMEN	29
ABSTRACT.....	30
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	31
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	31
1.2.1. Problema General	31
1.2.2. Problemas Específicos	32
1.3. IMPORTANCIA Y UTILIDAD DEL ESTUDIO	32
1.4. VARIABLES E INDICADORES: OPERACIONALIZACIÓN	33
1.4.1. Definición Conceptual y Operacional de Cada Variable.....	33
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	35
1.5.1. Objetivo General.....	35
1.5.2. Objetivos Específicos	35
CAPÍTULO II	
REVISIÓN DE LA LITERATURA	
2.1. ANTECEDENTES.....	36
2.2. ESTADO DEL ARTE EN PUENTES ATIRANTADOS DE UNA TORRE	39
2.2.1. Torre.....	41
2.2.1.1. Formas de la Torre con Dos Planos de Cables	42



2.2.1.2. Torre Inclinada.....	45
2.2.1.2.1. Puente Erasmus Bridge	45
2.2.1.2.2. Puente Sancho – El Mayor	46
2.2.2. Tablero	48
2.2.2.1. Vigas Longitudinales	49
2.2.3. Cables Atirantados	50
2.2.3.1. Disposición de los Tirantes	50
2.2.3.1.1. Longitudinal	50
2.2.3.1.2. Transversal	53
2.2.3.2. Espaciamiento de los Cables Atirantados en el Tablero.....	54
2.2.3.3. Módulo de Elasticidad Efectivo de los Cables	55
2.2.3.4. Tipos de Cables.....	57
2.2.3.4.1. Cable Locked Coil Modernas.....	57
2.2.3.4.2. Cable de Alambres Paralelos	59
2.2.3.4.3. Cable de Torones Paralelos	60
2.2.3.5. Calibración de Fuerza en los Cables.....	62
2.2.4. Anclajes	67
2.2.4.1. Anclaje en la Torre	67
2.2.4.2. Anclajes en la Viga	68
2.2.5. Métodos Constructivos de Puentes Atirantados	69
2.2.5.1. Por Cimbrado	69
2.2.5.2. Por Voladizos Sucesivos.....	70
2.3. ESTADOS DEL ARTE EN PUENTES EN ARCO TIPO NETWORK	70
2.3.1. Arco	72
2.3.1.1. Dimensiones del Arco.....	72
2.3.1.2. Forma del Arco	74
2.3.1.3. Arriostres entre los Arcos	76



2.3.2. Sistema Network.....	77
2.3.3. Péndolas	78
2.3.3.1. Disposición de las Péndolas.....	78
2.3.3.2. Vibraciones en las Péndolas.....	81
2.3.3.3. Mantenimiento de las Péndolas	81
2.3.4. Tirante – Tablero	82
2.3.5. Métodos Constructivos para Puentes en Arco	84
2.3.5.1. Montaje en Voladizo con Cables de Soporte.....	84
2.3.5.2. Levantar o Bajar un Medio Arco	85
2.3.5.3. Preensamblaje del Puente Completo.....	86
2.3.5.4. Construcción de Arcos Soportado por el Tablero.....	87
2.4. MARCO CONCEPTUAL.....	88
2.4.1. Filosofía del Diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design)	88
2.4.1.1. Estados Límites.....	89
2.4.1.1.1. Estado Límite de Servicio	90
2.4.1.1.2. Estado Límite de Fatiga	90
2.4.1.1.3. Estado Límite de Resistencia	90
2.4.1.1.4. Estado Límite de Evento Extremo	91
2.4.1.2. Ductilidad.....	91
2.4.1.3. Redundancia.....	91
2.4.1.4. Importancia Operacional.....	92
2.4.2. Análisis Estructural Lineal por el Método de la Rigidez.....	92
2.4.3. Análisis Multimodal Espectral.....	96
2.4.4. Análisis de Pandeo.....	98
2.4.4.1. Modos de Pandeo en los Arcos.....	100



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN.....	103
3.1.1. Enfoque de la Investigación.....	103
3.1.2. Diseño de la Investigación.....	103
3.2. MÉTODO.....	104
3.2.1. Muestra.....	104
3.2.2. Recolección de Datos.....	106
3.2.3. Análisis de Datos.....	106
3.2.4. Análisis Estructural Lineal por el Método de la Rigidez.....	109
3.2.4.1. Principio de los desplazamientos virtuales en el análisis de estructuras de barras.....	109
3.2.4.1.1. Descripción de la configuración deformada del elemento.....	109
3.2.4.1.2. Formulación de las funciones de forma.....	110
3.2.4.1.3. Los desplazamientos virtuales en la formulación de la ecuación de rigidez del elemento.....	114
3.2.4.1.4. Fórmula de matriz de rigidez de un elemento.....	116
3.2.4.1.5. Elaboración de la Matriz de Rigidez Elástica de Un Elemento.....	117
3.2.4.2. Método de la Rigidez – Procedimiento.....	125
3.3. MATERIALES.....	143

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS DE LA INGENIERÍA BÁSICA.....	144
4.1.1. Descripción del Puente Pucará Actual.....	144
4.1.2. Estudios Topográficos.....	144
4.1.3. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos.....	144
4.1.4. Estudios Geológicos y Geotécnicos.....	145
4.1.4.1. Información Geológica.....	145



4.1.4.2. Información Geotécnica.....	148
4.1.5. Estudio de Tráfico.....	149
4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.....	150
4.2.1. Concreto.....	150
4.2.1.1. Coeficiente de Expansión Térmica.....	150
4.2.1.2. Módulo de Elasticidad.....	151
4.2.1.3. Módulo de Poisson.....	152
4.2.1.4. Módulo de Ruptura.....	152
4.2.2. Acero de Refuerzo.....	152
4.2.2.1. Módulo de Elasticidad.....	152
4.2.3. Acero de Presfuerzo.....	152
4.2.3.1. Módulo de Elasticidad.....	152
4.2.4. Cables de Acero.....	153
4.3. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS.....	154
4.3.1. Cargas Permanentes.....	154
4.3.2. Cargas Variables.....	155
4.3.3. Factores y Combinaciones de Carga.....	155
4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ATIRANTADO CON UNA TORRE.....	159
4.4.1. Marco Normativo.....	159
4.4.2. Descripción General.....	160
4.4.3. Condiciones de Apoyo.....	161
4.4.4. Cargas Aplicadas.....	161
4.4.4.1. Carga Muerta de Componentes Estructurales y no Estructurales (DC).....	161
4.4.4.2. Carga Muerta de Superficies de Desgaste y Utilidades (DW).....	162
4.4.4.3. Carga Viva Vehicular (LL, LS).....	162
4.4.4.3.1. Área de Contacto del Neumático.....	163



4.4.4.3.2. Presencia Múltiple de Carga Viva:	164
4.4.4.4. Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño	164
4.4.4.4.1. Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal	164
4.4.4.4.2. Posición de las Cargas en Dirección Transversal	165
4.4.4.4.3. Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga	165
4.4.4.5. Carga de Fatiga	165
4.4.4.5.1. Frecuencia.	166
4.4.4.5.2. Distribución de Carga para Fatiga.....	167
4.4.4.6. Carga Viva Peatonal (PL)	167
4.4.4.7. Carga Dinámica Permitida (IM)	167
4.4.4.8. Fuerzas de Frenado (BR)	168
4.4.4.9. Cargas de Viento (WL y WS).....	169
4.4.4.9.1. Condiciones de Exposición al Viento de la Estructura	169
4.4.4.9.2. Carga de Viento en la Estructura (WS).....	171
4.4.4.9.3. Presiones de Viento Utilizados para las Diferentes Combinaciones de Carga	173
4.4.4.9.4. Carga de Viento Sobre la Carga Viva (WL)	174
4.4.4.9.5. Carga de Viento Vertical (WS)	175
4.4.4.10. Temperatura Uniforme (TU).....	176
4.4.4.11. Gradiente de Temperatura (TG).....	176
4.4.5. Análisis de los Efectos Sísmicos	178
4.4.5.1. Espectro de Respuesta de Diseño Elástico – Pucará.....	179
4.4.5.1.1. Definición de la Clase de Sitio.....	180
4.4.5.1.2. Definición de los Coeficientes de Aceleración: PGA (0.0s), S_s (0.2s) y S_1 (1.0s).....	182
4.4.5.1.3. Definición del Factor de Modificación de Respuesta RMF.....	183



4.4.5.2. Combinación de las Solicitaciones Sísmicas	183
4.4.6. Análisis del Control de Deflexión	183
4.4.7. Análisis y Diseño de los Tirantes Delanteros y Estabilizadores.....	185
4.4.7.1. Análisis del Módulo de Elasticidad Efectiva de los Tirantes	186
4.4.7.1.1. Verificación del Módulo de Elasticidad Efectivo en 3 Casos.....	187
4.4.7.2. Factores de Resistencia	189
4.4.7.3. Verificación por Resistencia y Evento Extremo.....	190
4.4.7.4. Verificación por Fatiga	192
4.4.8. Análisis y Diseño de los Elementos del Tablero	196
4.4.8.1. Losa.....	196
4.4.8.1.1. Diseño de la Losa por Resistencia a Flexión y Corte.....	196
4.4.8.1.2. Verificación por Fatiga	200
4.4.8.2. Vigas Longitudinales y Transversales	202
4.4.9. Análisis y Diseño de la Torre inclinada.....	207
4.4.10. Subestructura del Puente Atirantado	
.....	212
4.4.10.1. Puntal Inclinado Entre Tablero y Zapata	212
4.4.10.2. Apoyos de Elastómero Reforzado	215
4.4.10.3. Estribo	217
4.4.10.4. Zapata Combinada de la Torre.....	221
4.4.10.5. Puntales Enterrados.....	223
4.4.10.6. Cámara de Anclaje.....	226
4.4.10.7. Losa de Aproximación.....	227
4.4.11. Análisis y Diseño de los Pilotes Excavados.....	
.....	228
4.4.11.1. Verificación de la Capacidad Geotécnica de los Pilotes.....	228
4.4.11.1.1. Diseño para el Estado Límite de Resistencia	229



4.4.12. Análisis de Pandeo	238
4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK.....	242
4.5.1. Descripción General	242
4.5.2. Cargas Aplicadas	243
4.5.3. Condiciones de Apoyo.....	244
4.5.4. Análisis del Control de Deflexión	244
4.5.5. Análisis y Diseño de las Péndolas	245
4.5.5.1. Verificación por Resistencia y Evento Extremo.....	246
4.5.5.2. Verificación por Fatiga	248
4.5.6. Análisis y Diseño del Tirante – Tablero	251
4.5.6.1. Diseño del Presfuerzo	251
4.5.6.2. Pérdidas del Presfuerzo.....	254
4.5.6.3. Límites de Esfuerzo	255
4.5.6.4. Control de Fisuración en el Tirante de Concreto Presforzado.....	255
4.5.6.5. Diseño del Tablero Tirante por Resistencia a Flexión y Corte.....	258
4.5.6.5.1. Diseño de la Porción Losa.....	261
4.5.6.5.2. Diseño de la Porción Viga Presforzada.....	262
4.5.7. Análisis y Diseño del Arco	267
4.5.7.1. Diseño de la Sección Mixta del Arco por Flexo Compresión y Corte..	268
4.5.7.2. Verificación por Fatiga de la Sección Mixta del Arco	275
4.5.8. Arriostres del Arco.....	276
4.5.9. Subestructura	277
4.5.9.1. Apoyos de Elastómero Reforzado	277
4.5.9.2. Estribos	278



4.5.10. Análisis de Pandeo	281
4.6. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS DOS TIPOS DE PUENTE	285
4.6.1. Geometría.....	285
4.6.2. Comportamiento Estructural.....	287
4.7. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DEL CONSUMO DE MATERIALES DE LOS DOS TIPOS DE PUENTE	292
4.8. COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PROPUESTOS.....	296
4.8.1. Voladizos Sucesivos Para el Puente Atirantado de Una Torre.....	297
4.8.2. Completamente Cimbrado para el Puente en Arco Tipo Network	303
V. CONCLUSIONES.....	307
VI. RECOMENDACIONES	310
VII. REFERENCIAS.....	311
ANEXOS.....	315

Área : **Diseño Estructural de Puentes.**
Tema : **Comparación de Diseño Estructural de Puentes.**
Línea de Investigación : **Análisis y Diseño Estructural.**

Fecha de sustentación: 05 de agosto de 2022



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Camino de cargas de acuerdo a la forma estructural.....	36
Figura 2.2 Mejor alternativa de puentes, en función de la luz a salvar y el costo.	37
Figura 2.3 Peso del acero de varios puentes en función de la luz.	38
Figura 2.4 Forma estructural básica de un puente atirantado	39
Figura 2.5 Parte superior de la torre rigidizada a través de un segundo sistema de tirantes.	41
Figura 2.6 Torre en forma de H como en el puente Talmadge – EEUU	42
Figura 2.7 Torre en forma de A como el puente Huntington – EEUU.....	43
Figura 2.8 Torre en forma de Y invertida como el puente Flehe – Alemania.....	43
Figura 2.9 Torre en forma de diamante como el puente Fred Hartman – EEUU.....	44
Figura 2.10 Relación entre la altura de la torre y cantidad de acero para los cables	44
Figura 2.11 Momentos flectores en la torre inclinada - Erasmus Bridge.	45
Figura 2.12 Puente Sancho El-Mayor – España, 146 m de luz.	47
Figura 2.13 Disposición de tirantes tipo arpa en el puente Hoechst – Alemania.	50
Figura 2.14 Disposición de tirantes tipo semi-arpa en el puente Nord en Bonn.	51
Figura 2.15 Disposición de tirantes tipo abanico en el puente Yelcho en Chile.	52
Figura 2.16 Suspensión inclinado y lateral de los tirantes y distribución de las fuerzas transversales.....	54
Figura 2.17 Módulo de elasticidad efectivo en un cable inclinado con pandeo.	56
Figura 2.18 Sistemas de cables frecuentemente usados.	57
Figura 2.19 Sección transversal de un torón locked coil.....	58
Figura 2.20 Anclaje HiAm en alambres paralelos.....	59



Figura 2.21 Corte típico longitudinal de un cable de torones paralelos	60
Figura 2.22 Corte típico transversal de un cable de torones paralelos.	61
Figura 2.23 Anclaje de cuña de torones recubiertos de epoxi.	61
Figura 2.24 Alternativa de anclaje del tirante a la torre con tendones de presfuerzo....	67
Figura 2.25 Anclaje en la torre con tirantes cruzados	67
Figura 2.26 Anclaje típico en concreto.....	68
Figura 2.27 Anclaje típico en acero.....	69
Figura 2.28 Puente en arco tipo Network.	71
Figura 2.29 Notación y definición de la esbeltez del arco.....	72
Figura 2.30 Puente Brandanger – Noruega.....	72
Figura 2.31 Relación entre la altura del arco y la longitud del vano en puentes en arco tipo Network.	73
Figura 2.32 Forma ideal de un arco, dependiendo de las cargas aplicadas.	74
Figura 2.33 Geometría del arco Network según Brunn et al. (2003).	75
Figura 2.34 Ejemplo de arriostre entre arcos – vista en planta.....	76
Figura 2.35 Deformación uniforme del arco con péndolas Network	77
Figura 2.36 Número de péndolas según la luz(m) del puente Network.	79
Figura 2.37 Arreglo de las péndolas en dos puentes Network de 200 metros de vano.	80
Figura 2.38 Tirante – Tablero de un arco Network	82
Figura 2.39 Espesor de la losa de concreto en función de la longitud de vano de la placa	83
Figura 2.40 Construcción del arco por montaje en voladizo	85
Figura 2.41 Construcción del arco por levantamiento de medio arco	86



Figura 2.42 Construcción del arco por pre ensamblaje completo.	87
Figura 2.43 Construcción del arco directamente sobre el tablero	88
Figura 2.44 Conformación de un coeficiente de rigidez global k_{ij} e inserción de k_{13} .	94
Figura 2.45 Pandeo en una columna.....	98
Figura 2.46 Posible comportamiento de carga versus desplazamiento en elementos que pandean	99
Figura 2.47 Modos de pandeo a considerar	101
Figura 3.1 Ubicación del puente Pucará	105
Figura 3.2 Flujograma de análisis y diseño de cada tipo de puente	108
Figura 3.3 Elemento solicitado por carga axial	110
Figura 3.4 Elemento solicitado por torsión.....	111
Figura 3.5 Elemento solicitado por flexión	112
Figura 3.6 Fuerzas aplicadas en los nudos de los elementos	117
Figura 3.7 Deformación axial de la barra y rotaciones del eje como cuerpo rígido en el espacio	119
Figura 3.8 Flexión del elemento en el espacio en torno al eje 3(z)	122
Figura 3.9 Elementos barra del puente atirantado asimétrico de una torre	126
Figura 3.10 Elementos cercha del puente atirantado asimétrico de una torre	126
Figura 3.11 Elementos cáscara del puente atirantado asimétrico de una torre	127
Figura 3.12 Conformación de un coeficiente de rigidez global k_{ij} e inserción de k_{13}	128
Figura 3.13 Resortes nodales, para la dirección horizontal a lo largo de los pilotes... ..	129
Figura 3.14 Resortes nodales, para la dirección vertical y horizontal a lo largo de los puntales enterrados	130



Figura 3.15 Resortes de superficie en la dirección vertical en la zapata combinada de la torre	130
Figura 3.16 Resortes nodales, para la dirección vertical y horizontal en el lugar de los aparatos de apoyo (elastómeros).....	131
Figura 3.17 Diagrama fuerzas axiales en elementos barra (situación permanente del puente)	134
Figura 3.18 Fuerzas axiales en elementos cercha (situación permanente del puente). 135	
Figura 3.19 Diagrama de momentos flectores en elementos barra (situación permanente del puente).....	135
Figura 3.20 Diagrama de fuerzas cortantes en elementos barra (situación permanente del puente)	136
Figura 3.21 Desplazamientos del sistema estructural (situación permanente del puente)	136
Figura 3.22 Elementos barra del puente atirantado asimétrico de una torre	137
Figura 3.23 Elementos cercha del puente atirantado asimétrico de una torre	138
Figura 3.24 Elementos cáscara del puente atirantado asimétrico de una torre	138
Figura 3.25 Aparatos de apoyo en el puente en arco Network	139
Figura 3.26 Diagrama de fuerzas axiales en elementos barra (situación permanente del puente)	141
Figura 3.27 Fuerzas axiales en elementos cercha (situación permanente del puente). 141	
Figura 3.28 Diagrama de momentos flectores en el arco (situación permanente del puente)	142
Figura 3.29 Diagrama de fuerza cortante en el arco (situación permanente del puente)	142
Figura 3.30 Desplazamientos del sistema estructural (situación permanente del puente)	143



Figura 4.1 Ubicación del puente Pucará en el mapa geomorfológico del sur del Perú	145
Figura 4.2 Mapa geológico en la ubicación del puente Pucará.	147
Figura 4.3 Curva esfuerzo-deformación del concreto.	151
Figura 4.4 Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo.....	153
Figura 4.5 Geometría del puente atirantado.	160
Figura 4.6 Características del camión de diseño.	163
Figura 4.7 Carga del camión de diseño de fatiga para diseños refinados – losa	165
Figura 4.8 Ubicación de la carga de frenado	169
Figura 4.9 Presión de viento para el barlovento de la torre en diferentes combinaciones de carga	174
Figura 4.10 Aplicación de viento sobre la carga viva (WL).....	175
Figura 4.11 Aplicación de carga de viento vertical (WS)	175
Figura 4.12 Gradiente de temperatura positiva vertical en concreto.	177
Figura 4.13 Espectro de respuesta de diseño elástico	179
Figura 4.14 Espectro de respuesta de diseño elástico – Pucará.....	180
Figura 4.15 Deflexiones por carga viva.....	184
Figura 4.16 Presfuerzo en los tirantes estabilizadores y delanteros	185
Figura 4.17 Envoltorio de fuerza axial (kN) en los tirantes, para el ELR I.....	190
Figura 4.18 Envoltorio de fuerza axial (kN) en los tirantes, para el EE I	191
Figura 4.19 Esfuerzo máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) en los tirantes en el estado límite de Fatiga	195
Figura 4.20 Esfuerzo mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) en los tirantes en el estado límite de Fatiga	195
Figura 4.21 Área abierta del contacto del neumático	196
Figura 4.22 Ejemplo de ubicación del camión con carga abierta	198



Figura 4.23 Sección T para análisis de la viga longitudinal	203
Figura 4.24 Sección T y L para análisis de las vigas transversales	204
Figura 4.25 Envoltente de fuerza axial F_x (t) en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I.....	205
Figura 4.26 Envoltente de momentos flectores M_y (t.m) en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I.....	206
Figura 4.27 Envoltente de fuerzas cortantes V_z (t) en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I.....	206
Figura 4.28 Croquis de la torre del puente atirantado de una torre	208
Figura 4.29 Envoltente de fuerza axial F_x (t) en la torre, para el ELR I	210
Figura 4.30 Envoltente de momentos flectores M_{y-z} (t.m) en la torre, para el ELR I.....	210
Figura 4.31 Envoltente de fuerzas cortantes V_{y-z} (t) en la torre, para el ELR I	211
Figura 4.32 Envoltente de momentos torsores M_x (t.m) en la torre, para el EE I.....	211
Figura 4.33 Envoltente de fuerza axial F_x (t) en el puntal inclinado, para el EE I.....	213
Figura 4.34 Envoltente de momentos flectores M_y (t.m) en el puntal inclinado, para el EE I	214
Figura 4.35 Envoltente de fuerzas cortantes V_z (t) en el puntal inclinado, para el EE I.....	214
Figura 4.36 Envoltente de fuerzas de torsión M_x (t.m) en el puntal inclinado, para el EE I..	215
Figura 4.37 Apoyo circular Tipo B utilizado en el puente atirantado	217
Figura 4.38 Estribo del puente en arco atirantado	218
Figura 4.39 Presiones del suelo en la base de la zapata combinada de la torre.....	222
Figura 4.40 Vista en planta de los puntales enterrados	223
Figura 4.41 Envoltente de fuerzas axiales F_x (t) en los puntales enterrados, para el EE I	225



Figura 4.42 Envolvente de momentos flectores M_y (t.m) en los puntales enterrados, para el EE I	225
Figura 4.43 Envolvente de fuerzas cortantes V_z (t) en los puntales enterrados, para el ELR I.....	226
Figura 4.44 Corte de la cámara de anclaje.....	227
Figura 4.45 Envolvente de reacciones R_z (t) en los pilotes, para el ELR I.....	233
Figura 4.46 Levantamiento de un grupo de pilotes estrechamente espaciados en suelos no cohesivos.....	234
Figura 4.47 Envolvente de fuerzas axiales F_x (t) en los pilotes excavados, para el EE I...	237
Figura 4.48 Envolvente de momentos flectores M_{y-z} (t.m) en los pilotes excavados, para el EE I	237
Figura 4.49 Envolvente de fuerzas cortantes V_z (t) en los pilotes excavados, para el EE I	238
Figura 4.50 Distribuciones de carga unitaria, para investigar la inestabilidad por pandeo	238
Figura 4.51 Modos de pandeo	239
Figura 4.52 Sección transversal del puente arco tipo Network	242
Figura 4.53 Presión de viento para el barlovento del arco para diferentes combinaciones de carga	243
Figura 4.54 Control de deflexiones	244
Figura 4.55 Disposición de los cables en el puente en arco tipo Network	245
Figura 4.56 Envolvente de fuerza axial (kN) en las péndolas, para el ELR I	246
Figura 4.57 Envolvente de fuerza axial (kN) en las péndolas, para el EE I	247
Figura 4.58 Esfuerzo máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) en los péndolas en el ELF I	250
Figura 4.59 Esfuerzo mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) en los péndolas en el ELF I	250



Figura 4.60 Propiedades del cable de presfuerzo longitudinal	251
Figura 4.61 Trazo del presfuerzo longitudinal	252
Figura 4.62 Propiedades del cable de presfuerzo transversal	253
Figura 4.63 Trazo del presfuerzo transversal	254
Figura 4.64 Esfuerzos en la losa de concreto presforzado.....	256
Figura 4.65 Espesor variable transversalmente de la losa	258
Figura 4.66 Ejemplo de ubicación del camión con carga abierta	260
Figura 4.67 Sección resistente de las vigas presforzadas	263
Figura 4.68 Diagrama de momentos resultantes en la mitad del vano	265
Figura 4.69 Diagrama de cortante resultantes en la mitad del vano	266
Figura 4.70 Croquis del arco del puente en arco tipo Network.....	267
Figura 4.71 Propiedades de la sección CFSTs del arco.....	268
Figura 4.72 Modelo de la sección CFSTs para el uso del método PSDM.....	269
Figura 4.73 Diagrama de interacción $\phi M_n - \phi P_n$ de la sección CFSTs del arco	272
Figura 4.74 Envolvente de fuerza axial (kN) en el arco y arriostres, para el ELR I....	273
Figura 4.75 Envolvente de momentos flectores (kN.m) en el arco, para el ELR I.....	273
Figura 4.76 Envolvente de fuerzas cortantes (kN) en el arco, para el ELR I	274
Figura 4.77 Sección transversal de los arriostres del arco.....	276
Figura 4.78 Estribo del puente en arco tipo Network	279
Figura 4.79 Distribuciones de carga unitaria, para investigar la inestabilidad por pandeo del arco.....	282
Figura 4.80 Modos pandeo del arco	282
Figura 4.81 Camino de carga en el puente atirantado asimétrico de una torre.....	287



Figura 4.82	Camino de carga en el puente en arco tipo Network.....	288
Figura 4.83	Cantidad de acero por m ² de tablero.....	296
Figura 4.84	Fase 0, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	297
Figura 4.85	Fase 1, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	298
Figura 4.86	Fase 2, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	298
Figura 4.87	Fase 3, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	299
Figura 4.88	Fase 4, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	299
Figura 4.89	Fase 5, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	300
Figura 4.90	Fase 6, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	300
Figura 4.91	Fase 7, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	300
Figura 4.92	Fase 8, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	301
Figura 4.93	Fase 9, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	301
Figura 4.94	Fase 10, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	302
Figura 4.95	Fase 11, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	302
Figura 4.96	Fase 12, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos.....	303
Figura 4.97	Fase 0, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo.....	304
Figura 4.98	Fase 1, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo.....	304
Figura 4.99	Fase 2, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo.....	305
Figura 4.100	Fase 3, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo....	305
Figura 4.101	Fase 4, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo....	305
Figura 4.102	Fase 5, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo....	306



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Operacionalización de las variables de estudio	34
Tabla 2.1 Espesor promedio del tablero en puentes atirantados	48
Tabla 2.2 Profundidad del arco de algunos puentes realizados con arco tipo Network óptimos.....	73
Tabla 2.3 Factores de Resistencia Φ	90
Tabla 3.1 Cargas aplicadas en el puente atirantado	132
Tabla 3.2 Cargas aplicadas en el puente en arco Network	140
Tabla 4.1 Información geotécnica.....	148
Tabla 4.2 Propiedades de los torones de acero.	154
Tabla 4.3 Combinaciones de carga y factores de carga.	156
Tabla 4.4 Factores de carga para cargas permanentes.	157
Tabla 4.5 Factores de carga para carga viva para la combinación de Servicio III	158
Tabla 4.6 Factor de presencia múltiple, m	164
Tabla 4.7 Fracción de tráfico de camiones en un solo carril	166
Tabla 4.8 Fracción de camiones en tráfico	167
Tabla 4.9 Incremento por carga dinámica.....	168
Tabla 4.10 Equivalencias entre velocidades de viento	170
Tabla 4.11 Velocidad de viento de diseño de una ráfaga de 3 segundos, V , para diferentes combinaciones de carga.	171
Tabla 4.12 Factor de efecto de ráfaga, G	172
Tabla 4.13 Coeficiente de arrastre, CD	172



Tabla 4.14 Presión de viento para el barlovento del tablero en diferentes combinaciones de carga.....	173
Tabla 4.15 Rangos de temperatura °C	176
Tabla 4.16 Temperaturas que definen los gradientes (°C).....	177
Tabla 4.17 Definición de la clase de sitio	181
Tabla 4.18 Datos de N del SPT y cálculo del N	181
Tabla 4.19 Propiedades de los cables del puente atirantado de una torre asimétrico ..	185
Tabla 4.20 Verificación del módulo de elasticidad para cargas permanentes	187
Tabla 4.21 Verificación del módulo de elasticidad para Resistencia I.....	188
Tabla 4.22 Verificación del módulo de elasticidad para Servicio I.....	189
Tabla 4.23 Verificación de los tirantes en el estado límite de Resistencia I.....	191
Tabla 4.24 Verificación de los tirantes en el estado límite de Evento Extremo I.....	192
Tabla 4.25 Constantes de fatiga	193
Tabla 4.26 Datos para la verificación de los cables por fatiga	194
Tabla 4.27 Verificación de los tirantes en el estado límite de Fatiga	194
Tabla 4.28 Carga abierta de los neumáticos del camión y tándem HL-93	197
Tabla 4.29 Acero inferior en la losa de concreto	199
Tabla 4.30 Refuerzo superior en la losa de concreto	200
Tabla 4.31 Verificación de la losa por cortante	200
Tabla 4.32 Verificación del acero de la losa por fatiga	202
Tabla 4.33 Verificación de las secciones de la viga longitudinal	207
Tabla 4.34 Deformaciones en los apoyos	216
Tabla 4.35 Factores de carga utilizados	219



Tabla 4.36 Vuelco alrededor del punto A (estribo con puente).....	220
Tabla 4.37 Deslizamiento en base del estribo (estribo sin puente).....	220
Tabla 4.38 Presiones actuantes en la base (estribo con puente)	220
Tabla 4.39 Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de los pilotes excavados	228
Tabla 4.40 Resistencia geotécnica factorada de un solo pilote excavado.....	232
Tabla 4.41 Verificación de la resistencia geotécnica individual de los pilotes excavados	233
Tabla 4.42 Verificación de la resistencia geotécnica en el estado límite de Evento Extremo I de los pilotes excavados.....	236
Tabla 4.43 Verificación del pandeo	242
Tabla 4.44 Propiedades de las péndolas del puente en arco tipo Network	245
Tabla 4.45 Verificación de las péndolas para el estado límite de Resistencia I	247
Tabla 4.46 Verificación de las péndolas para el estado límite de Evento Extremo.....	248
Tabla 4.47 Verificación de las péndolas por fatiga.....	249
Tabla 4.48 Carga distribuida de los neumáticos del camión y tándem HL-93	259
Tabla 4.49 Acero de refuerzo longitudinal en la porción losa.....	261
Tabla 4.50 Acero de refuerzo transversal en la porción losa.....	262
Tabla 4.51 Verificación de la losa por cortante	262
Tabla 4.52 Acero de refuerzo longitudinal en la viga T presforzada.....	265
Tabla 4.53 verificación de la viga T presforzada por cortante	266
Tabla 4.54 Solicitaciones últimas en el arco.....	272
Tabla 4.55 Verificación por cortante de la sección CFSTs del arco.....	275



Tabla 4.56 Verificación por fatiga de la sección CFSTs del arco	276
Tabla 4.57 Deformaciones en los apoyos	277
Tabla 4.58 Vuelco alrededor del punto A (estribo con puente).....	280
Tabla 4.59 Deslizamiento en base del estribo (estribo sin puente).....	280
Tabla 4.60 Presiones actuantes en la base (estribo con puente)	281
Tabla 4.61 Verificación del pandeo del arco	284
Tabla 4.62 Resumen de los estados límites condicionantes para el dimensionamiento de componentes estructurales de cada tipo de puente	290
Tabla 4.63 Comparación del consumo de material del sistema de suspensión de ambos tipos de puente	292
Tabla 4.64 Comparación del consumo de material del tablero en ambos tipos de puente	293
Tabla 4.65 Comparación del consumo de material de la superestructura de ambos tipos de puente	294
Tabla 4.66 Comparación del consumo de material de la subestructura de ambos tipos de puente.....	295
Tabla 4.67 Comparación del consumo de material en la estructura de ambos tipos de puente.....	295



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	: <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ASCE/SEI	: <i>American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute</i>
ASTM	: <i>American Society for Testing and Materials</i>
CFSTs	: <i>Concrete filled steel tubes</i> [Tubos de acero rellenos de concreto]
DG	: Diseño geométrico
EE	: Estado límite de Evento Extremo.
ELF	: Estado límite de Fatiga.
ELR	: Estado límite de Resistencia.
ELS	: Estado límite de Servicio.
EEUU	: Estados Unidos
<i>fib</i>	: <i>Fédération internationale du béton</i>
IABSE	: <i>International Association for Bridge and Structural Engineering</i>
IMDA	: Índice Medio Diario Anual
INGEMMET	: Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico
LRFD	: <i>Load and Resistance Factor Design</i>
MINEM	: Ministerio de Energía y Minas
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
NAM	: Nivel de Aguas Máximo
NAME	: Nivel de Aguas Máximo Extraordinario
NAMI	: Nivel de Aguas Mínimo
NTU	: <i>Norwegian University of Science and Technology</i>



PE	: Polietileno
PSDM	: <i>Plastic stress distribution method</i> [método de distribución de tensiones plásticas]
PTI	: <i>Post-Tensioning Institute</i>
PU	: Poliuretano
SDOF	: Grado de Libertad Único
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
UNAP	: Universidad Nacional del Altiplano de Puno
UTM	: <i>Universal Transversal Mercator</i>
UV	: Rayos Ultravioleta



RESUMEN

En el presente trabajo se evalúa y determina la solución estructural más óptima, en términos de consumo de materiales y factibilidad constructiva, entre un puente atirantado asimétrico de una torre y un puente en arco tipo Network, para una luz de 125 m sobre el río Pucará. Se realizó la concepción, análisis y diseño de los componentes estructurales de las dos tipologías de puentes, para el análisis estructural computacional se utilizó el programa *Midas Civil*; se aplicaron las normas y especificaciones técnicas nacionales e internacionales para el diseño de puentes y el dimensionamiento de sus componentes estructurales (tablero, sistemas de suspensión por cables, torre, arco y cimentaciones) de manera a cumplir los Estados Límites del método LRFD. Seguidamente, obtenidas las propiedades geométricas y de materiales de los componentes estructurales se realizó la cuantificación de material que requiere cada tipo de Puente y la descripción del método constructivo más factible en cada caso. Finalmente, se comparó el consumo de materiales y el método constructivo de ambas alternativas; siendo el puente en arco tipo Network la alternativa que consume menos material y el puente atirantado de una torre el que presenta un método constructivo más favorable, ambos para salvar una luz de 125 m. Aun cuando el puente arco tipo Network requiere un método constructivo con intervención en el lecho del río, esta solución se mostró como la más óptima entre ambas para la luz de 125 m necesaria en el puente sobre el río Pucará.

Palabras Clave: Puente Atirantado, Puentes de Concreto Estructural, Puente en Arco, Puente Network, Tablero de Concreto Presforzado.



ABSTRACT

In the present work, the most optimal structural solution is evaluated and determined, in terms of material consumption and constructive feasibility, between an asymmetric cable-stayed bridge with one tower and a Network Arch bridge, for a span of 125 m over the Pucará river. The conception, analysis and design of the structural components of the two types of bridges were carried out, the computational structural analysis is processed in the Midas Civil software; national and international standards and technical specifications for the design of bridges and the sizing of their structural components (deck, cable suspension systems, tower, arch and foundations) are applied in order to comply with the Limit States of the LRFD method. Next, the geometric and material properties of the structural components were obtained, the quantification of the material required by each type of bridge was carried out, and the description of the most feasible construction method in each case. Finally, the consumption of materials and the construction method of both alternatives were compared; being the Network Arch bridge the alternative that consumes less material and the cable-stayed bridge with a tower the one that presents a more favorable construction method, both to save a span of 125 m. Even though the Network-Arch bridge requires a construction method with intervention in the riverbed, this solution is showed to be the most optimal between the two for the 125 m span required in the Bridge over the Pucará River.

Keywords: Cable-stayed Bridge, Structural Concrete Bridges, Arch Bridge, Network Bridge, Prestressed Concrete Deck.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Actualmente en la región de Puno son pocos los proyectos o estudios realizados sobre puentes atirantados y puentes en arco tipo Network, así como la publicación de sus características, los procedimientos del análisis y diseño estructural, de su comportamiento mecánico y las ventajas estructurales o ventajas económicas en términos de consumo de material y factibilidad del método constructivo que estas tipologías de puentes presentan. El hecho de que no se enseñe en las universidades todo lo mencionado de estos dos tipos de puentes es el motivo por el cual no suelen aplicarse como solución para salvar luces mayores a 100 m; por esta razón no se cuenta con un adecuado conocimiento difundido sobre estos. En nuestra región, existen puentes que necesitan ser de un solo tramo y existe también riesgo al construir apoyos en los cauces de río, esto resulta en la necesidad de abordar tipos de puentes acorde a la luz que se requiera salvar con un solo tramo. En ese contexto se identificó al puente Pucará de 110 m de largo, que se encuentra en estado de colapso y que según Chacón et al. (2015), una vez inspeccionado el Puente Pucará, con la Metodología del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC], concluyeron que este tiene una calificación de nivel regular en 12.5%, malo 50.0%, muy malo 12.5% y pésimo 25.0%; teniendo los daños más graves en la losa del puente, pilares y estribos y a la vez plantean su demolición. La presencia de un puente en estado de colapso es un problema que debe de evaluarse en cuanto a la decisión de optar por un tipo de puente que resulte con ventajas económicas en cuanto al consumo de materiales y la factibilidad constructiva; además, de que estas soluciones de tipos de puente cumplan los Estados Límite requeridos por las normas pertinentes.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema General

¿Cuál es la solución estructural más óptima, en términos de consumo de materiales y factibilidad constructiva, entre un puente atirantado asimétrico de una torre y un puente en arco tipo Network para salvar una luz de puente de 125 m sobre el río Pucará?

1.2.2. Problemas Específicos

- ¿Cuáles son las propiedades geométricas y de materiales de los elementos estructurales que componen ambos tipos de puentes y que cumplan las exigencias técnicas y los Estados Límite establecidos en el *Manual de Puentes*, por Ministerio de Transporte y Comunicaciones [MTC] (2018a) y en las *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la *Association of State Highway and Transportation Officials* [AASHTO] (2020)?
- ¿Cuál tipología de puente es el que consume menos material? Y,
- ¿Cuál tipología de puente presenta el método constructivo más factible?

1.3. IMPORTANCIA Y UTILIDAD DEL ESTUDIO

La presente investigación se lleva a cabo en principio para profundizar los conocimientos teóricos para la concepción, análisis y diseño de puentes poco convencionales en la región, como son el caso del puente atirantado asimétrico con una torre y el puente en arco tipo Network, para salvar una luz de 125 m sobre el río Pucará. Además de lograr describir parámetros de dimensionamiento, índices de consumo de materiales, así como de factibilidad constructiva que nos faciliten la elección de cual alternativa de puente entre las mencionadas es la más óptima para salvar una luz de 125 m con un solo tramo.

Los resultados de la investigación tendrán aplicaciones concretas en cuanto a la elección del tipo de puente de un solo tramo, entre uno atirantado asimétrico de una torre y uno en arco tipo Network para salvar una luz de 125 m, ya que durante el desarrollo de la investigación se recopilaron criterios técnicos sobre el dimensionamiento, análisis y diseño de cada una de las partes que compone un puente atirantado de una torre y un puente en arco tipo Network. Los mismos que servirán para el uso posterior en la ingeniería del diseño de puentes, así tomándose este trabajo como referencia directa o indirecta en el desarrollo de estos diseños de puentes atirantados o en arco a nivel regional y nacional. Los resultados comparativos de consumo de materiales y factibilidad constructiva de cada tipo de puente abordado, permitirá a los ingenieros civiles elegir con rapidez un tipo de puente entre el atirantado de una torre y el arco tipo Network a poder utilizar para salvar una luz de 125 metros con un solo tramo. Cabe mencionar que un puente es un componente muy importante de una red de transportes, por ende, como decisión estructurante territorial determina su ordenamiento y en este sentido el



crecimiento demográfico y económico por lo que la construcción de este permitiría el desarrollo y crecimiento del comercio interior. El proyecto beneficiaría a los habitantes de los distritos de José Domingo Choquehuanca y Pucará, y en consecuencia a la región de Puno y el sur del Perú. Como componente de un sistema de comunicación, es decir de una carretera, la construcción de este puente en la red vial traerá consigo beneficios como el intercambio cultural, desarrollo demográfico, social y económico en las zonas implicadas. Siendo tangibles estos beneficios una vez construido y habilitado el puente propuesto.

1.4. VARIABLES E INDICADORES: OPERACIONALIZACIÓN

En el presente trabajo de investigación se distinguen las siguientes variables:

- Las propiedades geométricas y propiedades de los materiales de los elementos estructurales que componen ambos tipos de puentes.
- El consumo de materiales de cada tipología de puente mencionado. Y,
- La factibilidad constructiva de los mismos.

1.4.1. Definición Conceptual y Operacional de Cada Variable

En la Tabla 1.1 se muestra la definición conceptual y operacional de las variables utilizadas para el presente estudio. Se planteó las definiciones conceptuales con la finalidad de definir las variables investigadas teniendo en cuenta que estas definiciones no sean insuficientes y que se vinculen directamente con el fenómeno estudiado. En cuanto a la definición operacional se describe las actividades a realizarse para medir o definir cada variable estudiada.

En la Tabla 1.1, se muestran también las dimensiones, indicadores, así como la unidad de medida de cada una de las variables de estudio.



Operacionalización de las variables de estudio

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicador	Unidad
Características geométricas y materiales de los componentes estructurales	Son un conjunto de características geométricas y de materiales de los componentes estructurales que se comportan de una manera determinada ante sollicitaciones de fuerza externas.	Realizado y verificado el análisis y diseño estructural, se describen las dimensiones resultantes de cada elemento estructural, así como el material que lo compone.	Geometría	Base, altura, espesor, longitud.	m
Cantidad de materiales utilizados para la ejecución de una partida, componente estructural o una estructura. El consumo de materiales determina la economía de una estructura.	Representa la cantidad de materiales utilizados para la ejecución de una partida, componente estructural o una estructura. El consumo de materiales determina la economía de una estructura.	Cuantificación de la cantidad de materiales que es necesario y que utiliza cada tipo de puente para su ejecución, en la comparación se tomaron los más significativos como: Acero, concreto, encofrados, excavaciones.	Material	Concreto, concreto armado, concreto presforzado, acero de refuerzo, acero de presfuerzo, acero estructural.	-
Cantidad de apoyos provisionales	Representa el qué tan posible es construir el tipo de puente planteado. La adecuada elección del método constructivo determina la economía de una estructura.	A partir de una descripción cualitativa del método constructivo teóricamente adoptado para cada tipo de puente se define cual tiene el método constructivo más factible.	Cantidad	Acero Concreto Encofrados Excavaciones	t m ³ m ² m ³
Cantidad de apoyos provisionales	Representa el qué tan posible es construir el tipo de puente planteado. La adecuada elección del método constructivo determina la economía de una estructura.	A partir de una descripción cualitativa del método constructivo teóricamente adoptado para cada tipo de puente se define cual tiene el método constructivo más factible.	Cantidad de apoyos provisionales	Número	Nº



1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo General

Determinar la solución estructural más óptima, en términos de consumo de materiales y factibilidad constructiva, entre un puente atirantado asimétrico de una torre y un puente en arco tipo Network para salvar una luz de puente 125 m sobre el río Pucará.

1.5.2. Objetivos Específicos

- Determinar las propiedades geométricas y propiedades de los materiales de los elementos estructurales que componen ambos tipos de puentes, a partir del análisis y diseño estructural de las dos tipologías de puentes mencionados y que estos cumplan las exigencias técnicas y los Estados Límites establecidos en el *Manual de Puentes* por MTC (2018a) y en las *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020).
- Determinar el tipo de puente de los estudiados, que consume menos material. Y,
- Determinar el tipo de puente, también de los estudiados, que presente el método constructivo más factible.

CAPÍTULO II

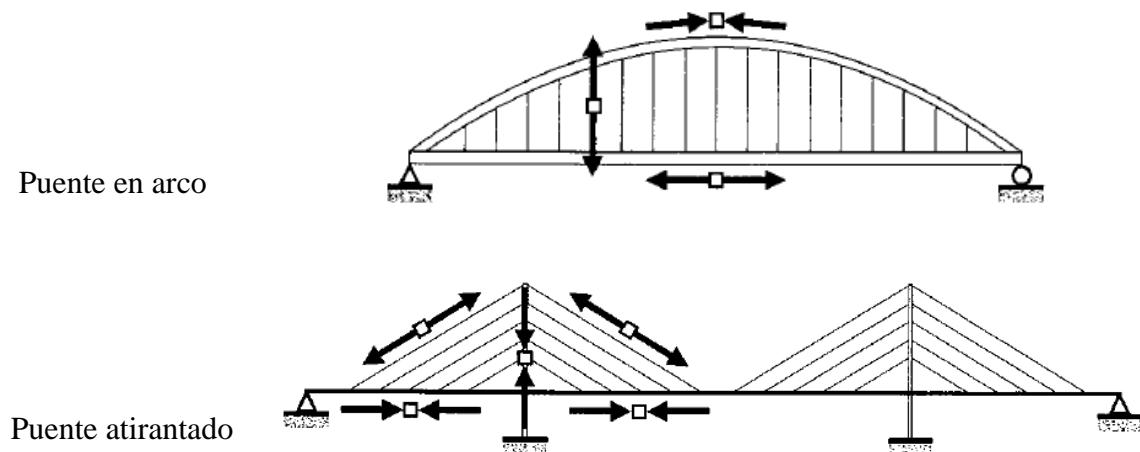
REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

La acción de la carga viva vehicular y carga muerta del tablero en los puentes atirantados empieza en el propio tablero donde la carga es suspendida por medio de los cables y transmitida a la torre, comprimiéndola. Obsérvese que la inclinación del cable produce una componente horizontal que es transmitida al tablero, produciendo compresión en el tablero, lo que cierra el sistema de equilibrio de cargas. En el caso de puentes en arco, la carga viva es transmitida por medio de las péndolas al arco, esto hace que el arco intente abrirse; mientras que el tablero en este caso se comporta como un tirante en donde aparecen fuerzas de tracción que evitan que el arco se abra. En la Figura 2.1 se muestra gráficamente los caminos de carga para estas dos tipologías de puentes.

Figura 2.1

Camino de cargas de acuerdo a la forma estructural

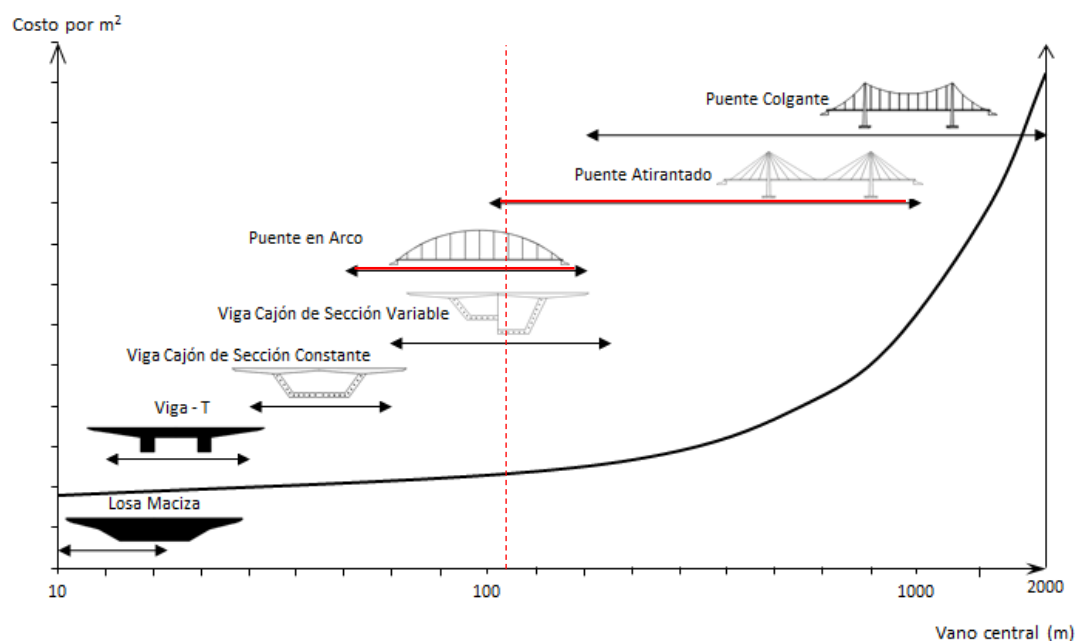


Nota. La concepción, análisis y cálculos de los elementos estructurales están basados en principio al camino de cargas con el que se cuenta a través de la propia estructura. De acuerdo a lo analizado por Lebet y Hirt (2013); en un puente en arco: El arco resistirá compresión, las péndolas tracción y el tablero tracción principalmente, mientras que en un puente atirantado con torre: La torre resiste compresión, los tirantes tracción y el tablero compresión principalmente.

Svensson (2012), en su libro titulado *Cable-stayed bridges 40 years of Experience Worldwide*, luego de haber realizado muchos estudios y recopilaciones de estudios y proyectos sobre puentes en diversas tipologías de puentes presenta la Figura 2.2; sugiere que los puentes en arco resultan económicos para salvar luces entre 70 y 300 m mientras que los puentes atirantados resultan económicos al construirse para salvar luces entre 100 y 1000 m.

Figura 2.2

Mejor alternativa de puentes, en función de la luz a salvar y el costo.



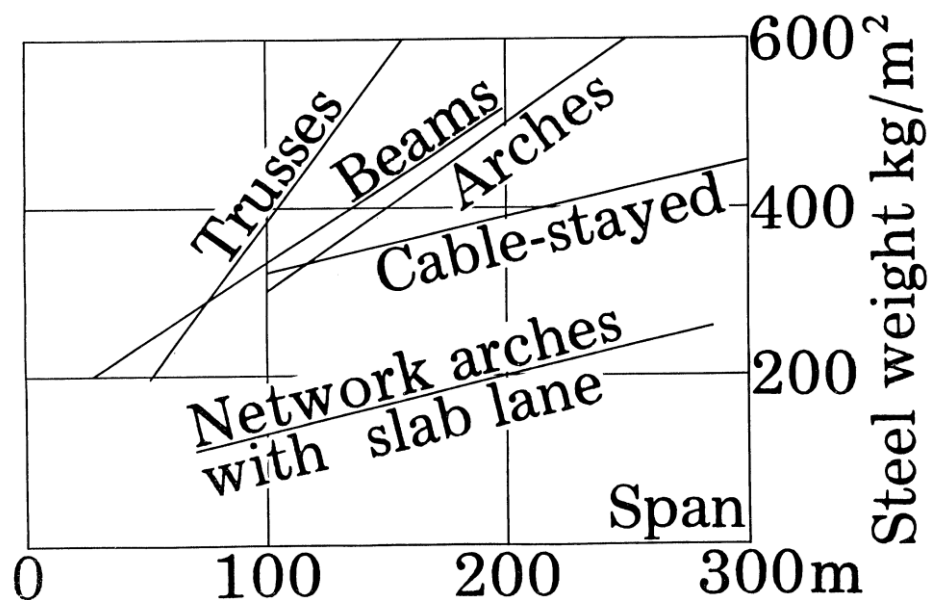
Nota. En la figura se muestra que un puente de tipo losa maciza resulta económico para luces de 10 a 21 m, un puente viga losa resulta económico para luces de 20 a 50 m, un puente de sección viga cajón de sección constante resulta económico para luces de 50 a 80 m, un puente de sección viga cajón variable resulta económico para luces de 80 a 350 m, un puente en arco resulta económico para luces de 70 a 300 m, un puente atirantado resulta económico para luces de 100 a 1000 m y un puente colgante resulta económico para luces de 200 a 2000 m. (Svensson, 2012).

En la Figura 2.3, se muestra uno de los resultados de las investigaciones realizadas por Max Herzog en 1975 y Per Tveit en 1980, como lo citó Tveit (2014b). En donde Max Herzog en 1975 compiló la mayoría de las líneas para varios tipos de puente de carretera como puentes de viga, armadura, arco y atirantado; para los que relaciona la cantidad de

acero en peso por metro cuadrado de puente que son previstos para cada uno de los puentes mencionados versus la longitud del puente. Por otra parte, en la misma Figura 2.3, Per Tveit en 1980 obtuvo la línea para los puentes en arco Network después de haber compilado diversos trabajos, para luego exponerlos en el congreso de *la International Association for Bridge and Structural Engineering* [IABSE] en Viena en 1980. Los consumos de acero en diversos tipos de puentes vehiculares nos muestran que los puentes en arco tipo Network consumen aproximadamente solo el 55% del acero que utiliza un puente atirantado, y Tveit (2014b) concluye que los puentes en arco Network son extremadamente esbeltos y económicos en cuanto al consumo de material.

Figura 2.3

Peso del acero de varios puentes en función de la luz.



Nota. Tomado de *Systematic Thesis on Network Arch* (p. F-1) por Tveit, P. (2014b), <http://home.uia.no/pert/>

Para, Manterola (2006) los puentes atirantados han venido abriéndose espacio en su adopción para salvar luces libres de 100 a 900 m y considera que esta tipología de puentes aún no ha alcanzado su desarrollo definitivo. Los puentes atirantados de luces cortas son también salvados y compiten con puentes simplemente apoyados que utilicen en su superestructura concreto pretensado, mixto de acero y concreto o una superestructura de acero y con los puentes de sección cajón; el costo y peso de estos tipos de puentes crecen exponencialmente con la luz libre y cuando la luz libre del puente es de más de 150 m, la relación del costo es alta ya que se necesitará tableros de alturas

considerables, así como concreto y acero activo y pasivo (Manterola, 2006; *Fédération internationale du béton [fib]*, 2000).

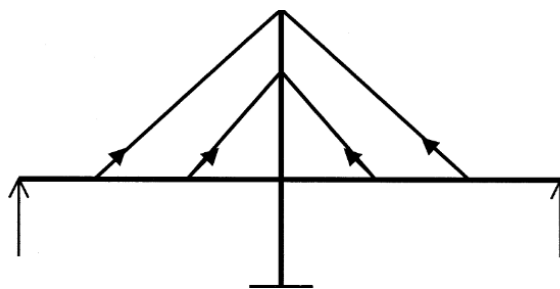
El puente sobre el río Maracaibo en Venezuela tiene una longitud de más de 8 km y consta de cinco tramos centrales de 235 m de luz cada uno que tienen la tipología de puente atirantado, según Sbalzarini (1962) en el informe de construcción de este puente, estos tramos atirantados tienen un coeficiente de consumo de concreto de 101.04 metros cúbicos por metro cuadrado de tablero y de 81.0 kg de acero en armaduras por metro cúbico de concreto.

2.2. ESTADO DEL ARTE EN PUENTES ATIRANTADOS DE UNA TORRE

Un puente atirantado es aquel que suspende las cargas verticales que actúan en el tablero a través de un sistema de cables inclinados y anclados en torres, como se muestra en la Figura 2.4, los cables atirantados proporcionan apoyos intermedios para el tablero, de ese modo estos puedan abarcar luces grandes. Por ejemplo, el puente Nanay en Perú tiene una luz de 440 m entre torres, el puente Integración Brasil–Paraguay tiene 470 m de luz entre torres y el puente Russky en Rusia tiene 1104 m de luz entre torres.

Figura 2.4

Forma estructural básica de un puente atirantado



Nota. La forma estructural básica de un puente atirantado es una serie de triángulos superpuestos conformados por la torre, los tirantes y el tablero; todos estos elementos están sometidos principalmente a fuerzas axiales, la torre a compresión, los tirantes a tracción y el tablero a compresión; los miembros estructurales son más eficientes frente a fuerzas axiales que a flexión, esto contribuye a la economía de materiales del puente atirantado (Tang, 2000).



Rubio (2010) indica que los puentes atirantados son estructuras altamente hiperestáticas y a la vez muy flexibles, sobre todo durante el proceso constructivo, debido a las grandes luces a las que están asociados; lo citado junto con la inevitable necesidad de recurrir a una construcción por fases constructivas, la presencia de no linealidades físicas y geométricas, así como los efectos reológicos y los errores de ejecución convierten el diseño y cálculo de puentes atirantados en una tarea delicada.

Las conclusiones que dan Manzano Suárez et al. (2012), después de haber realizado el análisis y diseño de un puente atirantado son las siguientes:

- Los puentes atirantados al ser estructuras altamente hiperestáticas son capaces de distribuir mejor las cargas a las cuales está sujeto.
- Los puentes atirantados son económicamente factibles cuando se tiene que salvar grandes luces, adicionalmente se debe considerar que este tipo de puentes son más estéticos y contribuyen mejor en un entorno urbano – turístico.
- Al tener un puente atirantado asimétrico se tiene mayor complejidad en cuanto a la distribución de fuerzas en sus tirantes.
- El sistema de tirantes de suspensión lateral tiene mejor rigidez que un sistema de tirantes de suspensión central, y es necesaria una mejor rigidez lateral para que puedan ser soportadas mayores solicitaciones torsionales que se pueden presentar básicamente ante la acción de un sismo o por efecto del viento.
- Los puentes atirantados son bastante flexibles y tienen un comportamiento elástico, lo cual implica un mejor comportamiento ante cargas dinámicas.

Los elementos principales de un puente atirantado son la torre y el tablero, por lo que es necesario determinar cuidadosamente el material con el que estos serán ejecutados de modo que se produzca una estructura económica. Svensson (2012) señala que para vanos de hasta 400 metros, los elementos de concreto resultan económicamente superiores frente a elementos de acero; los ejemplos que sustentan esta tesis es el puente Dames Point, Florida – EEUU, con un vano principal de 396 m, el cual fue ofertado por \$64.8 mill en concreto contra \$84.8 mill en acero; otro ejemplo es el puente East Huntington, Virginia Occidental – EEUU, con un vano principal de 274 m (una sola torre) fue ofertada por \$23.5 mill en concreto contra \$33.3 mill en acero. La razón por la que el concreto es económicamente superior es que las torres y el tablero (las vigas longitudinales) están cargadas principalmente a compresión y estas fuerzas de

compresión son soportadas más adecuadamente por secciones de concreto que por secciones de acero. La ventaja de usar una torre de concreto se reduce por condiciones de cimentación especiales requeridas, sin embargo, esa reducción es razonable y sin costos adicionales excesivos (Svensson, 2012). La ventaja de un tablero de concreto es que reducen las deformaciones verticales producidas por la carga viva debido a su mayor peso propio y a la necesidad de tirantes más rígidos (Svensson, 2012). |

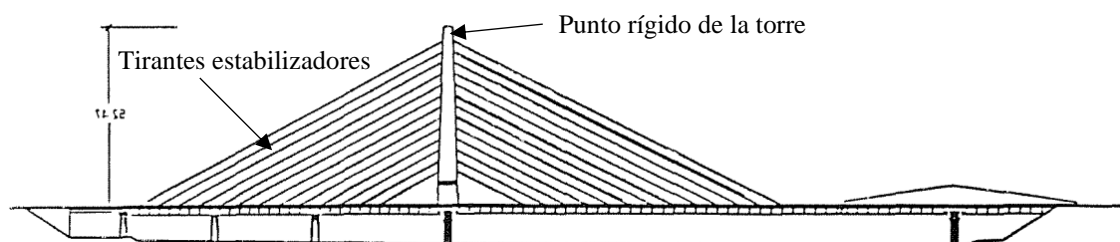
2.2.1. Torre

Las torres en los puentes atirantados deben estar destinados principalmente a recibir cargas verticales que recibe del atirantamiento del tablero (Manterola, 2006).

Una función importante de la torre de los puentes atirantados es la inmovilización longitudinal de la parte superior de la torre que soportan los tirantes que a su vez soporta al tablero. La deformación horizontal nula en el tope de la torre no es posible, sin embargo, la colocación de un sistema de tirantes estabilizadores aumenta considerablemente esta inmovilidad (Manterola, 2006). Cabe considerar que para que la configuración del sistema de cables actúe de manera adecuada, este sistema de tirantes estabilizadores debe conectarse a un tablero más rígido o a elementos estructurales más rígidos frente al desplazamiento, como se muestra en la Figura 2.5.

Figura 2.5

Parte superior de la torre rigidizada a través de un segundo sistema de tirantes.



Nota. En el puente Hoeschst Frankfurt; la torre esta rigidizada, a través de un segundo sistema de tirantes, por un tablero que cuenta con apoyos fijos (pilares) en un tramo que también es llamado vano de compensación; por lo que, esta disposición de los tirantes en arpa tiene un funcionamiento correcto (Manterola, 2006).

2.2.1.1. Formas de la Torre con Dos Planos de Cables

Las formas de torres para dos planos de cables más estudiadas y conocidas son los que se muestran: en la Figura 2.6, las de forma en H como son el puente Nanay en Perú, el puente Comuneros en Perú, y el puente Talmadge – EEUU; en la Figura 2.7, las torres en forma de A como son el puente Integración Brasil-Paraguay y el puente Huntington – EEUU; e la Figura 2.8, la forma de Y invertida como el puente Flehe – Alemania; y en la Figura 2.9, la forma de diamante como el puente Fred Hartman – EEUU.

Las torres en forma de H son la forma estructuralmente más lógica para un puente atirantado con dos planos de cables. Además, las torres en forma de A, Y invertida y diamante son alternativas excelentes para puentes con vanos extensos y tableros flexibles (Svensson, 2012; Tang, 2020). Svensson (2012) indica que las torres altas, que permitan la inclinación del cable sobre los 45° , reducen la cantidad de acero requerida en los cables y las fuerzas de compresión en el tablero o viga longitudinal del puente, pero aumentan los costos de la propia torre.

Figura 2.6

Torre en forma de H como en el puente Talmadge – EEUU



Nota. Imagen tomada de *Puente conmemorativo de Talmadge*, https://hmong.es/wiki/Talmadge_Memorial_Bridge.

Figura 2.7

Torre en forma de A como el puente Huntington – EEUU



Nota. Imagen tomada de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 35), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Figura 2.8

Torre en forma de Y invertida como el puente Flehe – Alemania



Nota. Imagen tomada de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 38), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Figura 2.9

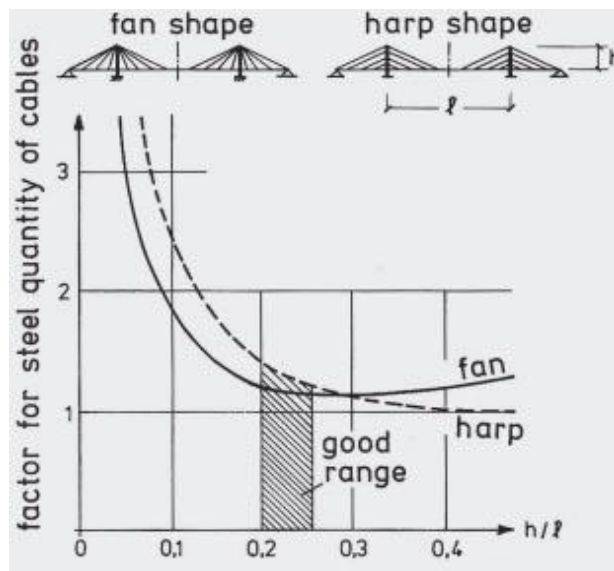
Torre en forma de diamante como el puente Fred Hartman – EEUU



Nota. Imagen tomada de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 448), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Figura 2.10

Relación entre la altura de la torre y cantidad de acero para los cables



Nota. En la figura se muestra el factor de cantidad de acero en los cables versus la relación entre la altura de la torre y el vano central; para las disposiciones de cables en forma de arpa y abanico. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 21), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Según Svensson (2012) y como se muestra en la Figura 2.10, las optimizaciones de las alturas de torre entre de $1/5$ a $1/4$ del vano central producen los costos mínimos en consumo de material para todo el puente. Finalmente, las torres son los elementos más resaltantes de un puente atirantado por lo que su consideración estética es importante (Tang, 2020).

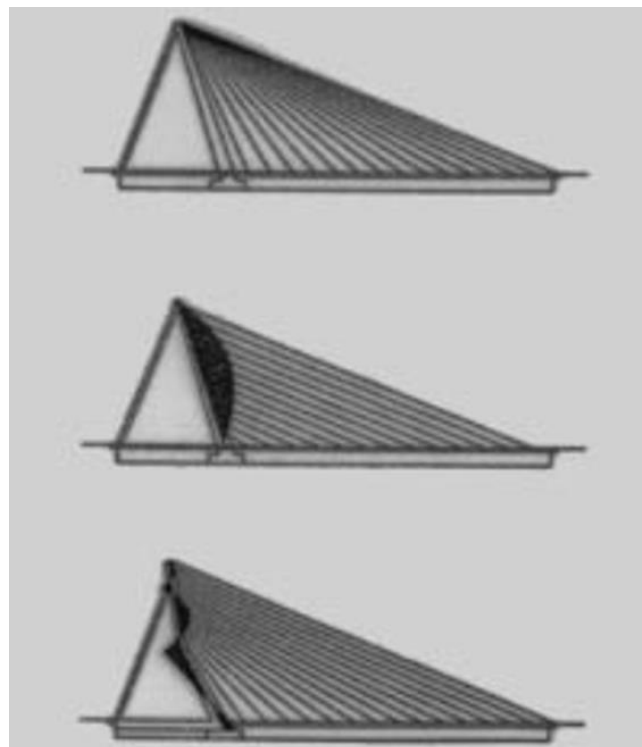
2.2.1.2. Torre Inclinada

2.2.1.2.1. Puente Erasmus Bridge

El puente Erasmus Bridge en Rotterdam – Holanda, es un puente atirantado asimétrico con una torre inclinada hacia atrás. Hewett (2007) al analizarlo encontró que las fuerzas sobre un pilón recto son intensas en flexión, pero si se hace que se doble hacia atrás, los momentos de flexión se vuelven más complejos por naturaleza, pero se reducen en intensidad máxima.

Figura 2.11

Momentos flectores en la torre inclinada - Erasmus Bridge.



Nota. Tomado de *A critical analysis of the Erasmus Bridge* (p. 1), por Hewett, C. J. (2007), University of Bath.

Como se observa en la Figura 2.11, una desviación de la torre inclinada en la parte superior es una manera ingeniosa de reducir la intensidad de los momentos flectores en la torre. La inclinación hacia atrás de la torre en forma de Y invertida, en el caso del puente Erasmus Bridge, actúa como contrapeso del tablero; sin embargo, esto no es suficiente para combatir la carga muerta y las cargas vivas sobre el tablero por lo que se usan tirantes de retención o estabilizadores, aun así, esta inclinación de la torre reduce la cantidad de área de acero en los tirantes (Heweet, 2007).

Como datos adicionales del puente Erasmus y que tomaremos como referencia para el caso del puente Pucará, tenemos que la relación de altura de torre y vano más largo es de $139/280$ igual a 0.5, con una inclinación de la torre respecto a la horizontal de aproximadamente 70° y con una desviación de la parte superior respecto a la parte inferior de la torre de aproximadamente 17° .

2.2.1.2.2. Puente Sancho – El Mayor

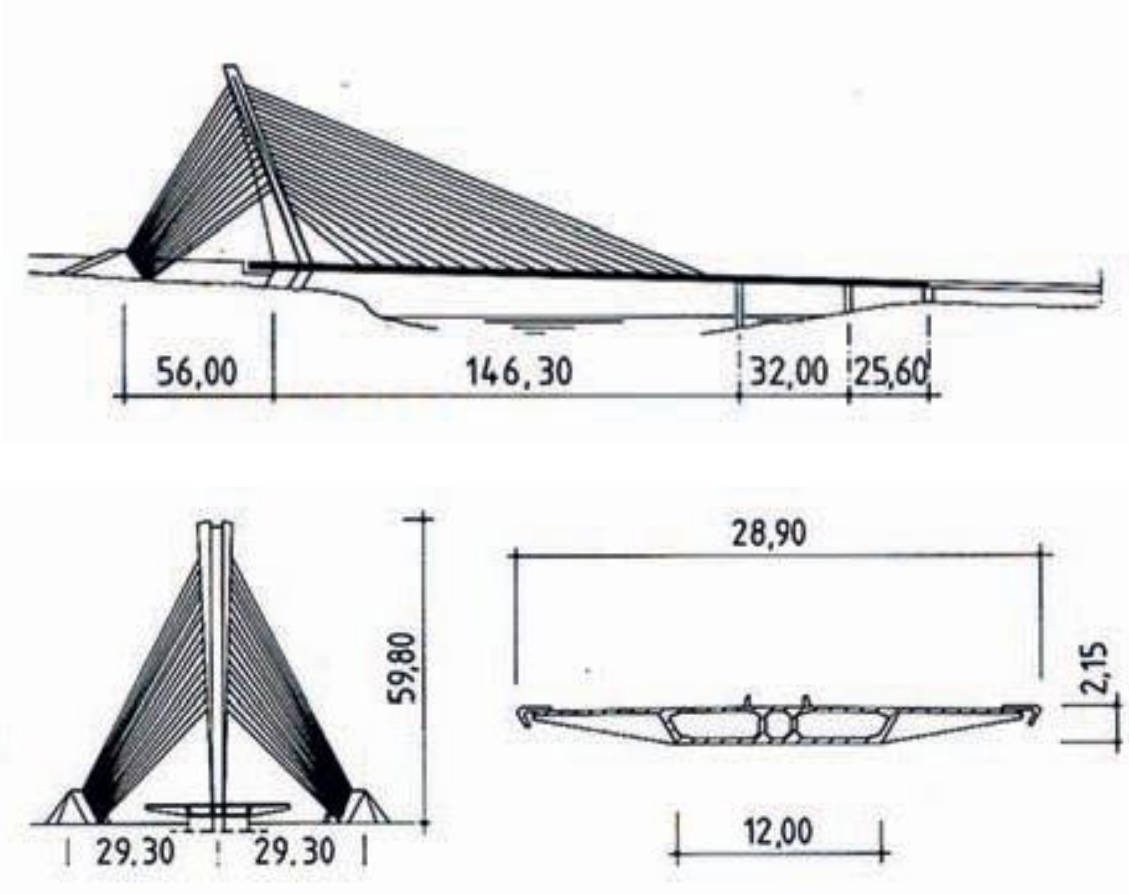
Es un puente sobre el río Ebro en España fue completado en 1981, Figura 2.12, comprende de un vano principal de 146 m y una sola torre con un plano de tirantes en el centro de la sección transversal. Los tirantes estabilizadores, que soportan el peso del vano principal, son anclados en dos contrapesos en los dos lados de la autopista. Este arreglo creó tres planos de tirantes: Los tirantes delanteros en el centro y los tirantes estabilizadores en dos planos inclinados fuera del centro.

Las componentes de fuerzas horizontales de los tirantes estabilizadores son transferidas a la viga del vano principal a través de puntales enterrados de concreto, uniéndose en la torre. Las fuerzas de compresión horizontales son así equilibradas en este puente atirantado. La viga cajón de concreto del vano principal tiene una profundidad de solo 2.1 m y consiste de elementos prefabricados con longitudes iguales a las distancias entre los cables de 6.4 m. El puente Sancho-El-Mayor da una buena impresión estética (Svensson, 2012).

Como datos adicionales del puente Sancho-El-Mayor y que tomaremos como referencia para el caso del puente Pucará tenemos que la relación de altura de torre y el vano principal es de $59.8/146.3$ o 0.41, la relación entre la altura del tablero de concreto y en vano principal es de $2.15/146.3$ o $1/68$, y existe una inclinación de la torre respecto a la horizontal de aproximadamente 70° .

Figura 2.12

Puente Sancho El-Mayor – España, 146 m de luz.



Nota. Tomado de Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide) (p. 23), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

2.2.2. Tablero

Tabla 2.1

Espesor promedio del tablero en puentes atirantados

Puente	Número de torres (pilones)	Tipo de suspensión	Vano principal (m)	Ancho del tablero (m)	Espesor medio (m)
Brotonne (Francia) completado	2	Axial multicable	320.00	19.2	0.48
Río Ebro (España) completado	1 inclinado	Axial multicable	146.30	24.6	0.49
Pasco-Kennewick (USA) completado	2	2 planos multicable	299.00	24.33	0.52
Río Paranaíba (Brasil) propuesto	2	2 planos multicable	350.00	17.2	0.52
Danube (Viena) completado	2	2 planos cables concentrados	119.00	15.8	0.57
Waal (Holanda) completado	2	2 planos cables concentrados	267.00	31.2	0.52
Río Magdalena (Colombia) completado	2	2 planos cables concentrados	140.00	12.5	0.55
Viaducto Carpentino (Italia) completado	2 inclinado	2 planos cables concentrados	181.00	9.5	0.62
Annacis (Canadá) completado	2	2 planos multicable	440.00	31.8	0.53
Napoleón (Suiza) propuesto	1	2 planos multicable	99.00	13.8	0.35
Akkar Bridge (India) completado	1	2 planos multicable	75.00	11.1	0.31
Caroni (Venezuela) Propuesto (puente vehicular y ferroviario)	2	2 planos cables concentrados	280.00	26.1	0.69
Railway bridge (Reino Unido) completado	1	2 planos cables concentrados	54.87	11.56	1.09
Barrios de Luna (España) completado	2	2 planos multicable	440.00	22.5	0.57
Diepoldsau (Suiza) completado	2	2 planos multicable	97.00	14.5	0.49

Nota. Tomado de *Cable Stayed Bridges* (p. 52), por Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia P., y Klein, J.F. (1999). ThomasTelford.

Los puentes atirantados pueden utilizar vigas flexibles de poco peralte, que están apoyadas en múltiples apoyos flexibles, estos son los tirantes; esta configuración resulta mucho más adecuado que usar vigas rígidas y pesadas con pocos tirantes como en los



primeros puentes atirantados; la relación entre la altura y la luz libre del tablero pasaron de $1/46$ en el puente sobre el lago Maracaibo de 1962 a $1/192$ en el puente Barrios de Luna de 1983 (Manterola, 2006). También, Manterola (2006) explica que mientras la relación entre la altura y la luz libre del tablero sea menor, la esbeltez de esta estructura estará condicionada por la flexión transversal o por el pandeo longitudinal del tablero. Mientras que Walther et al. (1999) afirma que la rigidez del tablero depende de la separación de los tirantes a lo largo de este, del sistema de suspensión y también del ancho del tablero; por ejemplo, un tablero suspendido por un solo plano central de tirantes debe tener una de tablero con alta rigidez transversal.

En la Tabla 2.1 obsérvese que, el espesor promedio de la sección transversal del tablero en puentes atirantados de concreto tiene un valor casi constante de 50 cm (para puentes con tablero de viga - losa). Walther et al. (1999) menciona que los tableros de concreto son dos a cuatro veces menos costosos que los tableros de acero, y que el peso propio elevado de un tablero de concreto no es un factor importante en el caso de puentes de vanos menores o medianos. En cuanto a la estabilidad del tablero esta depende de toda la estructura y no se puede considerar de forma aislada, descuidando toda la interacción con las torres y los tirantes; estos últimos, junto con el peso propio, aplican fuerzas estabilizadoras que reducen considerablemente la esbeltez de la sección del tablero (Walther et al., 1999).

2.2.2.1. Vigas Longitudinales

Durante el desarrollo de los puentes atirantados de concreto, se nota dos concepciones principales del tablero; uno con vigas de gran peralte, rígidas y pocos tirantes como es el caso del puente Wadi Kuf en Libia cuyo tramo principal de 282 metros tiene un peralte de 4.0 a 5.9 metros que es sostenido solo por dos pares de tirantes, y otro con vigas de menor peralte, flexibles y con múltiples tirantes como es el caso del puente Helgeland en Noruega con un tramo principal de 425 metros y una viga de 1.2 metros de profundidad sostenido por muchos tirantes (Svensson, 2012).

Svensson (2012), sugiere que es económico elegir una profundidad pequeña para la viga longitudinal (con distancias pequeñas entre los cables), que es casi independiente de la longitud del tramo; la condición límite será la seguridad contra el pandeo del tablero.

2.2.3. Cables Atirantados

Los cables atirantados son uno de los elementos más importantes en un puente atirantado, actúan como soportes verticales y así toman directa y completamente las cargas en las vigas (vivas y muertas) actuantes en una estructura (Walther et al., 1999). Carrión Viramontes et al. (2005) nos dice que en forma general y que debido a las diferencias de tracción que existe entre los tirantes, una vez esté construido el puente con respecto a las tracciones resultantes en el diseño; se recomienda realizar un análisis del comportamiento estructural del puente con tracción real en los tirantes, y considerando diferentes condiciones de operación y carga a través de pruebas de carga instrumentadas.

2.2.3.1. Disposición de los Tirantes

2.2.3.1.1. Longitudinal

Las configuraciones de tirantes más utilizadas son las de arpa, semi arpa y abanico. Sin embargo, la configuración de los tirantes no tiene mayor efecto en el comportamiento del puente, excepto en estructuras de vanos muy largos (Tang, 2000).

Figura 2.13

Disposición de tirantes tipo arpa en el puente Hoechst – Alemania.



Nota. Imagen tomada de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 82), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Una configuración tipo arpa ofrece una apariencia muy clara y delicada, por la vista de los tirantes de manera paralela de cualquier ángulo de visión; esta configuración también permite la construcción más temprana del tablero porque sus anclajes comienzan en una elevación más baja de la torre (Tang, 2000). Un ejemplo de este sistema es el puente Hoechst de la Figura 2.13.

Una configuración tipo semi-arpa puede ser también muy atractivo especialmente para un sistema de tirantes único, porque las pendientes de los tirantes son más pronunciadas. La fuerza axial en el tablero, el cual, es una acumulación de todas las componentes horizontales de las fuerzas en los tirantes, es más pequeña; esta característica es ventajosa para puentes con vanos más largos donde la compresión en el tablero puede controlar el diseño (Tang, 2000). El Puente Nord en Bonn de la Figura 2.14, es uno de los primeros con este tipo de configuración.

Figura 2.14

Disposición de tirantes tipo semi-arpa en el puente Nord en Bonn.



Nota. Imagen tomada de internet. Fuente: <https://pxhere.com/es/photo/596411>

Una configuración abanico de los tirantes es cuando los tirantes son anclados en un punto común en la parte superior de la torre, es bastante eficiente; sin embargo, un buen detallamiento es difícil de lograr (Tang, 2000). El puente Yelcho en Chile de la Figura 2.15, con todos los tirantes anclados en un plano horizontal en la punta de la torre, técnica y estéticamente es una excelente solución. La disposición en abanico para los

cables de los tirantes está más extendida que la disposición en arpa (Svensson, 2012). Algunas ventajas que Walther et al. (1999) señala son: El peso total de los tirantes necesarios es menor al de una configuración en arpa debido a las pendientes favorables de los tirantes, la fuerza horizontal introducida por el tirante en el tablero es menor, la flexión longitudinal de los tableros sigue siendo moderada y la flexibilidad de la estructura es favorable donde se producen los movimientos horizontales del tablero y aumenta la estabilidad frente a la actividad sísmica.

Figura 2.15

Disposición de tirantes tipo abanico en el puente Yelcho en Chile.



Nota. Imagen tomada de *Puente Yelcho & Río Yelcho #ChileLindoMega* [Tweet] [Imagen adjunta], por Gallegos, M. [@MarcosKayak23]. (6 de julio del 2017). Twitter. <https://twitter.com/marcoskayak23/status/882942825993842688?lang=ar-x-fm>

En un diseño asimétrico como es el caso del puente Erasmus Bridge de la Figura 2.11, son concebidos de acuerdo a las condiciones topográficas o los requisitos de espacio libre longitudinal, se requiere con frecuencia el cruce de un obstáculo por un solo tramo, sin que sea posible equilibrar la estructura por un tramo trasero. En este caso, puede resultar útil adoptar una suspensión que se caracteriza por la concentración de tirantes de ancla o lo que se llama tirantes estabilizadores. La elección de la pendiente de los tirantes estabilizadores dependerá principalmente de la topografía del terreno y de las condiciones geotécnicas y geológicas de la zona de anclaje. Del punto de vista económico para los

tirantes estabilizadores, un ángulo de 45° es el óptimo; ahora, con el objetivo de reducir el contrapeso o los anclajes en el suelo necesarios, existe una tendencia generalizada a reducir la componente vertical de la fuerza de anclaje reduciendo la pendiente de los tirantes (Walther et al, 1999).

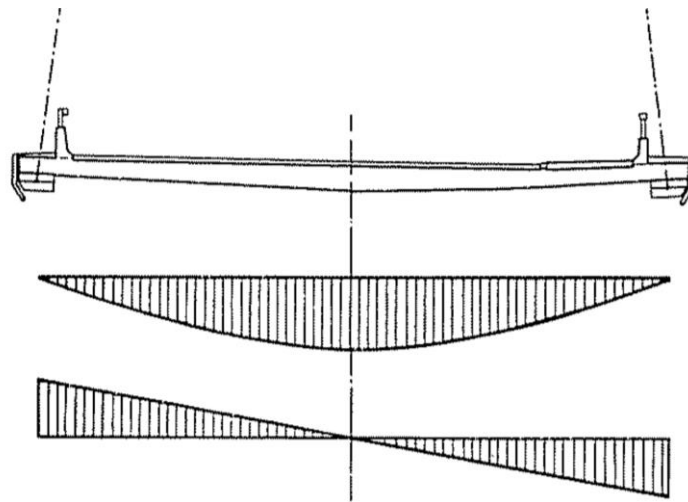
2.2.3.1.2. Transversal

La disposición transversal más usada de tirantes en puentes atirantados es el sistema con soportes laterales, verticales o inclinados ligeramente hacia adentro (Walther et al., 1999). En cuanto a las torres en forma de A y una disposición de tirantes laterales e inclinados, Walther et al. (1999) señala que:

- La rigidez y estabilidad es mejorada, el tablero y los dos planos de tirantes inclinados se comportan como una sección rígida cerrada en flexión, lo que reduce considerablemente la posible rotación del tablero.
- La suspensión inclinada puede dar lugar a ciertos problemas de holgura en el sentido transversal, requiriendo un aumento general de la sección transversal del tablero o el uso de ménsulas en lugares donde se ubiquen los anclajes.
- La construcción de torres en forma de A, es generalmente más complicada que las de torres verticales.
- La suspensión lateral con torres en forma de A es particularmente adecuada para puentes con muy largos vanos, donde la estabilidad aerodinámica se vuelve importante.
- La suspensión lateral introduce momentos flectores transversales que son máximos en el centro de la sección transversal, mientras que las fuerzas de corte y las fuerzas de anclaje correspondientes actúan en los bordes de la superficie de rodadura como muestra la Figura 2.16. En esa zona, los diseños de los detalles constructivos pueden presentar algunos problemas, especialmente con el tablero de concreto. Los anclajes de los tirantes pueden, en efecto, chocar con el de cualquier pretensado transversal.

Figura 2.16

Suspensión inclinada y lateral de los tirantes y distribución de las fuerzas transversales



Nota. Tomado de *Cable Stayed Bridges* (p. 31), por Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia P., y Klein, J.F. (1999). ThomasTelford.

2.2.3.2. Espaciamiento de los Cables Atirantados en el Tablero

Los puentes atirantados con grandes espaciamentos de los cables de 30 a 73 m Walther et al. (1999) considera que son estructuras elegantes y técnicamente sólidas. El puente Knie es un ejemplo muy notable, con una luz de 320 m y una profundidad del tablero de 3.4 m dando una relación de 1/95; el espaciamiento de los cables en el puente Knie es de 64 m y tiene una relación de 19:1 con la altura del tablero de 3.4 m. La altura del tablero juega un papel importante en la estabilidad general del puente porque este aporta rigidez, cabe remarcar que, al momento de construir puentes atirantados con grandes espaciamentos de los cables, será necesario la utilización de pilares intermedios temporales (Walther et al. 1999).

En cuanto a puentes atirantados con tablero de concreto y con espaciamentos pequeños de los cables, de 5 a 10 metros, R. Walter et al (1999), indica que se dio un impulso del diseño y la construcción de este tipo con el puente Friedrich Ebert (Nord) en Bonn, la primera estructura que contiene un gran número de cables, espaciados relativamente muy juntos. Walther et al (1999) menciona que este tipo de diseño de cables múltiples tiene numerosas ventajas como: Un gran número de soportes elásticos conducen a flexiones longitudinales moderadas en el tablero, durante la etapa de construcción y para la etapa operativa, ejecutado por un simple y económico método constructivo por

ejemplo, voladizos sucesivos; los tirantes individuales son de menor sección que en una estructura con tirantes concentrados, lo que simplifica su instalación y anclaje; y el reemplazo de los tirantes es relativamente simple, esta medida ya se ha visto como esencial, a pesar de las disposiciones tomadas para proteger los tirantes, especialmente contra la corrosión.

En consecuencia, el espaciamiento de los tirantes en la torre dependerá principalmente de la geometría de esta, y de la trabajabilidad de la instalación de los anclajes de los tirantes; y los espaciamientos de los tirantes en el tablero dependerá en particular de la forma y profundidad del tablero.

2.2.3.3. Módulo de Elasticidad Efectivo de los Cables

Debido a su baja rigidez a la flexión, un tirante sólo puede equilibrar su propio peso adoptando la forma de una catenaria (Walther et al., 1999). Los cables del puente atirantado que por su peso propio llegan a tener forma de una catenaria tienen un módulo de elasticidad, E_{eff} , diferente al módulo de elasticidad del acero del cable, E_o . Sánchez de León et al. (2012), consideran que se debe tener en cuenta este efecto para tirantes de más de 100 m.

El módulo de elasticidad efectivo del cable inclinado, E_{eff} , es gobernado por el módulo de elasticidad del acero del cable el cual es reducido por el pandeo inicial que pueda producirse. Para una fuerza T, de la Figura 2.17, E_{eff} está dado por la Ecuación 2.1 diseñada por Walther et al. (1999).

$$E_{eff} = \frac{E_o}{1 + (\gamma l)^2 E_o / 12 \sigma^3} \quad (2.1)$$

Donde:

E_{eff} = módulo de elasticidad efectivo del cable

E_o = módulo de elasticidad del acero del cable

γ = densidad del cable

l = longitud de la proyección horizontal del cable

σ = esfuerzo en el cable

El módulo de elasticidad E_{eff} definida en la Ecuación 2.1 es solo válido para un solo valor de esfuerzo σ . Dado que este puede variar considerablemente con cargas vivas, es aconsejable definir un módulo de elasticidad efectivo para un cable que pueda trabajar entre dos niveles de esfuerzos σ_{low} y σ_{up} ; para el cual Walther et al. (1999) diseñó la Ecuación 2.2.

$$E_{eff} = E_0 / \left(1 + \frac{(\gamma l)^2 (1+\mu)^4}{12\sigma_m^3 16\mu^2} E_0 \right) \quad (2.2)$$

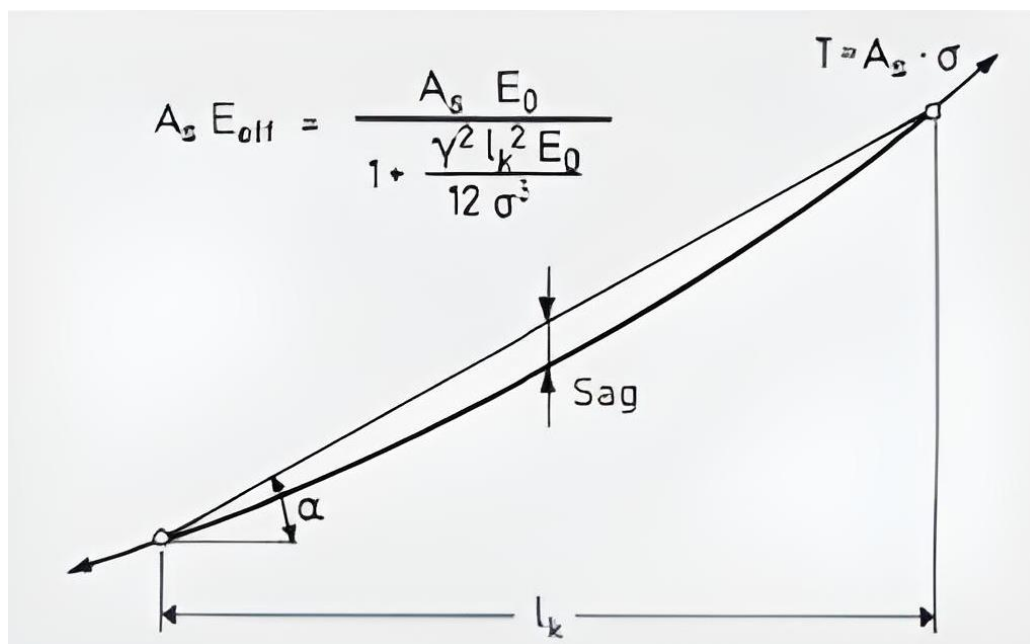
Donde:

$$\mu = \sigma_{low} / \sigma_{up} \quad (2.3)$$

$$\sigma_m = (\sigma_{low} + \sigma_{up}) / 2 \quad (2.4)$$

Figura 2.17

Módulo de elasticidad efectivo en un cable inclinado con pandeo.



Nota. Imagen tomada de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)* (p. 20), por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

En la mayoría de los casos, los cables son traccionados alrededor del 40% de su resistencia última bajo condiciones de carga permanente. Bajo este tipo de tracción, el módulo de elasticidad efectivo del cable se aproxima a los valores reales, excepto para

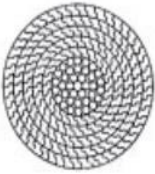


cables muy largos. Sin embargo, las tensiones en los cables pueden ser bastante bajas durante algunas etapas constructivas de modo que su efectividad debe ser debidamente considerada (Tang, 1971). Entonces es necesario verificar la relación del módulo elástico efectivo y real de los cables en la situación solo con cargas permanentes, el estado límite de servicio y cuando sea el caso en el análisis por etapas constructivas, una alta variación de la rigidez de los cables devendría en una redistribución importante de las fuerzas.

2.2.3.4. Tipos de Cables

Los tipos de cables usados en los sistemas de puentes atirantados son los mostrados en la Figura 2.18, donde se muestran los de tipo cable *locked coil* modernas, cable de alambres paralelos y cable de torones paralelos.

Figura 2.18

Sistemas de cables frecuentemente usados.

Characteristics	Modern locked coil rope	Parallel wire cable	Parallel strand cable
			
$E \cdot 10^{-6}$ [N/mm ²]	0.170	0.205	0.195
f_u [N/mm ²]	1470	1670	1870
$\Delta\sigma$ [N/mm ²]	150	200	200

Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

2.2.3.4.1. Cable Locked Coil Modernas

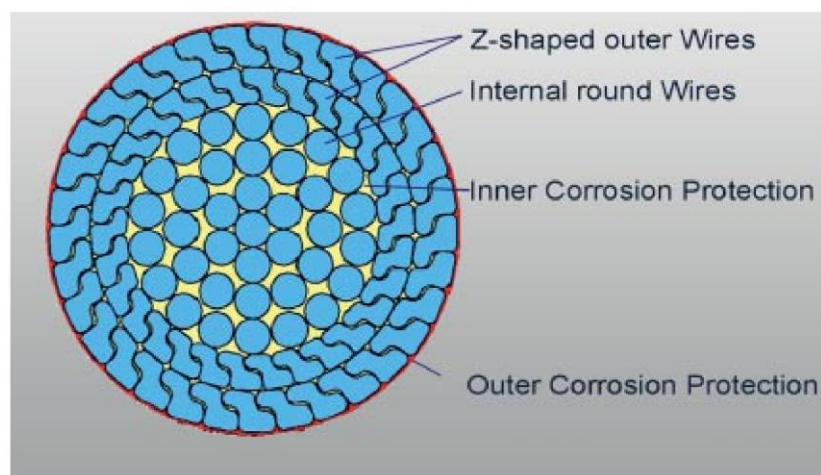
Los cables *locked coil* modernas consisten en alambres redondos internos con un diámetro de 5 mm y capas exteriores de alambres en forma de Z con alturas de 6 a 7 mm como se muestra en la Figura 2.19; cuando se traccionan los cables, los alambres exteriores en forma de Z se presionan entre sí por contracción lateral y que bloquean (*locks*) la superficie del cable contra la intrusión del agua, de ahí el nombre *locked coil* o cable de bobina bloqueada.

Durante el diseño, Svensson (2012) nos dice que, el módulo de elasticidad de las cables, depende de su composición principalmente; para cables totalmente *locked coil* un Módulo de elasticidad [E] entre 12-18 MN/cm² puede ser asumido. Con la aplicación de cargas bajas los alambres individuales se asientan lo que resulta en menores módulos de elasticidad, mientras que para cargas altas el módulo de elasticidad sube hasta 18 MN/cm²; al margen de lo mencionado es necesario realizar pruebas con diferentes condiciones de carga para determinar el comportamiento tensión – deformación (Svensson, 2012).

Los sistemas modernos de protección contra la corrosión que se usan en este tipo de cable son: El galvanizado por inmersión en caliente de todos los alambres con un espesor de 45 µm, el galvanizado también mejora la resistencia a la fatiga, ya que actúa como lubricante; el relleno que inicialmente se realizaba era con plomo rojo para rellenar los intersticios entre los cables, pero fue reemplazado por un relleno menos tóxico y más económico como es el polvo de poliuretano [PU] y zinc o aluminio; y finalmente la pintura que se aplica tiene un espesor de 410 µm y consiste en resina de fenol formaldehído con escamas de aluminio como pigmento activo (Svensson, 2012).

Figura 2.19

Sección transversal de un torón locked coil



Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

2.2.3.4.2. Cable de Alambres Paralelos

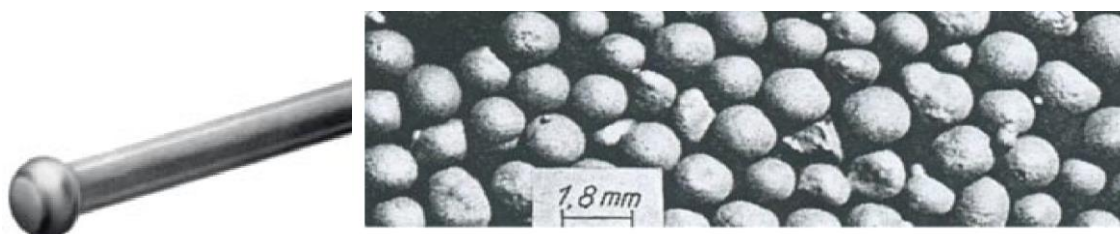
Los cables de alambres paralelos comprenden un paquete de alambres rectos de 7 mm o 1/4" de diámetro los cuales son anclados mediante sus cabezas de botón, este tipo de cables generalmente tiene un anclaje tipo *HiAm*, que consiste en anclar los alambres individuales gradualmente mediante la presión lateral ejercida por pequeñas bolas de acero, Figura 2.20, dentro de las cuales los alambres se barren dentro de una cabeza de anclaje cónica; estos anclajes son adicionalmente asegurados en una placa de retención, Figura 2.20, y una mezcla de resina epóxica y polvo de Zinc se utiliza como relleno para fijar las bolas de acero en su lugar y para conectar el tubo de PE a la cabeza de ancla. Este tipo de anclaje *HiAm* permite que la resistencia a la fatiga del cable completo sea similar a la de la longitud libre de los alambres, y que la resistencia a la tracción y fatiga de los alambres no sea reducida por un anclaje *HiAm* (Svensson, 2012).

La protección de los cables de alambres paralelos conste de una tubería exterior de Polietileno [PE] relleno con lechada de cemento, se puede envolver la tubería con una cinta autoadhesiva resistente a los rayos Ultravioleta [UV] y reemplazar la lechada de cemento por una cera flexible; en la elección de las tuberías de PE se debe tener en cuenta la explosión de las tuberías por excesiva fuerza de llenado de la lechada (Svensson, 2012).

Svensson (2012) nos enumera las siguientes ventajas, de los cables con alambres paralelos: alta rigidez, poca fluencia, alta resistencia a la tensión y fatiga con anclajes *HiAm*; y la siguiente desventaja, compleja protección contra la corrosión con varios componentes.

Figura 2.20

Anclaje HiAm en alambres paralelos.



Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

2.2.3.4.3. Cable de Torones Paralelos

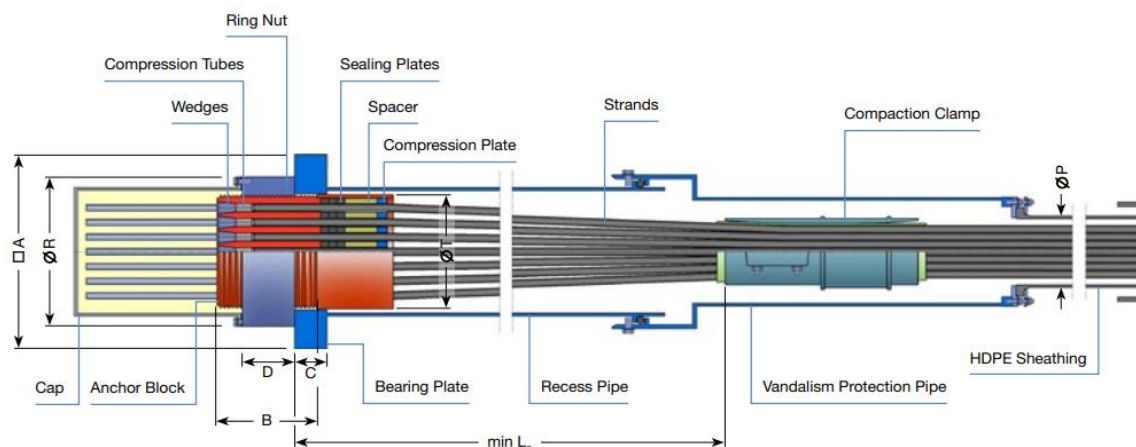
Los cables de torones paralelos constan de torones de 7 alambres con un diámetro de 0.6" (15 mm). Los alambres individuales de diámetro de 5 mm están estirados en frío y, por lo tanto, tienen una mayor resistencia a la tracción de 1870 N/mm² comparado con alambres de 6,4 mm con una resistencia a la tracción de solo 1670 N/mm² (Svensson, 2012). Por lo que, los torones son más económicos y actualmente gobiernan el mercado.

El sistema de todo el cable con torones en paralelo se muestra en las Figuras 2.18 y 2.19. Los torones corren paralelos y son apretados en sus tramos libres, cerca de los anclajes se extienden, y las fuerzas de desviación correspondientes son retenidas por un anillo de tensión; en sus extremos, los torones están anclados con cuñas, Figura 2.23. Las cuñas tienen dientes especialmente formados que evitan el deslizamiento. Aumentando la profundidad de los dientes en la dirección de los extremos del cable se consigue una introducción de fuerza casi uniforme que apenas reduce la resistencia a la fatiga en la zona de anclaje en comparación con la longitud libre (Svensson, 2012).

Las ventajas, que menciona Svensson (2012), de los cables de torones paralelos es que; su fabricación se realiza a partir de torones individuales *in situ*, por lo que los pesos de transporte son menores, se pueden intercambiar los torones individuales, y si existe una triple protección contra la corrosión de los torones individuales no requiere lechada de cemento adicional, cera o similar. La desventaja es que cuenta con una rigidez ligeramente reducida.

Figura 2.21

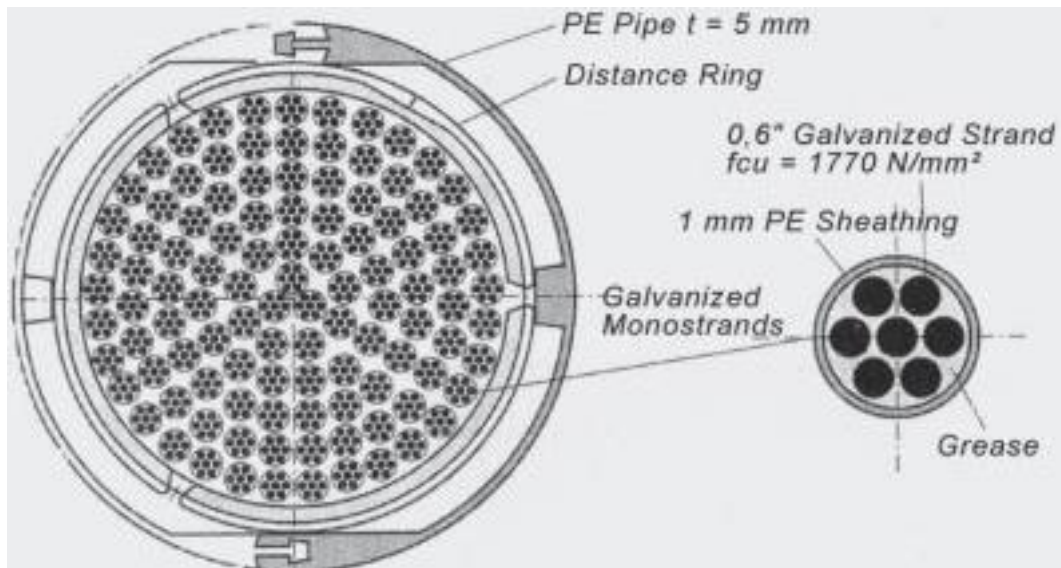
Corte típico longitudinal de un cable de torones paralelos



Nota. Ver Anexo D.

Figura 2.22

Corte típico transversal de un cable de torones paralelos.



Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Figura 2.23

Anclaje de cuña de torones recubiertos de epoxi.



Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

La protección contra la corrosión tradicional de los torones individuales consta de tres componentes: El galvanizado de los alambres individuales (o recubrimiento epoxi), relleno de cera en los espacios entre los alambres y una funda de PE extruido (Svensson,

2012). Estos torones individuales protegidos se colocan en un tubo exterior de PE. Existe otra alternativa de protección contra la corrosión de estos cables, en donde los alambres de los torones están galvanizados y se encuentran dentro de una tubería de PE; para evitar la corrosión del alambre, el aire dentro de la tubería se seca hasta una humedad inferior al 60% (Svensson, 2012).

En general; los tirantes, compuestos por cables, son el elemento estructural más vulnerable de los puentes atirantados. Svensson (2012) recomienda que para lograr los 100 años de uso deseados deben de inspeccionarse periódicamente, así como inspeccionar su protección contra la corrosión, y la supervisión continua de las fuerzas y oscilaciones del cable. Svensson (2012) nos menciona que el cambio de un cable debe de considerarse en la etapa de diseño, además que el mantenimiento de los cables evita que estos se relajen y nos recuerda que los daños causados en los cables en puentes de todo el mundo, fueron por no cumplir estrictamente con las siguientes reglas de inspección:

- Cada tres años una inspección visual completa.
- Cada seis años una inspección a profundidad, incluida la inducción magnética.

2.2.3.5. Calibración de Fuerza en los Cables

García Chacón (2017), sobre la calibración de las fuerzas en los tirantes sin importar el principal objetivo a optimizar (esfuerzos, deformaciones, energía o errores), nos dice que:

Se hace mediante una matriz de influencia, que es la matriz de rigidez de la estructura condesada, que nos permite conocer la interacción entre los tirantes y sobre el resto de la estructura. Nos evidencia la influencia de la variación unitaria en la tensión de cada tirante sobre la magnitud de control elegida. Finalmente, mediante la solución de un sistema de ecuaciones lineales se obtiene la combinación de cargas finales para alcanzar el objetivo elegido. (p. 13)

Quintana Ytza (2009), como lo citó García Chacón (2017) enumera los siguientes métodos utilizados para la calibración de las fuerzas en los cables:

- Métodos de equilibrio de fuerzas:

Se basan en el equilibrio de fuerzas permanentes verticales trasladadas a los nudos de los tirantes con las componentes verticales de las cargas en los tirantes,

mientras que las componentes horizontales se ven equilibradas con la compresión en el tablero y las torres. Se destacan:

- Método de la anulación de las reacciones en apoyos ficticios.

Considera al tablero como una viga continua con apoyos rígidos en los tirantes. Se consigue obtener las cargas en los tirantes a partir de la reacción en cada uno de estos apoyos ficticios.

- Método de la carga unidad.

Se considera una carga unidad en el tablero en cada punto de control y mediante superposición se obtiene la combinación de cargas en los tirantes necesarios para lograr los momentos flectores deseados.

- Métodos de desplazamientos.

El objetivo de estos métodos es la obtención de la rasante deseada. Puede realizarse tanto en el proceso constructivo como en la configuración final. Se considera el tablero como una viga continua con apoyos rígidos en los tirantes y mediante las reacciones en estos se hallan las cargas necesarias en los tirantes para que los desplazamientos verticales en los puntos de unión con el tablero, sean nulos. En la consideración del proceso constructivo se realiza esta condición en la última dovela construida.

- Métodos de optimización de energía y errores.

Se consideran una serie de parámetros a optimizar. Los métodos energéticos procuran minimizar las cargas en los tirantes y se emplea especialmente en la fase final del puente, mientras que los métodos de errores utilizan los mínimos cuadrados de errores de ejecución y se utiliza especialmente en el proceso constructivo. En el caso de los primeros, lo habitual es optimizar la energía elástica de deformación.

De Han y Yan (2003) podemos obtener el proceso de obtención de resultados por este proceso: la energía de deformación viene dada por la Ecuación 2.5.

$$U = \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M^2}{2EI} dx + \frac{1}{2} \int_0^L \frac{N^2}{2EA} dx \quad (2.5)$$

Que, escrito de manera discreta, Ecuación 2.6, cuando se realiza el análisis por el método de elementos finitos.

$$U = \sum_{i=0}^N \frac{L_i}{4E_i} \left(\frac{M_{i0}^2 + M_{if}^2}{I_i} + \frac{N_{i0}^2 + N_{if}^2}{A_i} \right) \quad (2.6)$$

Donde N es el número total de elementos modelados en el tablero y torres, L_i es la longitud del elemento i , E_i es el módulo de elasticidad, I_i es el momento de inercia de la sección, A_i es el área de la sección. M_{i0} , M_{if} , N_{i0} y N_{if} , son los momentos flectores y los axiles en el nodo inicial y final del elemento i , respectivamente.

Bajo la aplicación de las cargas muertas y el pretensado en los tirantes, los momentos flectores y los axiles en el tablero y las torres, son como se muestran en la Ecuación 2.7 y Ecuación 2.8.

$$\{M\} = \{M_D\} + \{M_P\} = \{M_D\} + [S_M] * \{P_0\} \quad (2.7)$$

$$\{N\} = \{N_D\} + \{N_P\} = \{N_D\} + [S_N] * \{P_0\} \quad (2.8)$$

Donde $\{M_D\}$ y $\{M_P\}$ son los vectores de momentos flectores generados por las cargas muertas y el pretensado, respectivamente; $[S_M]$ es la matriz de influencia de momentos; y $[S_N]$ es la matriz de influencia de axiles, siendo la componente S_{ij} de estas matrices los cambios en el momento o en el axil en el elemento i producido por la fuerza unidad en el tirante j . $\{N_D\}$ y $\{N_P\}$ son los valores de los axiles generados por las cargas muertas y el pretensado en los tirantes, respectivamente. $\{P_0\}$ es el valor de fuerza de pretensado en los tirantes.

Los desplazamientos en el tablero y las torres vienen dados por la Ecuación 2.9.

$$\{F\} = \{F_D\} + \{F_P\} = \{F_D\} + [S_F] * \{P_0\} \quad (2.9)$$

Donde $\{F\}$ es el vector desplazamiento, $[S_F]$ es la matriz de influencia de desplazamientos, y $\{F_D\}$ y $\{F_P\}$ son los vectores de desplazamientos producidos por las cargas muertas y las cargas en los tirantes, respectivamente. Sustituyendo las ecuaciones de los momentos flectores y axiles en la ecuación de la energía de deformación en elementos finitos, y sustituyendo:

$$\{\bar{M}\} = [A]\{M\}, \{N\} = [B]\{N\} \quad (2.10)$$

Donde [A] y [B] son diagonales matrices:

$$[A] = \text{Diag} \left[\sqrt{L_1/4E_1I_1}, \sqrt{L_2/4E_2I_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nI_n} \right] \quad (2.11)$$

$$[B] = \text{Diag} \left[\sqrt{L_1/4E_1A_1}, \sqrt{L_2/4E_2A_2}, \dots, \sqrt{L_n/4E_nA_n} \right] \quad (2.12)$$

Se tiene que la energía de deformación se puede representar matricialmente como la Ecuación 2.13.

$$U = \{P_0\}^T [\bar{S}]^T [\bar{S}] \{P_0\} + 2\{\bar{P}_D\}^T [\bar{S}] \{P_0\} + \{\bar{P}_D\}^T \{P_D\} \quad (2.13)$$

Donde:

$$[\bar{S}] = (\bar{S}_M, \bar{S}_N)^T = [A, B](S_M, S_N)^T \quad (2.14)$$

$$\{\bar{P}_D\} = \{M_D, N_D\}^T \quad (2.15)$$

Finalmente, como se pretende minimizar la energía de deformación, hacemos:

$$\partial U / \partial P_0 = 0 \quad (2.16)$$

A este problema se le aplican las siguientes restricciones:

- Rango de tensiones en tablero y torres:

$$\{\sigma\}_L \leq \{\sigma\} \leq \{\sigma\}_U \quad (2.17)$$

Donde $\{\sigma\}$ representa el vector de tensiones máximas y $\{\sigma\}_L$ y $\{\sigma\}_U$ son los límites inferior y superior de tensiones.

- Rango de tensiones en los tirantes:

$$\{\sigma\}_{LC} \leq \left\{ \frac{P_{0C}}{A_C} \right\} \leq \{\sigma\}_{UC} \quad (2.18)$$

Donde A_C es el área del y_n tirante, P_{0C} es la fuerza de pretensado en el tirante, y $\{\sigma\}_{LC}$ y $\{\sigma\}_{UC}$ son los límites inferior y superior de la tensión en los tirantes. Para su funcionamiento normal.

- Desplazamientos en el tablero y torres:

$$\{|D_i|\} \leq \{\Delta\} \quad (2.19)$$

Donde $\{|D_i|\}$ es el vector de los valores absolutos de los desplazamientos máximos y $\{\Delta\}$ es el vector de desplazamientos permitidos.

Con la energía de deformación expresada de manera matricial y estas restricciones se puede hallar las cargas en los tirantes que optimicen esta energía mediante métodos matemáticos estándar. (pp. 13-15)

En el presente trabajo, para la determinación de la carga en los tirantes de los modelos empleados se ha utilizado un método de optimización de energía. Específicamente se ha utilizado el método del factor de carga desconocido (*UnkNown Load Factor Method*) mediante el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2.*, el cual utiliza una función objetivo que optimiza las tensiones en los cables en la posición inicial de equilibrio pudiéndole imponer restricciones en desplazamientos (utilizado en nuestros modelos), momentos flectores, entre otros. Se le asigna a cada tirante una carga unitaria que será multiplicada por el factor de carga para obtener la carga de pretensado.

La función objetivo puede ser, de acuerdo a García Chacón (2017):

- Lineal.

Corresponde al sumatorio del valor absoluto del factor de carga por el factor de peso (consideremos factor de peso igual 1 para todos los tirantes).

$$Obj. = \sum_{i=1}^n |T_i \cdot W_i| \quad (2.20)$$

Se traduce en minimizar el total de la carga necesaria en los tirantes.

- Cuadrada.

Es el sumatorio de los cuadrados del producto entre el factor de carga y el factor de peso.

$$Obj. = \sum_{i=1}^n (T_i \cdot W_i)^2 \quad (2.21)$$

- Del máximo absoluto.

La función es el máximo valor de los valores absolutos de los productos entre el factor de carga y el factor de peso.

$$Obj. = \max (|T_1 \cdot W_1|, |T_2 \cdot W_2|, \dots, |T_n \cdot W_n|) \quad (2.22)$$

Este se traduce en minimizar el valor del tirante más cargado de la estructura. (p. 15)

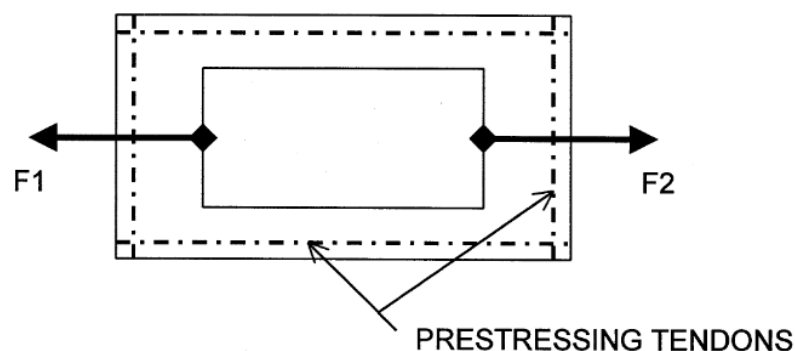
2.2.4. Anclajes

2.2.4.1. Anclaje en la Torre

Una alternativa del anclaje de los tirantes en la torre de concreto nos la da Tang (2000); cuando la sección de la torre es un cajón, los tirantes pueden ser anclados en las paredes del frente y posterior de la torre, como se muestra en la Figura 2.24, en donde estudiando localmente la zona de anclaje, inclusive fue necesario usar acero presforzado en las paredes de la sección cajón para transferir las fuerzas de tracción al otro extremo y que esta pared no se traccione.

Figura 2.24

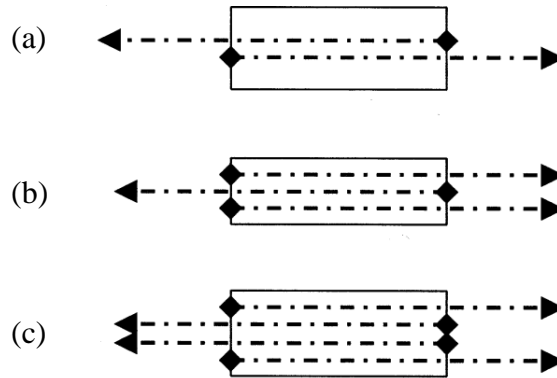
Alternativa de anclaje del tirante a la torre con tendones de presfuerzo.



En una sección de torre de concreto, cruzar los tirantes como la Figura 2.25a es una buena idea en el sentido técnico, es seguro, simple y económico; la dificultad está en la geometría; para evitar crear un momento de torsión en la torre, los tirantes de ambos vanos del puente deben estar anclados en un mismo plano, lo que es imposible físicamente; una solución es usar cables tirantes y un patrón simétrico como es el caso de la Figura 2.25c (Tang, 2020).

Figura 2.25

Anclaje en la torre con tirantes cruzados

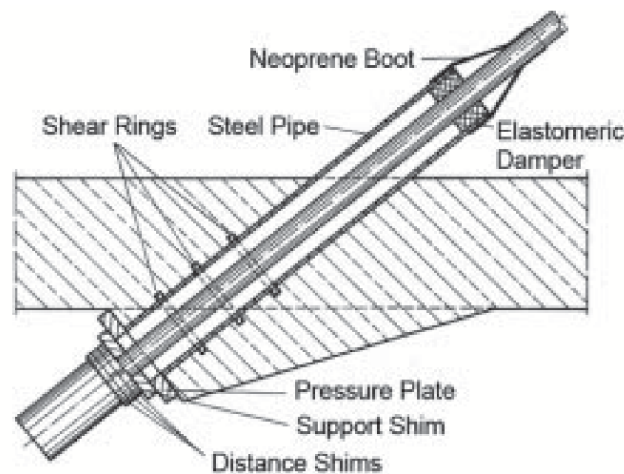


Nota: en la Figura 2.25a se muestra tirantes únicos cruzados en diferentes planos que ocasionan torsión en la torre; en la Figura 2.25b se muestra tirantes cruzados dobles y patrón asimétrico; y en Figura 2.25c se muestran tirantes cruzados dobles y patrón simétrico.

2.2.4.2. Anclajes en la Viga

Figura 2.26

Anclaje típico en concreto.



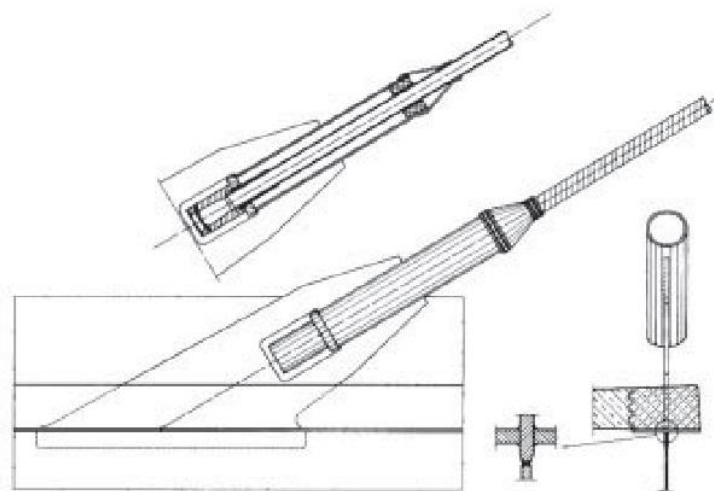
Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

Svensson (2012) en la Figura 2.26, nos muestra un anclaje de cable típico en un tablero de concreto; donde las fuerzas del cable se introducen directamente en la viga principal. La cabeza de anclaje está soportada por cuñas sobre placas de presión soldadas al extremo de la tubería de acero y que transfieren las fuerzas del cable directamente o a través de la tubería de acero y anillos de cizalla en el concreto, donde las fuerzas de

tracción están cubiertas por refuerzo. La Figura 2.27, muestra una introducción directa de las fuerzas del cable en un alma de viga principal de acero; donde la cartela se extiende con una soldadura a tope a través de una abertura en el ala superior de la viga; se suelda una tubería de acero en esta extensión de la cartela a la que se une la cabeza de anclaje (Svensson, 2012).

Figura 2.27

Anclaje típico en acero.



Nota. Tomado de *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, por Svensson, H., 2012, Wilhelm Ernst & Sohn.

2.2.5. Métodos Constructivos de Puentes Atirantados

2.2.5.1. Por Cimbrado

La construcción de puentes atirantados por cimbrado, es usado, generalmente, cuando el puente está localizado en una zona de baja altura, del tablero del puente con respecto al terreno natural, un suelo con buena capacidad resistente a lo largo del puente, cuando no haya cruces de vías debajo del puente, y el puente no tenga que atravesar una corriente de agua (Rubio, 2010).

Este método de construcción proporciona la ventaja de que evita problemas de flexibilidad del tablero que ocurre en una construcción sucesiva y sus efectos; permite además mejores condiciones de seguridad en el trabajo, así como usa de maquinaria pesada a lo largo del puente, además de un bajo número de operadores al momento del tensado de los cables (Rubio, 2010).

2.2.5.2. Por Voladizos Sucesivos

El método consiste en la construcción de la obra en segmentos (voladizos), formando trechos que avanzan sobre el vano construido. Existen dos técnicas básicas para la construcción de puentes mediante el sistema de voladizos sucesivos; una de ellas emplea voladizos pre-moldados, las cuales se levantan mediante guinchos y otros equipamientos y la otra técnica consiste en construir los voladizos “in situ”.

Cuando los voladizos son moldados “in situ”, el concretado es ejecutado con auxilio de encofrados deslizantes ancladas en los trechos ya construidos, los voladizos se mantienen relativamente fijos por el efecto de los cables atirantados.

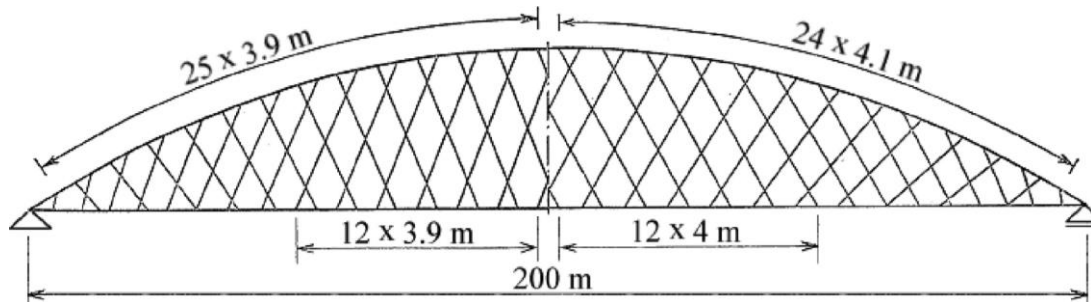
Los voladizos pre-moldados son fabricados en fábrica y transportadas por medio de reticulados metálicos hasta la extremidad del voladizo, donde son colocadas y mantenidas en su lugar por el efecto también de las fuerzas de los cables atirantados. Entre los voladizos se puede usar o no adhesivo epoxi, que sirve para lubricar la superficie, disminuir los efectos de las imperfecciones de las juntas entre las mismas, impermeabilizar la junta y contribuir para la transmisión de las tensiones provenientes de los esfuerzos cortantes. Esta técnica de construcción es la más versátil, ya que permite adaptarse a cualquier longitud de vano y altura del tablero al terreno debajo del puente; aunque hay la posibilidad de cometer errores de ejecución por la flexibilidad del tablero y los efectos diferidos (Rubio, 2010).

2.3. ESTADOS DEL ARTE EN PUENTES EN ARCO TIPO NETWORK

Un puente en arco tipo Network es aquel en donde algunas péndolas cruzan a otras péndolas al menos dos veces (Tveit, 2014a). Lui et al. (2016) y Tveit (2014a) comparan al arco Network de la Figura 2.28 con una viga simplemente apoyada, donde respectivamente el arco y el tirante (tablero) corresponden a las zonas de compresión y tracción de la viga, y las péndolas son un reemplazo ligero del alma de la viga.

Figura 2.28

Puente en arco tipo Network.



Nota. Tomado de *Systematic Thesis on Network Arch* (p. D-4). Por Tveit, P. (2014b). <http://home.uia.no/pert/>.

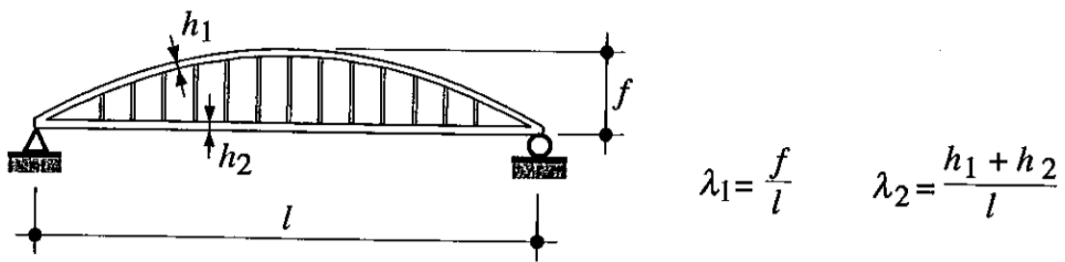
Tveit (2014a) nos da las siguientes razones, por la que un arco Network es una estructura eficiente:

- Los detalles son simples, ligeros y altamente repetitivos.
- Las fuerzas de compresión en el arco son alrededor de 3% más grande que la fuerza de tensión en el tablero – tirante. El arco y el tablero están estrechamente conectados por las péndolas.
- Las péndolas distribuyen las cargas aplicadas entre los tramos del arco, de tal manera que aparece muy poca flexión en el arco, siempre que todas las péndolas estén en tensión.

En los puentes en arco con péndolas verticales, la esbeltez (definido como λ_2 por Lebet et al, 2013), es la relación que existe entre; la suma de las alturas del tablero y el arco y la longitud del vano (Tveit, 2014a; Lebet et al., 2013). De acuerdo a la Figura 2.29 la esbeltez del puente en arco está dada por $\lambda_2 = (h_1 + h_2)/l$. Esta esbeltez λ_2 generalmente se encuentra entre 1/30 y 1/45 en puentes en arco con péndolas verticales, dependiendo de si hay uno o dos arcos (Lebet et al., 2013). Y tenemos a los puentes en arco tipo Network como el puente Bolstadstraumen que tiene una esbeltez de 1/91 y el puente Brandanger, Figura 2.30, con una esbeltez de 1/199 y que es considerado el puente arco más esbelto, además ambos puentes noruegos fueron diseñados por Per Tveit. De acuerdo a lo mencionado podemos decir que los puentes en arco tipo Network son más del doble de esbeltos que los puentes en arco con las péndolas verticales.

Figura 2.29

Notación y definición de la esbeltez del arco



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 465) por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013). EPFL Press.

Figura 2.30

Puente Brandanger – Noruega



Nota. Puente diseñado por el Ing. Per Tveit que entró en operación el año 2010. Imagen tomada de *Skyscraper city*. En “Serviu insiste en construir puentes sobre humedal de Valdivia que será Santuario de la Naturaleza” [Comentario en la entrada “VALDIVIA | Vialidad urbana”]. Por sebastian_ojeda. (21 de octubre 2020). <https://www.skyscrapercity.com/threads/valdivia-vialidad-urbana.1265699/page-14>

2.3.1. Arco

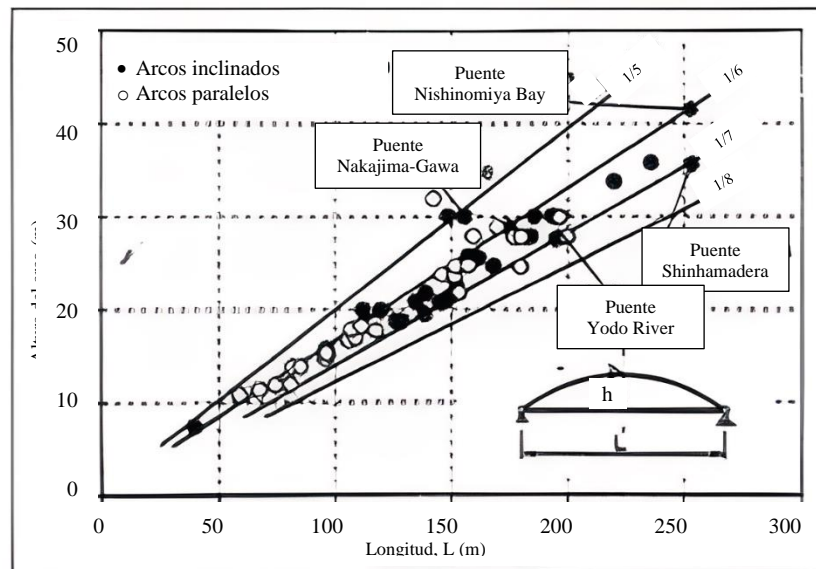
2.3.1.1. Dimensiones del Arco

Para Lui et al (2016), la máxima distancia entre la zona de tensión y la zona de compresión, es decir la altura del arco, normalmente no debe sobre pasar el 20% del vano y cerca del 15% se ve mejor. Para Tveit (2014a) los arcos Network se ven mejores si no superan el 16% del vano del puente.

En cuanto a la relación que existe entre la altura total del arco y la longitud del vano, Lebet et al. (2013) lo designa como una esbeltez $\lambda_1 = f/l$, como se muestra en la Figura 2.29. Además, indica que cuando es menor esta relación mayor es la flexibilidad del puente, y una relación mayor arruina la apariencia del puente; y recomienda una relación λ_1 entre 1/5 y 1/6. Ahora, de la Figura 2.31, en donde Nakai et al. (1995) muestra la relación entre la altura del arco y la longitud del vano en puentes en arco tipo Network japoneses, podemos ver que una gran cantidad de puentes con vanos de 50 a 250 metros tienen una relación entre 1/6 y 1/7 entre la altura del arco y el vano del puente.

Figura 2.31

Relación entre la altura del arco y la longitud del vano en puentes en arco tipo Network.



Nota. Tomado de *Proposition of methods for checking the ultimate strength of arch ribs in steel nielsen-lohse bridges*, por Nakai et al. (1995), Ernst & Sohn.

Tabla 2.2

Profundidad del arco de algunos puentes realizados con arco tipo Network óptimos.

Puente	Luz	Profundidad del arco	Profundidad / Luz
Steinkjer	80 m	48 cm	1/167
Bolstadstraumen	84 m	48 cm	1/175
Bechyné	41 m	32 cm	1/128
Brandangersund	220 m	60 cm	1/367
Río Carbón	120 m	60 cm	1/200

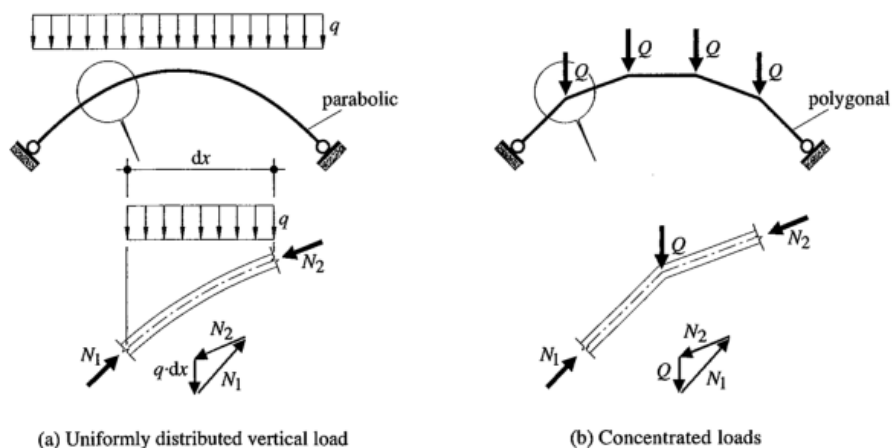
Ahora, en referencia a la profundidad del arco. La Tabla 2.2 nos muestra una lista de puentes en arco tipo Network que son óptimos, así también la relación entre la profundidad del arco y la longitud del vano. De donde se obtuvo un promedio de 1/185 de relación entre la profundidad del arco y el vano del puente, para puentes en arco tipo Network, dato que servirá como referencia para nuestro caso estudiado.

2.3.1.2. Forma del Arco

Idealmente la forma del arco debería coincidir con la línea de compresión definida por las fuerzas internas debidas a las cargas; en tal caso las cargas solo darían como resultado fuerzas de compresión normales en el arco. La Figura 2.32 muestra las formas ideales de un arco para cargas distribuidas y puntuales uniformes. Para el caso de una carga vertical que se distribuye uniformemente sobre una superficie horizontal, el arco sería parabólico; o en el caso de las cargas puntuales en la posición de las péndolas, la forma ideal del arco sería poligonal (Lebet et al., 2013). Sin embargo, debido a que la carga impuesta generalmente no está uniformemente distribuida sobre el arco o las cargas en el arco no son solo puntuales, se procura combinar ambas formas al diseñar o calcular el arco.

Figura 2.32

Forma ideal de un arco, dependiendo de las cargas aplicadas.



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 477) por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013). EPFL Press.

Tveit (2014a) nos dice sobre la forma del arco, que cuando el arco es de concreto y las péndolas son verticales la forma del arco debe estar cerca a la de una parábola de

segundo grado. Pero, en un sistema Network, el arco óptimo puede ser una parte de una elipse; o puede tener una curvatura constante y reducirse cerca a los extremos del arco, esto da una fuerza máxima constante en una parte más larga del arco, y fuerzas más uniformes en las péndolas de los extremos del arco (Teich, 2012, como se citó en Tveit, 2014a; Lui et al., 2016; Tveit, 2014a).

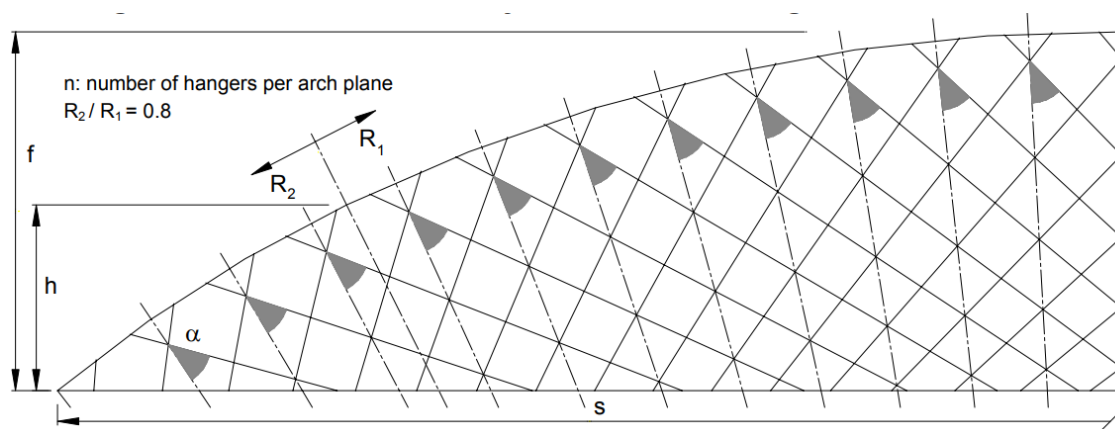
Brunn et al. (2003) nos dice que lo arcos con alturas grandes son ventajosos, pero debería ser limitado por condiciones estéticas. Además, sobre el estudio de la forma del arco resume que, las curvaturas pequeñas del arco en sus extremos son ventajosas, por lo que plantea un arco con dos radios de circunferencia; un r para la parte central del arco y un $0.8r$ para los extremos del arco (Figura 2.33), para esta disposición se esperan buenos resultados.

Los arcos pueden estar hechos de columnas universales o vigas de ala ancha americana que vienen pre curvadas de la fábrica. Dado que el arco solo tiene compresión, se pueden usar juntas a tope (Tveit, 2014a). Los arcos tubulares atraen $1/3$ de la fuerza actuante de viento en comparación con arcos rectangulares, y estos se pueden rellenar con concreto (Lui et al., 2016).

Tveit (2014a) considera que el arco Network es más competitivo para vanos, donde la distancia entre los arcos es menor de 15 a 18 metros; y si se utiliza concreto de alta resistencia, la distancia entre los arcos puede ser superior a 16 metros.

Figura 2.33

Geometría del arco Network según Brunn et al. (2003).



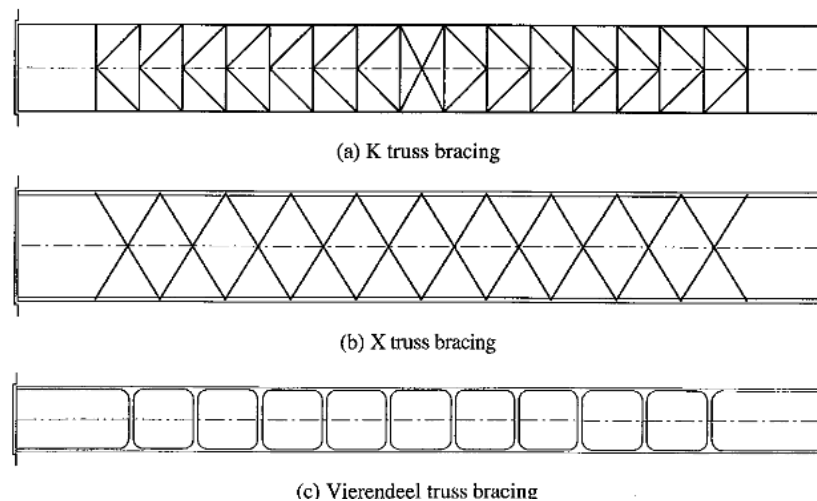
Nota. En la figura se muestra un arco óptimo propuesto por Brunn et al. (2003), donde este está compuesto por circunferencias de dos radios (R_1 y R_2). La altura f utilizado por Brunn et al. (2003) es el 17% del vano, relación recopilada por Nakai et al. (1995). Las líneas entrecortadas son los radios de la circunferencia a lo largo del arco y las líneas continuas representan las péndolas del sistema Network. Tomado de *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards* (p. 69) [Tesis de Diploma], por Brunn, B., Schanack, F. (2003). Technische Universität Dresden.

2.3.1.3. Arriostres entre los Arcos

Cuando se usan dos arcos el arriostre entre estos hace una contribución importante a la estabilidad fuera del plano, uniendo los dos arcos y aumentando la rigidez de la estructura completa. Y, si los arcos son nominalmente articulados en sus bases, alrededor de su eje longitudinal, el arriostre que los une es absolutamente indispensable para evitar que los arcos sean inestables (Lebet et al., 2013).

Figura 2.34

Ejemplo de arriostre entre arcos – vista en planta.



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 473), por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013), EPFL Press.

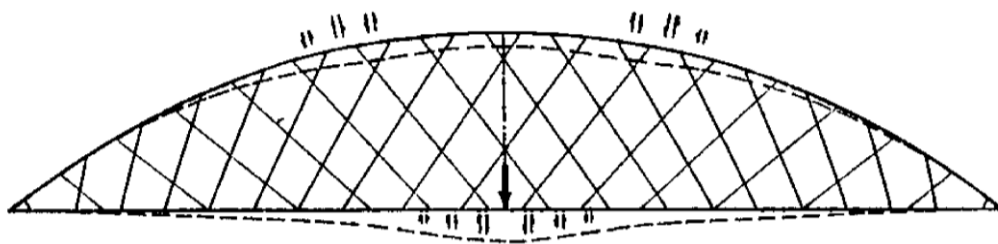
En la Figura 2.34, se muestran diferentes ejemplos de arriostramiento entre arcos. La solución sin arriostres angulados (Figura 2.34c) actúa como una armadura Vierendeel que resiste fuerzas transversales adecuadamente, esta solución es a menudo adoptada por sus cualidades estéticas; aunque la rigidez fuera del plano de la estructura, por lo tanto,

su estabilidad, es menor del que puede ser logrado si se usa arriostramiento triangular (Figura 2.34a y Figura 2.34b) (Lebet et al. 2013). Como estamos estudiando el arco tipo Network, indiscutiblemente se trata de un arco con tablero inferior, por lo tanto, al momento de elegir los arriostres y su disposición debemos tener en cuenta el gálibo que nos exige la norma.

2.3.2. Sistema Network

Figura 2.35

Deformación uniforme del arco con péndolas Network



Nota. En la imagen se muestra la deformación del tablero – tirante y del arco ante la aplicación de una carga concentrada en medio del vano. *Nota.* Tomado de *The Network Arch* (p. 5). Por Tveit, P. (2014a). <http://home.uia.no/pert/>

Para entender el comportamiento del sistema Network, Tveit (2014a) nos muestra un arco Network como se observa en la Figura 2.35, en donde las péndolas inclinadas distribuyen y reducen los momentos flectores en el arco y en el tablero – tirante. El arco Network puede ser visto como una viga simplemente apoyada que consta de muchas cerchas una (el arco) encima de la otra (el tablero – tirante); como se muestra en la Figura 2.35, una carga concentrada en el centro del vano que produjese un poco de flexión, para distribuirse en el arco no tiene que ir muy lejos, ya que las péndolas distribuyen de manera rápida, adecuada y casi uniforme los efectos a lo largo del arco y el tablero – tirante. La distribución está indicada por flechas dobles con direcciones opuestas, así el momento flector en el arco y tablero – tirante es muy pequeña (Tveit, 2014a). Al estar las péndolas y el tablero – tirante sujetas a fuerzas de tracción, estos serán resistidos de manera eficiente por elementos de acero (Tveit, 2014a).

De una comparación realizada por Tveit (2014a), para el puente Bolstadstraumen – Noruega. En donde, el arco Network utilizó 44 toneladas de acero estructural y 7 toneladas de acero presforzado cuya elevación del arco fue de 18% del vano; en contra



de un diseño competidor más costoso, que es el arco con suspensores verticales, se hubiera necesitado 125 toneladas de acero estructural, con una elevación del arco de 21.5% del vano. Ambas alternativas consideran un arco de acero y una losa de concreto entre las vigas de borde. Podemos ver en esta comparación el menor consumo de acero para un puente en arco Network de 84 m de luz. Otra comparación que hizo Tveit (2014a) para mostrar el beneficio económico del arco Network fue la de un arco Network de 150 m y un arco con péndolas verticales de 100 m, en donde el costo por metro cuadrado del arco Network es menor entre 35% y 45% del arco con suspensores verticales.

El sistema Network en comparación con un puente en arco con péndolas verticales, permite reducir la deflexión por carga viva por un factor de 11, y los momentos en el arco y el tirante por un factor de 4 y 5 respectivamente. (Wollmann et al., 2008, como se citó en Tveit, 2014a).

2.3.3. Péndolas

Las péndolas pueden ser varillas de acero, alambre o cables. Tveit (2014a) nos dice que es preferible que todas las péndolas tengan la misma sección transversal.

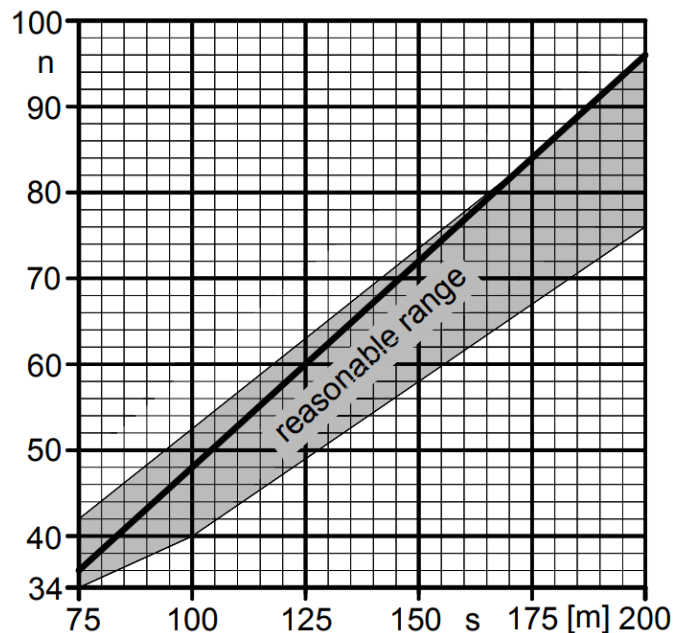
2.3.3.1. Disposición de las Péndolas

El número de péndolas en un puente de arco tipo Network. Según lo investigado por Brunn et al. (2013); en un puente de 100 m de luz para una vía de ferrocarril encontraron que la relación entre el número de péndolas y la luz [en metros] no debe exceder 0.48. Lo que dará resultados razonables. En el trabajo realizado por Brunn et al. (2013) se recopilan los datos de la Figura 2.36, para una mejor elección del número de péndolas.

Brunn et al. (2013), concluyen también que al aumentar el número de péndolas se reduce todas las fuerzas internas en general, pero como esta reducción no es lineal, no es razonable aumentar el número de péndolas ilimitadamente. Hay que tener en cuenta que el ahorro de material debido a la reducción de fuerzas internas enfrente costos más altos debido a más péndolas, conexiones de las péndolas y horas de mano de obra para el montaje.

Figura 2.36

Número de péndolas según la luz(m) del puente Network.



Nota. En la figura, la zona sombreada representa un rango razonable de cantidad de péndolas, en un plano de dos, para diferentes luces de puente Network de ferrocarril. Tomado de *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards* (p. 69) [Tesis de Diploma], por Brunn, B., Schanack, F. (2003). Technische Universität Dresden.

El espaciamiento y la inclinación de las péndolas son parámetros importantes que considerar durante la concepción del diseño de un puente en arco. Además, que estos afectan la apariencia del puente, también influye en la dimensión del tablero, la rigidez del puente, y la resistencia de los arcos al pandeo general (Lebet et al. 2013).

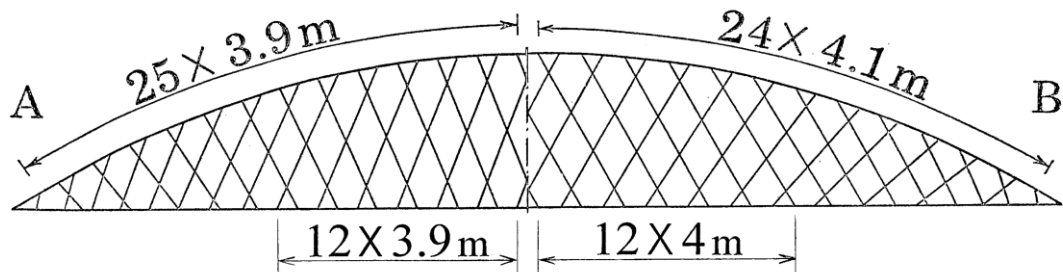
Las péndolas colocadas equidistantemente a lo largo del arco dan la menor flexión debido a la curvatura local. Dos péndolas en cada punto nodal darían más flexión en el arco debido a la curvatura local y un apoyo menos eficiente del arco en el pandeo (Tveit, 2014a).

Tveit (2014a) nos muestra el arreglo de las péndolas de la Figura 2.37, que fue diseñado por el congreso de la IABSE en Viena en 1980; este arreglo de péndolas está cerca al óptimo. Donde, para obtener momentos de flexión y longitudes de pandeo pequeños, las péndolas fueron ubicados equidistantemente en el tramo central que es la

mitad del medio tramo a cada lado y en los tramos restantes deben ubicarse tal que las fuerzas de tensión en las péndolas sean similares.

Figura 2.37

Arreglo de las péndolas en dos puentes Network de 200 metros de vano.



Nota. Tomado de *Systematic Thesis on Network Arch* (p. D-4). Por Tveit, P. (2014b). <http://home.uia.no/pert/>.

Las cargas en la losa de concreto entre los arcos se propagan bien antes de alcanzar las vigas de borde, por lo tanto, las distancias iguales entre los nudos a lo largo del tablero – tirante dan momentos de flexión más pequeños en la viga de borde. Esto no es importante porque el momento flector en el tirante no es grande (Tveit, 2014a). Tveit también nos indica que no debemos dejar que una o varias péndolas se relajen, ni con las cargas permanentes o cuando se aplican cargas grandes. Los relajamientos de las péndolas conducirán a un aumento mayor de las tensiones en los elementos del arco.

En cuanto a la inclinación de las péndolas Brunn et al. (2013), concluyen que los mejores resultados de variación de momentos flectores en el arco se obtienen cuando todas las péndolas cruzan al arco en un ángulo aproximadamente de 45° . Además, para las péndolas donde las variaciones de fuerza son pequeñas estas tienen que ser empinadas, y viceversa; esto si se desea buscar la uniformidad de la variación de fuerzas en las péndolas. Brunn et al. (2013), mencionan que las péndolas menos empinadas aumentan la variación de fuerza axial en el arco. A lo mencionado adicionan que, si las variaciones de esfuerzo son más importantes que las de fuerzas, en las péndolas, estas deben ser menos empinadas. Brunn et al. (2013), también reconocen que hay un rango de perturbación en las fuerzas de pretensión de las péndolas cerca a los extremos del arco, podrían estar por encima del promedio; lo que puede eliminarse modificando la disposición de las péndolas seguidos de un proceso iterativo.



Tveit (2014a) nos dice que, con una elección cuidadosa de la pendiente de las péndolas, la fuerza en estas puede volverse sorprendentemente uniforme; pero, también debemos tener en cuenta que las péndolas demasiado inclinadas estarán más propensas a relajarse.

2.3.3.2. Vibraciones en las Péndolas

Como indican Lebet et al (2013), las péndolas pueden ponerse en movimiento o vibrar por el tráfico, el viento o incluso la lluvia; estas vibraciones pueden provocar daños por fatiga en las uniones rígidas en los extremos de las péndolas, debido a la flexión local en estos puntos y existe poca información sobre péndolas para puentes en arco, sin embargo, la fuerza de tracción en una péndola aumenta su frecuencia natural. También las péndolas de los puentes en arco, por ser más esbeltas de los usados en otro tipo de arreglo con cables, son menos susceptibles a las vibraciones producidas por el viento, por lo tanto, es muy poco probable que esta cause vibraciones dañinas (Tveit, 2014a).

El profesor Erik Hjorth-Hansen (s.f.) de *Norwegian University of Science and Technology* [NTU], Trondheim, Noruega, como se citó en Tveit, 2014a, agrega que, si se tiene dimensiones modestas de arcos y tirante, no habrá peligrosos vórtices organizados y observó pocos y pequeños peligros por vibración de un arco Network con una luz de 220 m.

2.3.3.3. Mantenimiento de las Péndolas

El reemplazo de las péndolas es relativamente fácil y se puede realizar sin interrumpir el tráfico, esto es porque el retiro de una péndola temporalmente produciría variaciones de esfuerzos muy pequeños (Tveit, 2014a).

Un punto crítico a lo largo de las péndolas en donde estos se cruzan, lo que deben de cubrirse con tubos de plástico para evitar los daños, mientras que las bandas de goma podrían mantener las péndolas cruzadas cerca unas de otras durante las tormentas (Tveit, 2014a). Así mismo Tveit prefiere que las péndolas sean ajustables y reemplazables. Para que sean fáciles de sustituir.

Si algunas péndolas fallan debido a la colisión de un vehículo, es poco probable que el arco Network falle, porque las péndolas que están cercanas entre sí en el tablero están muy separadas en el arco. Por tanto, el soporte del tablero se reduce, pero no

desaparece. En el tirante (tablero) las grandes fuerzas en los cables de pretensado evitarán una rotura antes de que se hayan roto muchas péndolas (Lui et al, 2016). En una disertación de Per Tveit en 1959 para el cual construyó un modelo de un puente de carretera de 100 metros e hizo algunas pruebas de eliminación de las péndolas en donde concluyó que sólo cuando faltaba una gran cantidad de péndolas o la carga era extremadamente grande, el arco se pandeaba y colapsaba toda la estructura (Tveit, 2014a; Tveit, 2011).

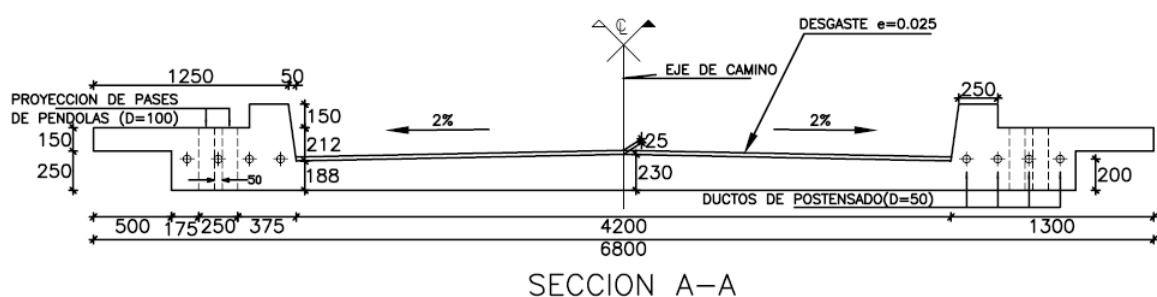
2.3.4. Tirante – Tablero

El tablero es el elemento fundamental para transferir las cargas desde su lugar de aplicación hasta los apoyos y para cumplir adecuadamente su función como superficie de rodadura para el tráfico, el tablero debe satisfacer requisitos de rigidez y resistencia a la flexión. Para un puente en arco con tirante longitudinal, en la etapa de diseño conceptual del tablero se debe tener en cuenta la contribución de este como parte del tirante del arco (Lebet et al., 2013).

Muchos puentes en arco Network, además de ser simples, tienen y deben tener como tirante una simple losa de concreto; cuando este sea el caso, la mayor fuerza por flexión es la transversal. Por lo tanto, no necesitamos una gran viga longitudinal en el tirante, solo necesitamos una viga de borde para contener los cables de presfuerzo y acomodar las fuerzas de las péndolas, como se muestra en la Figura 2.38, este debe ser lo suficientemente fuerte como para absorber las fuerzas del preesforzado (Lui et al., 2016; Tveit, 2014a). Tveit señala que una simple losa de concreto como tirante resulta menos costosa que un tirante con vigas de acero.

Figura 2.38

Tirante – Tablero de un arco Network

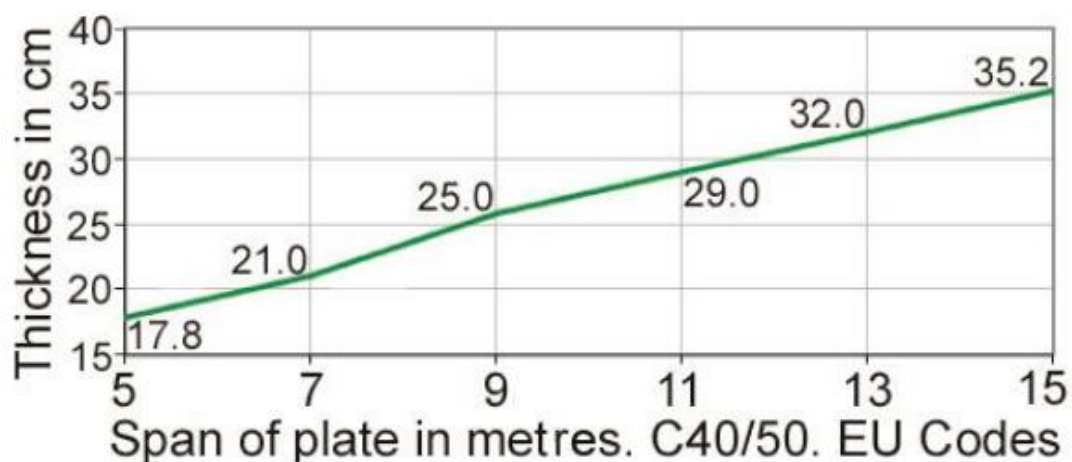


Nota. Tomado de *Puente en arco tipo Network sobre el Río Carbón, departamento Cusco, Perú. Memoria de cálculo y planos* (p. 19) por Hennings Mariani, E. (2006). www.network-arch.com. El puente sobre el río Carbón es reconocido por su gran esbeltez y su mínimo consumo de materiales.

Una ventaja preponderante que nos menciona Tveit (2014a) para hacer uso de un tirante – tablero de concreto, en un puente en arco Network angosto, es que el peso del tirante de concreto restringe la relajación de las péndolas. Además, dice que se debe de considerar que, en los puentes largos y angostos, donde los momentos en las vigas transversales son mayores que en las longitudinales. Pero que, sin embargo, el momento longitudinal podría ser decisivo principalmente porque mucha de la resistencia del concreto es necesaria para soportar las variaciones de la fuerza axial en el tirante. A esto, Tveit (2014a), indica que la relajación de las péndolas podría traer consecuencias desfavorables. Explica que, si se relaja una sola péndola todavía tiene poca influencia en la flexión de los tramos de las cuerdas (arco y tirante), mientras que, si varias péndolas se relajan, el soporte del arco se reduce, lo que conduce a una menor resistencia al pandeo, y la carga unilateral produce una fuerza axial reducida en el arco. Por lo que Tveit (2014a), concluye que es peligroso diseñar tirantes muy esbeltos porque contribuyen a que las péndolas se relajen. Y recomienda que se use un sistema con arco y tirante rígido y una pequeña sección transversal en las péndolas que reducirían la tendencia a la relajación de estas.

Figura 2.39

Espesor de la losa de concreto en función de la longitud de vano de la placa



Nota. Tomado de *Systematic Thesis on Network Arch* (p. C-7). Tveit, P. (2014b). <http://home.uia.no/pert/>; que a la vez la tomo de Teich y Wendelin (2001).

En la Figura 2.39, se muestra el espesor necesario de una losa de concreto, para un puente en arco tipo Network. Tveit (2014a) nos dice que para losas de más de 10 m de vano se debe usar presforzado transversal; al ser elementos delgados podrían producirse deflexiones demasiado grandes que son difíciles de controlar, en losas de 12 a 18 m de vano, que podrían contrarrestarse extendiendo cordones de polímero reforzado con fibra debajo de la losa.

Las fuerzas de tracción en el tirante de un puente Network son mejor resistidas por los cables de presfuerzo de las vigas de borde. Y, cuando hay pequeñas o moderadas cargas en el vano las fuerzas de tracción en los tendones dan un esfuerzo de compresión beneficiosa al tirante, esto conlleva a un menor mantenimiento del tirante (Tveit, 2014a).

2.3.5. Métodos Constructivos para Puentes en Arco

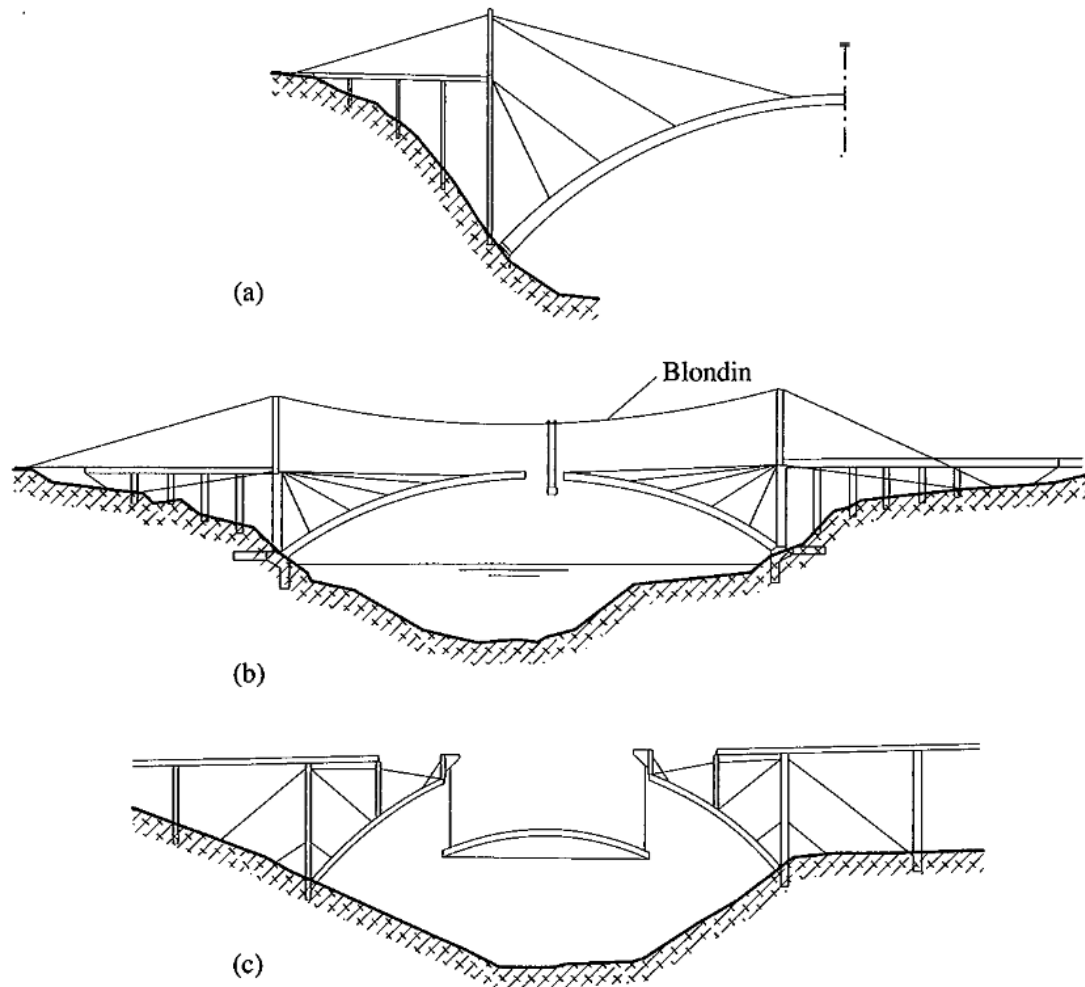
2.3.5.1. Montaje en Voladizo con Cables de Soporte

Este método comprende la construcción de medio arco, que está en voladizo desde la orilla sujetadas con tirantes temporales, como se muestra esquemáticamente en la Figura 2.40a, este método solo es de interés para arcos con el tablero superior, ya que las sujeciones de los cables pueden ser soportadas desde pilones temporales que solo necesitan una altura limitada (Lebet et al., 2013). En caso de un puente con tablero inferior la torre temporal para el atirantamiento será más alta.

Cuando las condiciones lo permiten, también es posible levantar elementos de arco en su lugar desde el suelo, usando una grúa. Para puentes de gran envergadura, o cuando el acceso es muy difícil, se puede usar un teleférico aéreo (a veces llamado *blondin* por Charles Blondin) (Figura 2.40b). También para puentes de tramo largo, con el fin de reducir el tiempo necesario en el sitio para la construcción, la parte central del tramo se puede ensamblar en el suelo y luego levantarse en su lugar utilizando gatos grandes. Este método, que se muestra en la Figura 2.40c, a menudo requiere el uso de un tirante temporal a través de la parte central del arco para limitar la flexión durante la operación de elevación.

Figura 2.40

Construcción del arco por montaje en voladizo



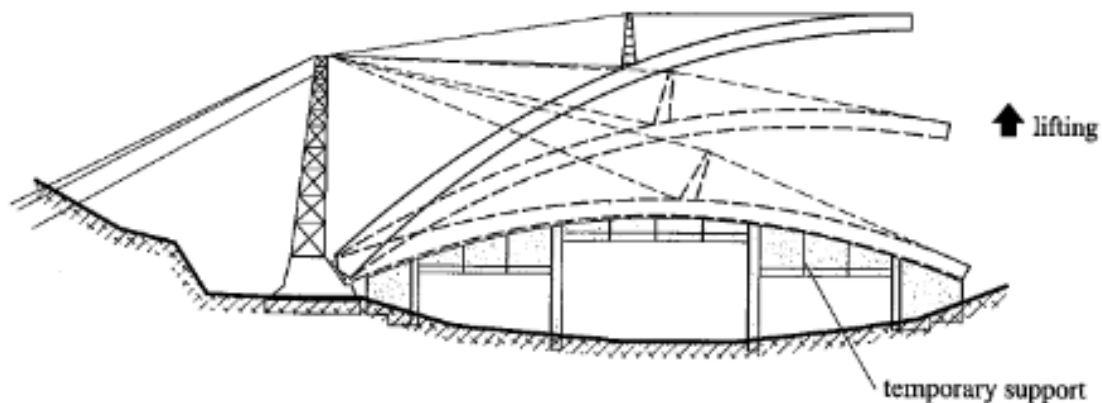
Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 474), por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013), EPFL Press.

2.3.5.2. Levantar o Bajar un Medio Arco

Cuando el entorno local lo permite, cada mitad de un arco se puede construir en la orilla comenzando desde un pilar y ensamblando los diferentes elementos del arco horizontal o verticalmente (Figura 2.41). Una vez que se completa la mitad del arco, se levanta o se baja a su posición final usando gatos y soportes de cables. Este método es de interés para el arco con dos o tres uniones articuladas, porque tales uniones son necesarias para permitir que el medio arco se incline hacia su posición (Lebet et al., 2013).

Figura 2.41

Construcción del arco por levantamiento de medio arco



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 475), por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013), EPFL Press.

2.3.5.3. Pre-ensamblaje del Puente Completo

Los puentes de arco atirantado se prestan para la colocación del puente por completo porque sus reacciones en los soportes son únicamente verticales. Se debe usar un tirante temporal durante la erección para estabilizar los arcos que no están atados en su estado final. El preensamble solo es posible cuando hay suficiente espacio para construir los arcos en la orilla o en el eje del puente. En entornos urbanos, por lo tanto, el preensamble del puente completo a menudo es difícil. Se pueden prever tres formas de colocar un puente de arco completo: lanzando, girando o deslizando (Lebet et al., 2013).

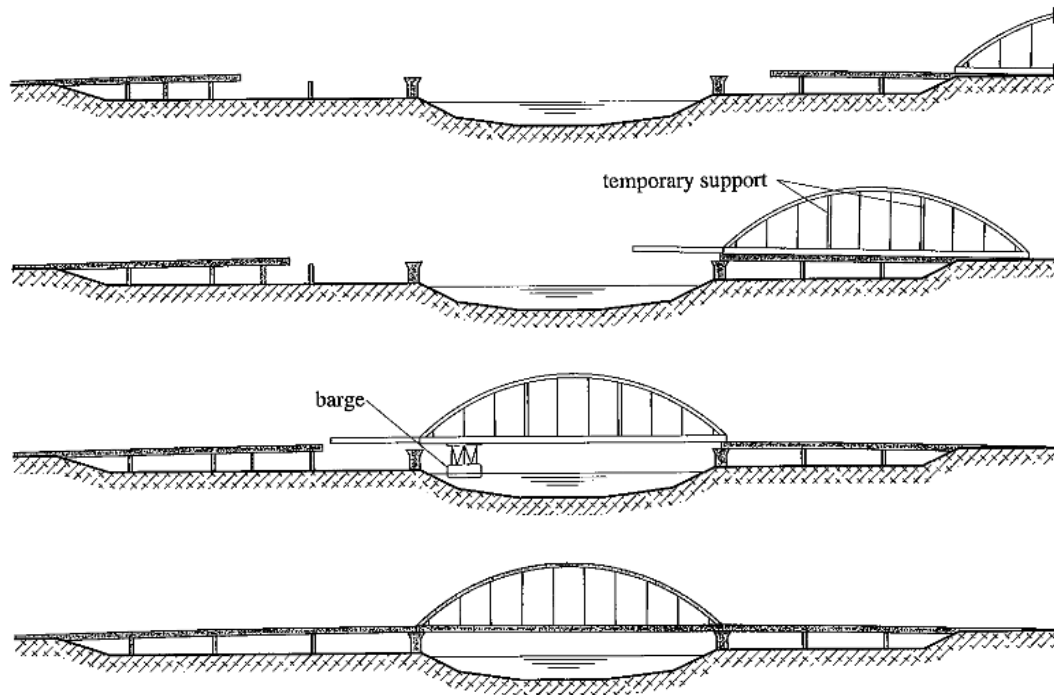
El puente completo puede ser lanzado cuando cruza una vía navegable y hay suficiente espacio para el preensamble en una de las orillas en línea con el eje del puente. El borde ataque del puente se puede lanzar en una barcaza, que luego puede cruzar el río (Figura 2.42). Debido a que los soportes y la forma estructural de un puente en arco varían según la fase de lanzamiento y son diferentes de los asociados con el puente en su posición final, normalmente es necesario proporcionar el arco con soportes temporales ya que los suspensores están diseñados solo para fuerzas de tensión (Lebet et al., 2013). Esto también se muestra en la Figura 2.42.

El puente completo puede maniobrarse en su posición final por rotación. El puente se erige en uno de las orillas, paralelo al borde del banco. Una vez que el tablero y los arcos están terminados, el puente gira alrededor del pilar en su posición final. Cuando se

puede utilizar este método, es económico porque el trabajo asociado con la erección del arco se lleva a cabo en el suelo, sin la necesidad de ningún equipo especial.

Figura 2.42

Construcción del arco por pre-ensamblaje completo.



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 476), por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013), EPFL Press.

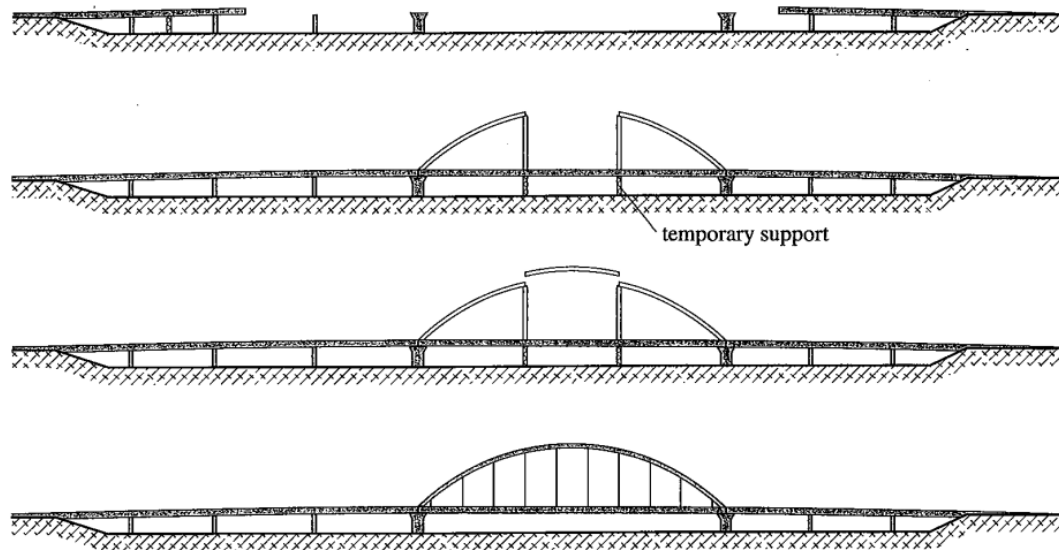
Finalmente, la colocación por deslizamiento hacia los lados puede ser particularmente ventajosa cuando se va a reemplazar un puente en servicio. El nuevo puente se puede construir en paralelo con el puente existente, en soportes temporales, y luego se desliza hacia los lados después de que se haya eliminado el puente existente.

2.3.5.4. Construcción de Arcos Soportado por el Tablero

Se puede usar un método alternativo si el tablero del puente en arco es lo suficientemente fuerte y rígida a flexión, o tal vez pueda apoyarse en soportes temporales. Para empezar, el tablero se construye desde el suelo o mediante el lanzamiento. Una vez el tablero en su lugar, sirve como una plataforma de trabajo para la erección de los arcos. Las torres de cimbra se apoyan en el tablero y permiten una erección relativamente fácil de los arcos. Tal procedimiento de erección se muestra en la Figura 2.43. Claramente este método solo se puede usar en puentes con el tablero inferior (Lebet et al. 2013).

Figura 2.43

Construcción del arco directamente sobre el tablero



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 477), por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013), EPFL Press.

2.4. MARCO CONCEPTUAL

2.4.1. Filosofía del Diseño LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Los puentes se diseñan para los estados límite especificados con el fin de lograr los objetivos de constructibilidad, seguridad y servicio, teniendo en cuenta además las cuestiones de inspeccionabilidad, economía y estética.

Independientemente del tipo de análisis utilizado, se debe cumplir con la Ecuación 2.23, para todos los efectos de fuerza especificados y combinaciones de los mismos. Sin embargo, la resistencia de componentes y conexiones se determina, en muchos casos, sobre la base del comportamiento inelástico, aunque los efectos de fuerza se determinan mediante análisis elástico. Esta inconsistencia es común a la mayoría de las especificaciones de puentes actuales como resultado de un conocimiento incompleto de la acción estructural inelástica (AASHTO, 2020)

2.4.1.1. Estados Límites

Cada componente estudiado en el presente trabajo debe satisfacer con la Ecuación 2.23 para cada estado límite. Todos los estados límite se considerarán de igual importancia (AASHTO, 2020).

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n = R_r \quad (2.23)$$

En el cual:

Para cargas para las que es apropiado un valor máximo de γ_i :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.24)$$

Para cargas para las que es apropiado un valor mínimo si γ_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (2.25)$$

En donde:

γ_i = factor de carga: Un multiplicador basado en estadísticas que se aplica a los efectos de la fuerza.

Φ = factor de resistencia: Un multiplicador basado en estadísticas aplicado a la resistencia nominal. (En la Tabla 2.3 se muestran los factores de resistencia para el diseño de secciones de concreto en el estado límite de resistencia).

η_i = modificador de carga: Un factor relacionado con la ductilidad, la redundancia y la clasificación operativa.

η_D = un factor relacionado a la ductilidad, como se especifica en

η_R = un factor relacionado a la redundancia, como se especifica en

η_I = un factor relacionado a la clasificación operacional, como se especifica en

Q_i = efecto de fuerza.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia factorada: ΦR_n

En la Tabla 2.3, se observan los factores de resistencia a utilizar para los diseños de las secciones de concreto en el estado límite de resistencia, estos factores de resistencia fueron tomados del Capítulo 5.5.4.2 de las *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por AASHTO (2020).

Tabla 2.3

Factores de Resistencia Φ

Factor de resistencia Φ - Estado límite de resistencia	
Para secciones de concreto reforzado controladas por tracción - concreto de peso normal	0.90
Para secciones de concreto presforzado controladas por tracción, con tendones embebidos - concreto de peso normal	1.00
Para corte y torsión en secciones de concreto reforzado - concreto de peso normal	0.90
Para corte y torsión en secciones de concreto presforzado monolíticos con tendones embebidos - concreto de peso normal	0.90
Para secciones controladas por compresión con estribos o espirales (o se especifique lo contrario)	0.75

2.4.1.1.1. Estado Límite de Servicio

Se tomarán como estado límite de servicio las restricciones de esfuerzos, deformaciones y ancho de fisura en condiciones normales de servicio (AASHTO, 2020).

2.4.1.1.2. Estado Límite de Fatiga

El estado límite de fatiga se tomará como las restricciones, dentro de un rango de esfuerzos, del esfuerzo provocado por el tránsito de un camión de diseño en un número de ciclos dado (AASHTO, 2020).

2.4.1.1.3. Estado Límite de Resistencia

Se toma el estado límite de resistencia para garantizar que la resistencia y la estabilidad, tanto local como global, se proporcionen tal que resistan las combinaciones de carga específicas estadísticamente significativas que se espera que experimente un puente en su vida útil de diseño (AASHTO, 2020).



2.4.1.1.4. Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo se debe tomar para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante un gran terremoto o inundación, o cuando colisiona con una embarcación, vehículo o témpano de hielo (AASHTO, 2020).

2.4.1.2. Ductilidad

El sistema estructural de un puente debe ser proporcionado y detallado para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límite de resistencia y eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_D \geq 1.05$ para componentes y conexiones no dúctiles.

= 1.00 para diseños convencionales.

≥ 0.95 para componentes para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de las requeridas.

Para todos los otros estados límite:

$\eta_D \geq 1.00$

2.4.1.3. Redundancia

The Manual for Bridge Evaluation (2018) como lo cito AASHTO (2020), define a la redundancia de un puente como “la capacidad del sistema estructural de un puente para soportar cargas después del daño o la falla de uno o más de sus miembros”. Por lo que deben usarse estructuras continuas y de ruta de carga múltiple a menos que haya razones convincentes para no usarlas.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_R \geq 1.05$ para miembros no redundantes.

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia.

≥ 0.95 para niveles excepcionales de redundancia.

Para todos los otros estados límite:

$$\eta_D \geq 1.00$$

2.4.1.4. Importancia Operacional

El propietario podrá declarar de prioridad operativa un puente o cualquier elemento estructural y su conexión.

Para el estado límite de resistencia:

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ para puentes críticos o esenciales.}$$

$$= 1.00 \text{ para puentes típicos.}$$

$$\geq 0.95 \text{ para puentes relativamente menos importantes.}$$

Para todos los otros estados límite:

$$\eta_D \geq 1.00$$

2.4.2. Análisis Estructural Lineal por el Método de la Rigidez

El método de análisis estructural matricial consiste en representar una estructura real continua en un modelo matemático, en este caso de elementos finitos, en donde las propiedades se expresan de forma matricial. Por lo tanto, la solución numérica práctica de los problemas del análisis estructural implica la formación y solución de sistemas, a veces demasiado grandes, de ecuaciones algebraicas.

Para un sistema estructural elástico, los desplazamientos estáticos se pueden calcular resolviendo el sistema lineal de ecuaciones de rigidez, Ecuación 2.26.

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (2.26)$$

En donde:

$[K]$ = matriz de rigidez elástica global de la estructura.

$\{\Delta\}$ = vector de desplazamientos nodales

$\{P\}$ = vector de fuerzas nodales aplicadas

La matriz de rigidez global $[K]$ puede ensamblarse a partir de las matrices de rigidez de los miembros individuales de la estructura mediante el procedimiento general

de ensamblaje (McGuire et al., 2000). Para un análisis elástico lineal de primer orden, los términos en $[K]$ son constantes, ya que no cambian con la deformación de la estructura.

El método matricial de la rigidez permite automatizar las ecuaciones que relacionan a las cargas aplicadas a la estructura completa con los desplazamientos provocados por esas cargas. En la explicación a seguir del procedimiento tengamos en cuenta que la matriz de rigidez local de un elemento es igual a k_{ij} . Este procedimiento de análisis matricial tiene los siguientes pasos descritos por McGuire et al. (2000):

Paso 1. A cada coeficiente de rigidez del elemento, después de una evaluación numérica, se le asigna un doble subíndice (k_{ij}). El primer subíndice, i , designa la fuerza para la cual la ecuación está descrita, mientras que el segundo, j , designa el grado de libertad asociado.

Paso 2. El resultado es una matriz cuadrada cuyo tamaño es igual al número de grados de libertad del sistema estructural completo, de manera que cada fuerza esté relacionada con cada desplazamiento del sistema. Cada término de esta matriz se identifica mediante dos subíndices. El primer subíndice (fila) corresponde a la ecuación de fuerza, el segundo (columna) en el grado de libertad en cuestión. La configuración de la matriz se ilustra en la Figura 2.44, para una estructura con un total de n grados de libertad. La búsqueda se realiza a través de los coeficientes de rigidez de los miembros. Cuando se encuentra un coeficiente cuyo primer subíndice es 1, este es posicionado en la fila 1 y en la columna correspondiente al segundo subíndice. Por ejemplo, k_{13} se coloca como se ilustra en la Figura 2.44.

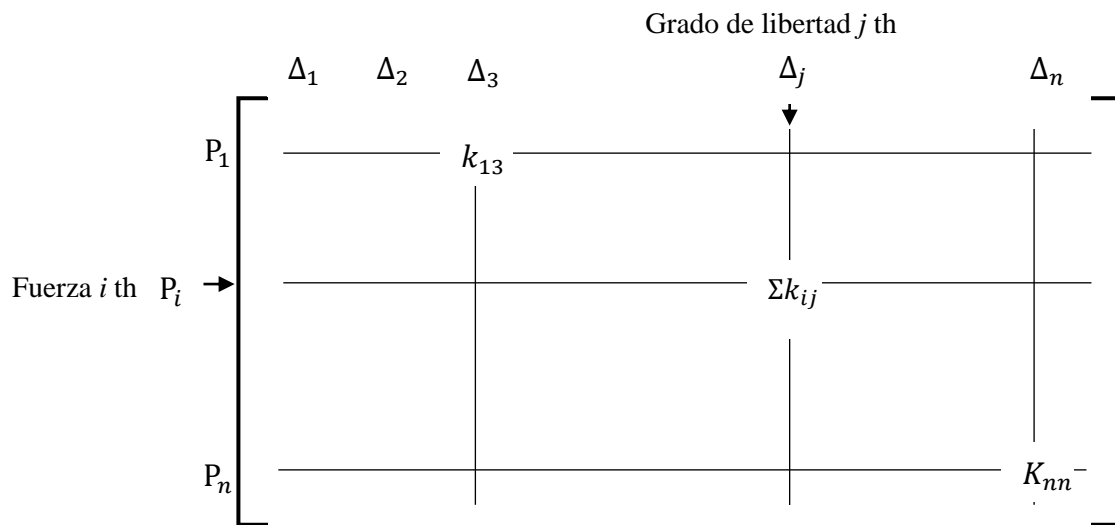
Paso 3. Se continúa con el procedimiento del paso 2 hasta que se hayan recorrido todos los elementos. Cada vez que se coloca un coeficiente en una ubicación donde ya se haya colocado un valor previamente, se suma este último. Al finalizar este paso, todos los términos de la fila 1 han alcanzado su valor total. Por lo tanto, para el i -ésimo grado de libertad,

$$K_{1i} = \sum k_{1i} \quad (2.27)$$

donde la suma se extiende a todos los miembros que se encuentran en el grado de libertad i .

Figura 2.44

Conformación de un coeficiente de rigidez global k_{ij} e inserción de k_{13} .



Paso 4. El proceso de los pasos 2 y 3 se repite para todas las demás filas en orden. El resultado es un conjunto completo de coeficientes de las ecuaciones de rigidez para toda la estructura (las ecuaciones de rigidez global) pero sin reconocimiento de las condiciones de apoyo hasta el momento. Este proceso, mediante el cual se obtienen las ecuaciones globales a partir de las ecuaciones de los elementos, se denomina ensamblaje matricial.

Paso 5. Las condiciones de apoyo son consideradas al identificar cuales desplazamiento son cero y luego eliminar de las ecuaciones las columnas de coeficientes de rigidez que multiplican estos grados de libertad. El resultado inmediato es tener más ecuaciones que incógnitas. Las ecuaciones excedentes son las que corresponden a las fuerzas externas en los puntos de apoyo, es decir, a las reacciones. Las filas que representan estas ecuaciones ahora se retiran y se guardan para una evaluación posterior. Por lo tanto, resulta que se ha extraído un número igual de filas y columnas de la matriz, dejando una matriz cuadrada no singular.

Paso 6. El conjunto de ecuaciones que quedan después del paso 5 se resuelve para los grados de libertad restantes. Las fuerzas internas que actúan sobre los extremos del elemento se determinan sustituyendo los grados de libertad resueltos en las ecuaciones de fuerza-desplazamiento del elemento. Estos valores requieren la

transformación de coordenadas globales a coordenadas locales y finalmente, la transformación a esfuerzos.

La lógica del proceso descrito anteriormente se escribirá ahora utilizando la formulación matricial. Aplicando los pasos 1-4 se obtiene la ecuación de rigidez global ya compilada en la forma:

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (2.28)$$

Consideremos que los grados de libertad de los apoyos $\{\Delta_s\}$ se pueden agrupar. Después de reordenar filas y columnas para separar los valores de los apoyos del resto, dividimos la Ecuación 2.28 de manera conveniente para obtener:

$$\begin{Bmatrix} P_f \\ P_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_f \\ \Delta_s \end{Bmatrix} \quad (2.29)$$

Donde a todas las magnitudes correspondientes a los apoyos se les asigna el subíndice s y a aquellos relacionados para los otros grados de libertad se les asigna el subíndice f .

Desarrollando la Ecuación 2.29 y observando que $\{\Delta_s\} = 0$, tenemos

$$\{P_f\} = [K_{ff}]\{\Delta_f\} \quad (2.30)$$

$$\{P_s\} = [K_{sf}]\{\Delta_f\} \quad (2.31)$$

La solución general de la Ecuación 2.30 se obtiene simbólicamente por

$$\{\Delta_f\} = [K_{ff}]^{-1}\{P_f\} = [D]\{P_f\} \quad (2.32)$$

Donde la matriz $[D]$ esta conformada por el conjunto de coeficientes globales de flexibilidad.

Cuando $\{\Delta_f\}$, el vector de desplazamiento en todos los nodos libres, se ha encontrado a partir de la Ecuación 2.32, las reacciones en los apoyos $\{P_s\}$ se encuentran sustituyendo el resultado en la Ecuación 2.31, dando

$$\{P_s\} = [K_{sf}][D]\{P_f\} \quad (2.33)$$

Para obtener la distribución de la fuerza interna en el i -ésimo elemento, se pueden

multiplicar los grados de libertad calculados para ese elemento, designados por $\{\Delta^i\}$, por la matriz de rigidez del elemento $[k^i]$, lo que da como resultado la evaluación numérica de los componentes de la fuerza conjunta $\{F^i\}$. De este modo se ordena en la siguiente ecuación matricial.

$$\{F^i\} = [k^i]\{\Delta^i\} \quad (2.34)$$

Estas fuerzas (fuerzas y momentos) son componentes vectoriales en las direcciones de los ejes de coordenadas globales. Se requieren operaciones separadas para transformarlos en: (1) fuerzas resultantes, (2) componentes orientados con respecto a los ejes locales (fuerza normal, cortante, momento flector y torsión) o (3) esfuerzos.

Una vez conocidos, el vector de fuerzas $\{F^i\}$ y el vector de desplazamientos $\{\Delta^i\}$ del sistema, se obtienen las fuerzas internas y la deformada de todo el sistema estructural y de ese modo el procedimiento matricial ha concluido.

2.4.3. Análisis Multimodal Espectral

El análisis multimodal espectral es un análisis dinámico y se refiere a llevar a cabo dos análisis en forma conjunta; el análisis modal y el análisis espectral. El análisis modal consiste en un análisis de vibración libre de la estructura, en donde interactúan la masa y la rigidez de esta, donde se espera hallar los periodos naturales de vibración, las formas y el número de modos naturales, y el porcentaje de masa participativa en cada caso. Y, el análisis espectral, que es un análisis de vibración forzada, donde se utiliza un espectro de respuesta, que simula la acción sísmica para un determinado tipo de suelo, tipo de estructura y configuración estructural; en este análisis se obtienen los desplazamientos laterales, distorsiones, las fuerzas internas por sismo. Bavisetty et al. (2000) indican que el análisis espectral es un método aproximado de análisis dinámico que da la respuesta máxima (aceleración, velocidad o desplazamiento) de un sistema SDOF (Grado de Libertad Único) con la misma relación de amortiguamiento, pero con diferentes frecuencias naturales, responde a una excitación sísmica específica.

El método de análisis espectral multimodal es apropiado para estructuras con geometría, masa o rigidez irregulares. Estas irregularidades inducen el acoplamiento en tres direcciones ortogonales dentro de cada modo de vibración. Además, para estas estructuras, varios modos de vibración contribuyen a la respuesta completa de la

estructura. Un análisis espectral multimodal generalmente se realiza modelando la estructura, que consta de elementos barra, cáscara o cercha, tridimensionales con masa estructural agrupada en varios lugares para representar los modos de vibración de los componentes. Para obtener una respuesta razonable, el número de modos debe ser igual a por lo menos tres veces el número de tramos. Las discontinuidades en los apoyos o juntas deben incluirse en el modelo (Bavirisetty et al., 2000).

Mediante el uso de programas computacionales se pueden calcular las frecuencias, las formas modales, las fuerzas de los miembros y los desplazamientos de las juntas. Bavirisetty et al. (2000) enlistan los siguientes pasos resumidos de las ecuaciones utilizadas en el análisis espectral multimodal.

- a) Se calcula las formas modales adimensionales $\{\phi_i\}$ y las frecuencias correspondientes ω_i con la Ecuación 2.35.

$$[[K] - \omega^2[M]]\{u\} = 0 \quad (2.35)$$

Donde:

$$u_i = \sum_{j=1}^n \phi_j y_j = \Phi y_i \quad (2.36)$$

y_j = amplitud modal del j-ésimo modo; ϕ_j = factor de forma de j-ésimo modo; Φ = matriz modo-forma. Los periodos para i-ésimo puede entonces ser calculado por:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (2.37)$$

- b) Se determina la amplitud máxima del modo absoluto para todo el espectro de respuesta y está dada por:

$$Y_i(t)_{m\acute{a}x} = \frac{T_i^2 S_a(\xi_i, T_i) \{\phi_i\}^T [M] \{B\} \ddot{u}_g}{4\pi^2 \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (2.38)$$

Donde: $S_a(\xi_i, T_i) = g C_{sm}$, es el valor de la respuesta de aceleración espectral; C_{sm} , es el coeficiente de respuesta sísmico elástico para el modo $m = 1.2AS/T_n^{2/3}$; A , es el coeficiente de aceleración del mapa de coeficientes de aceleraciones; S , es el coeficiente de suelo adimensional basado en el tipo de perfil del suelo; T_n , es el período del n-ésimo modo de vibración.

- c) Se calcula el valor de cualquier cantidad de respuesta $Z(t)$ (cortante, momento, desplazamiento) usando la siguiente ecuación:

$$Z(t) = \sum_{i=1}^n A_i Y_i(t) \quad (2.39)$$

Donde: Los coeficientes A_i , son funciones de la matriz de forma modal (Φ) y las relaciones de fuerza y desplazamiento.

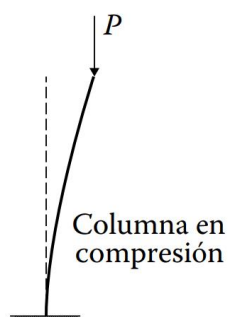
- d) Se calcula el valor máximo de $Z(t)$ durante un terremoto utilizando la combinación de modos.

2.4.4. Análisis de Pandeo

Pandeo significa pérdida de la estabilidad de una configuración de equilibrio, sin fractura o separación del material o al menos antes de ella (Cook et al., 2002, como lo citó Fu et al., 2015). En situaciones de pandeo se ignoran los cambios de rigidez debido a los grandes desplazamientos y se asume un módulo de Young constante, es decir pequeños desplazamientos y material de comportamiento elástico. Por lo que, el pandeo es un problema de estabilidad elástica, y ocurre cuando la estructura cambia repentinamente a un estado inestable o desconocido. Un elemento bajo compresión, Figura 2.45, es un problema típico de pandeo.

Figura 2.45

Pandeo en una columna

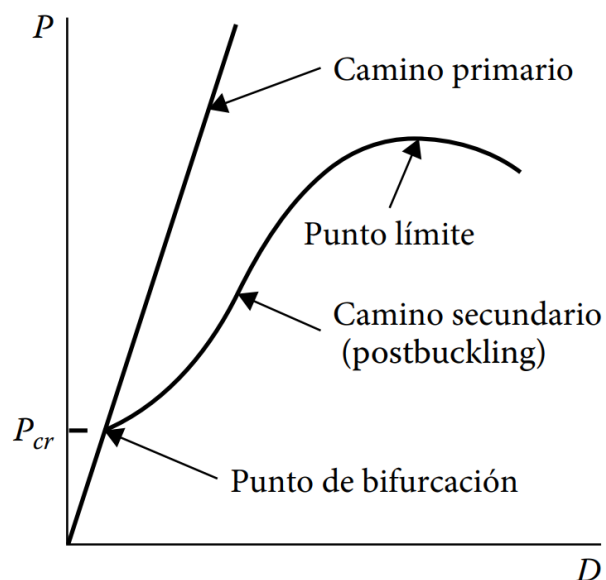


Existe un punto que divide claramente las situaciones estructurales de estable e inestable, llamado punto de bifurcación, Figura 2.46. La carga para llegar a este punto se denominan carga crítica. En la Figura 2.46, las líneas nos muestran el tipo de pandeo basado en la teoría elemental de una columna, donde existe una configuración de prepandeo a cargas menores de la carga crítica; el camino principal sigue la curva original

de carga-desplazamiento y su extensión. También se muestra en la misma figura, el camino secundario que es el camino alternativo y se origina cuando se alcanza la carga crítica. Los dos caminos se cruzan en el punto de bifurcación. Una vez pasado el punto de bifurcación, la ruta principal es inestable. Es posible que matemáticamente la estructura siga el camino primario, mientras que la estructura real siga el camino secundario. Si el camino secundario sube (derivada positiva) la estructura tiene resistencia posterior al pandeo. Cuando se alcanza la carga de punto límite bajo una carga creciente, se produce un pandeo rápido, ya que la estructura asume una nueva configuración. Una carga de colapso es la carga máxima que una estructura puede soportar sin una gran deformación.

Figura 2.46

Posible comportamiento de carga versus desplazamiento en elementos que pandean



Nota. Tomado de *Computational Analysis and Design of Bridge Structures* (p. 438). Por Fu, C. C., y Wang, S. (2015). CRC Press, Taylor & Francis Group.

Al resolver el problema de valores propios como se muestra en la Ecuación 2.40, se pueden obtener el factor de carga crítica (valor propio) y los patrones de desplazamiento de pandeo (vector propio).

$$|K_0 + \lambda K_\sigma| = 0 \quad (2.40)$$

En matemáticas, un valor propio de la Ecuación 2.40 indica que al menos un elemento diagonal en la matriz de suma se convierte en cero cuando K_σ se amplifica en

ese momento. En estructuras, significa que se ha alcanzado el punto crítico si la carga aplicada se ha multiplicado por un factor de valor propio. En ingeniería, solo tiene sentido cuando su carga asociada está definida claramente (Fu et al., 2015). Por ejemplo, cuando K_{σ} representa los pesos permanentes, el primer valor propio (λ) predice que la estructura perderá su estabilidad si todos los pesos permanentes se multiplican por igual por un factor de λ . Si un análisis es saber cuántas veces una carga causará pandeo, K_0 y K_{σ} en la Ecuación 2.40 deben ajustarse en consecuencia. Para predecir con precisión la carga de pandeo, se emplea un paquete de análisis de elementos finitos de propósito especial, que puede sumar K_{σ} en una etapa debido a ciertas cargas en K_0 y calcular K_{σ} en otra etapa debido a otra carga.

2.4.4.1. Modos de Pandeo en los Arcos

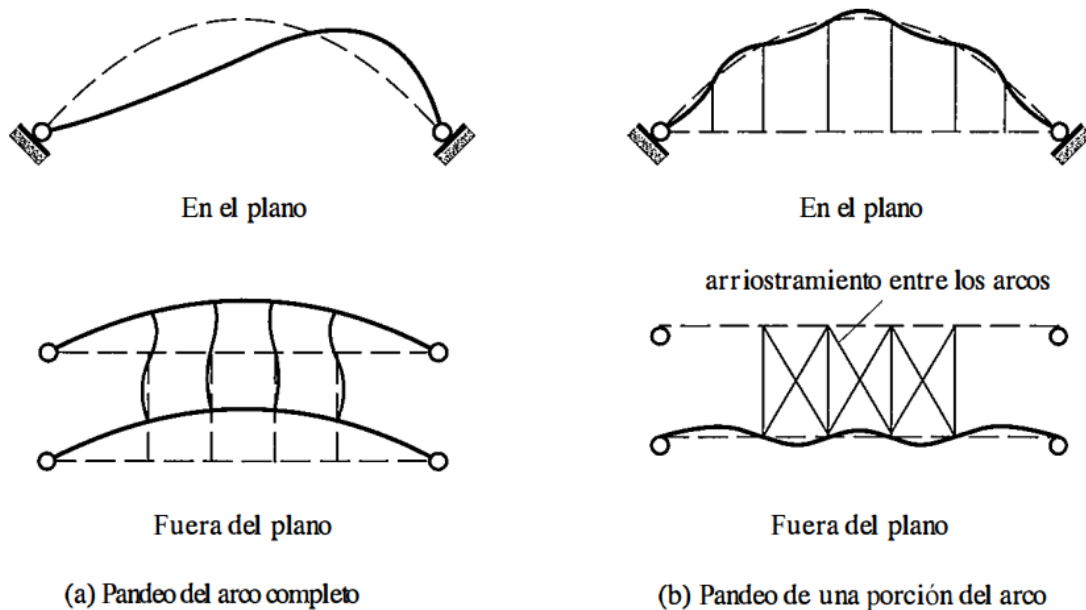
El arco, de un puente en arco tipo Network, está sujeta a fuerzas de compresión y flexión, por lo que es una estructura que se encuentra entre la más delicadas y difíciles de diseñar. La longitud de pandeo debe calcularse para un elemento curvo sujeta a compresión y flexión, restringida por las péndolas (soportes elásticos) y generalmente estabilizada fuera de su plano por arriostramientos que unen dos o más arcos. Lebet et al. (2020), mencionan que la estabilidad frente al pandeo debe verificarse para una serie de casos, como los que se muestran en la Figura 2.47.

En la Figura 2.47, se muestran los siguientes casos típicos de pandeo del arco:

- Pandeo en el plano del arco completo.
- Pandeo fuera del plano del arco completo, o dos arcos unidos por arriostramientos.
- Pandeo, ya sea en el plano o fuera del plano del arco, los tramos entre las posiciones de las péndolas, o entre arriostramientos entre los arcos.

Figura 2.47

Modos de pandeo a considerar



Nota. Tomado de *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges* (p. 482) por Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013). EPFL Press.

Los principales parámetros que describen Lebet et al. (2013), y que influyen en la estabilidad de un arco, y que son importantes, son:

- Las condiciones de apoyo del arco, que influye decisivamente en el pandeo en el plano y fuera del plano del arco. Un arco empotrado en ambos extremos tiene una longitud de pandeo menor que un arco articulado en ambos extremos, por lo que, un arco articulado en ambos extremos tiende a ser inestable, salvo que esté arriostrado en su largo.
- Para un vano y un tipo de carga específicos, la fuerza que un arco es capaz de soportar aumenta a medida que aumenta la elevación, f , ver Figura 2.29. Esto se debe a que la fuerza horizontal que intenta abrir el arco se reduce a medida que aumenta la altura, efecto que compensa la mayor longitud del arco (y, por tanto, su mayor longitud de pandeo). Esto es válido cuando la relación f/l es inferior de 0.3, que siempre es el caso de los puentes en arco de acero modernos.
- El segundo momento de área, en las dos direcciones, de la sección transversal del arco tiene un efecto determinante en su estabilidad. Cuanto mayores sean estos segundos momentos de área, mayor será la resistencia al pandeo del arco.



- La rigidez en el plano del arriostramiento entre los arcos (que puede ser una armadura triangulada o una armadura Vierendeel, Figura 2.34) influye en la longitud de pandeo fuera del plano del arco.
- La inclinación de los arcos hacia el interior ayuda a la estabilidad de la estructura completa, al crear un soporte lateral contra el pandeo.
- La rigidez axial y el número de péndolas influyen en la estabilidad en el plano de un arco. Mientras más péndolas existan y cuanto mayor sea su área, aportan mayor estabilidad frente al pandeo.
- La rigidez a flexión del tablero, al que se fijan las péndolas, también influye en la estabilidad de los arcos porque actúa rigidizando el apoyo que proporcionan las péndolas.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

El presente estudio partió de la ubicación de la muestra y recopilación de información de los estudios de ingeniería básica, para definir los parámetros que se utilizan en la concepción de los dos sistemas estructurales que se van a comparar. En conjunto, al analizar la mecánica estructural de ambas concepciones y que cumplan satisfactoriamente los estados límites exigidos por las normas referenciadas, se ejecutó el dimensionamiento de las secciones de concreto armado, concreto presforzado, acero, acero estructural y secciones mixtas. Como resultado se obtuvo criterios de dimensionamiento y de análisis estructural para puentes atirantados asimétricos de una torre y puentes en arco tipo Network. Una vez realizado las cuantificaciones correspondientes de los materiales que consumen cada tipo de puente, se pudo comparar el consumo de materiales de cada uno de estos. En cuanto al método constructivo más óptimo para cada tipo puente, se revisó la literatura para describir cada método constructivo y así se obtuvo una referencia en cuanto a la factibilidad de cada método constructivo propuesto para cada tipo de puente.

3.1. ASPECTOS GENERALES DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1. Enfoque de la Investigación

El enfoque de la presente investigación es cuantitativo, porque se usó una postura objetiva y se basó en obtener datos numéricos, además que las variables dependientes como es la cantidad de material y el método constructivo estuvieron sujetas a medición.

3.1.2. Diseño de la Investigación

Es diseño de la presente investigación es de tipo no experimental transversal de alcance descriptivo.

Es no experimental debido a que la pregunta de investigación es sobre solo las variables dependientes que es la cantidad de materiales y el método constructivo por lo que no hay lugar para una variación en forma intencional de las variables independientes, en este caso, para una relación estadística con el tipo de puente. Los resultados tendrán la



posibilidad de generalizarse a otros diseños de puentes similares. Es transversal debido a que la recolección de datos ocurrió en un momento único.

Es descriptivo porque se buscó especificar los materiales, las características geométricas, los casos de carga aplicables, combinaciones de carga aplicables, y otros aspectos que son incidentes en el diseño de puentes atirantados asimétricos de una torre y puentes en arco tipo Network, ambos de 125 metros de luz. Los mismos que se sometieron a un análisis para describir características importantes de ellos, como criterios de dimensionamiento de los componentes estructurales, cantidad de materiales que requiere cada tipo de estructura y el método constructivo factible para cada tipo de puente.

De acuerdo al fin que se persigue, el tipo de investigación que se realizará es aplicada y tecnológica. Aplicada, porque se utiliza los conocimientos desarrollados hasta la actualidad sobre el tema, para conocer, actuar, construir, y modificar la problemática en que se encuentra el puente Pucará y lograr una aplicación posterior de la solución propuesta. Y tecnológica debido a que se innova las soluciones estructurales para puentes comúnmente aplicadas en la región y se logrará establecer procedimientos y criterios de diseño de puentes atirantados asimétricos de una torre y puentes de arco tipo Network.

Según la planificación de la toma de datos, el estudio se trata de un estudio retrospectivo, ya que los datos de la ingeniería básica que se utilizaron ya fueron registrados en otro estudio previo.

3.2. MÉTODO

3.2.1. Muestra

El muestreo que se realizó es de tipo no probabilístico, intencional y por criterio. Se buscó un puente en estado de colapso que necesite una sustitución total, que sea necesaria su construcción para beneficiar a una población y que tenga una luz mayor de 100 m dentro de la región de Puno.

La muestra no probabilística que se acomodó a estos requisitos es el actual puente Pucará, con una luz aproximada de 110 metros y se ubica sobre el río Pucará uniendo los distritos de Pucará y José Domingo Choquehuanca en las provincias de Lampa y Azángaro respectivamente, ambas en el departamento de Puno. Geográficamente se ubica a $15^{\circ}02'22.1''$ de latitud sur, a $70^{\circ}21'21.6''$ de longitud oeste del meridiano de

Greenwich y a una altitud de 3861 m.s.n.m, Figura 3.1. El clima de la zona según la clasificación de Köppen-Geiger es templado con invierno seco, la temperatura promedio es de 8.0°C y la precipitación promedio es de 720 mm. De acuerdo al Ministerio de Energía y Minas [MINEM] (2016), el viento medio estacional a 10 m sobre la superficie es de 4 – 5 m/s en temporadas de invierno. Y de acuerdo a la última edición de la norma de Diseño Sismorresistente E-030 cataloga a la zona en la que se encuentra el puente como zona sísmica 2 (ver Anexo C).

Figura 3.1

Ubicación del puente Pucará



Nota 1. En coordenadas estándar UTM el puente Pucará se ubica en la coordenada 354234.8E; 8336860.6N en la zona 19 del hemisferio Sur.

Nota 2. Recuperado el 6 de junio del 2022 de <https://www.google.com/maps/@-15.0394722,-70.356,2084m/data=!3m1!1e3>. Por Google Maps (s.f.).

Los resultados de la presente investigación se podrán generalizar para una población de puentes que tengan 125 metros de luz libre, en donde no sea posible realizar estructura alguna de apoyo permanente a lo largo del puente. Y que presente características similares al sitio de estudio, como la capacidad portante del suelo, la zona sísmica, la velocidad del viento entre otros.

3.2.2. Recolección de Datos

Las fuentes de los datos para la presente investigación fueron; fuentes documentales como libros, trabajos de investigación, normas, manuales y catálogos publicados. De los que se tomaron los criterios principales para el dimensionamiento de las secciones y geometría en general, tanto del puente atirantado asimétrico de una torre y del puente en arco tipo Network.

Para la ingeniería básica, se presentaron y se utilizaron los datos transversales y retrospectivos del estudio realizado por Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015) en su trabajo de investigación *Optimización Mediante Alternativas Múltiples de Diseño Estructural del Puente Vehicular Pucará* [Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional del Altiplano de Puno [UNAP].

Otros datos propios de los análisis y diseños estructurales, como las cargas que deben ser aplicadas, factores de carga, factores de seguridad, las combinaciones para los diferentes estados límites; fueron tomados de las especificaciones del *Manual de Puentes*, por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones [MTC], (2018a); las *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la *Association of State Highway and Transportation Officials* [AASHTO] (2020) y *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición, por el *Post-Tensioning Institute* [PTI] (2007). Cabe mencionar que las disposiciones de diseño de estas especificaciones emplean la metodología de diseño del factor de carga y resistencia (LRFD). Dichos factores han sido desarrollados a partir de la teoría de la confiabilidad basada en el conocimiento estadístico actual de cargas y desempeño estructural (AASHTO, 2020).

3.2.3. Análisis de Datos

A partir de la concepción de las propiedades geométricas, de cargas y de materiales de los componentes estructurales de ambas tipologías de puente estudiados; y de las características del suelo de fundación y las condiciones de contorno; se procedió a



realizar los modelos matemáticos en el software *MIDAS CIVIL 2019 V.2*. Los modelos matemáticos fueron tales que permitieron investigar los estados límite de Servicio, Resistencia, Evento Extremo y Fatiga; según corresponda. Las características particulares de análisis de los componentes estructurales son explicadas en el Capítulo IV del presente trabajo.

El método utilizado por el software *MIDAS CIVIL 2019 V.2* para procesar el modelo computacional para las cargas estáticas y cargas móviles es el método de elementos finitos en su forma de método matricial de la rigidez, el procedimiento de este método matricial aplicado en cada puente es presentado en el ítem 3.2.4 del presente trabajo. Con los resultados es posible conocer las fuerzas internas y desplazamientos de cada componente estructural, para lo cual los componentes estructurales debieron estar adecuadamente discretizados. Los elementos finitos empleados fueron elementos de tipo tridimensional, es decir, se consideran los 6 grados de libertad espaciales en sus nodos.

Los resultados, de fuerzas internas y desplazamientos, de los modelos matemáticos fueron interpretados y procesados en hojas de cálculo de Excel, o en herramientas del software *MIDAS CIVIL 2019 V.2* para realizar el diseño y/o verificación de las secciones de los componentes estructurales que componen ambas tipologías de puente estudiados, para los estados límite de Servicio, Resistencia, Evento Extremo y Fatiga.

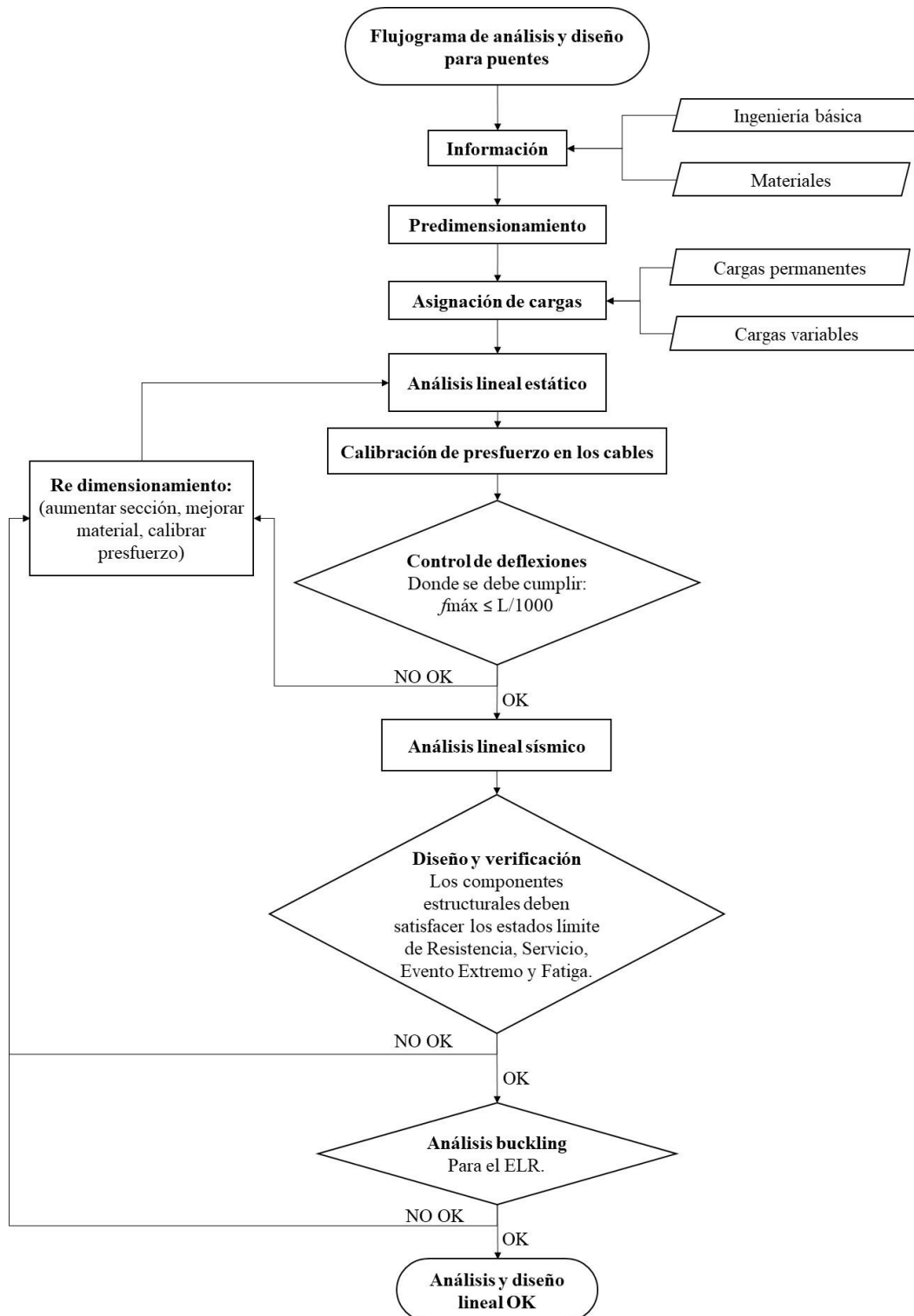
Para realizar los análisis y diseño, se utilizó el flujograma que se muestra en la Figura 3.2, este flujograma se utilizó para realizar el análisis y diseño de cada tipo de puente. Donde el resultado de los análisis y diseños fue satisfactorio en el marco de un análisis estático y dinámico lineal.

Los datos e información de los métodos constructivos se analizaron descriptivamente cada uno de ellos.

Para el análisis de los resultados se utilizó el método comparativo, puesto que se llegó a comparar los resultados obtenidos del presente trabajo con los resultados de otros autores relevantes; así como comparar los resultados del puente atirantado asimétrico con una torre con los resultados del puente en arco tipo Network, comparación que se realizó en términos de aspectos estructurales, consumo de materiales y factibilidad constructiva.

Figura 3.2

Flujograma de análisis y diseño de cada tipo de puente



Nota. Los diagramas de flujo específicos y con más detalles, para el puente atirantado y para el puente arco Network, se presentan en el Anexo O.

3.2.4. Análisis Estructural Lineal por el Método de la Rigidez

Para un sistema estructural elástico, los desplazamientos estáticos se pueden calcular resolviendo el sistema lineal de ecuaciones de rigidez, Ecuación 3.1.

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (3.1)$$

En donde:

$[K]$ = matriz de rigidez elástica global de la estructura.

$\{\Delta\}$ = vector de desplazamientos nodales

$\{P\}$ = vector de fuerzas nodales aplicadas

La matriz de rigidez global $[K]$ puede ensamblarse a partir de las matrices de rigidez de los miembros individuales de la estructura mediante el procedimiento general de ensamblaje (McGuire et al., 2000). Para un análisis elástico lineal de primer orden, los términos en $[K]$ son constantes, ya que no cambian con la deformación de la estructura.

3.2.4.1. Principio de los desplazamientos virtuales en el análisis de estructuras de barras

3.2.4.1.1. Descripción de la configuración deformada del elemento

Las ecuaciones de rigidez de un elemento, haciendo uso del principio de los desplazamientos virtuales, se pueden determinar cuando se conocen los siguientes parámetros de la estructura:

- 1) Las constantes elásticas que relacionan los esfuerzos y deformaciones del material;
- 2) Las relaciones diferenciales entre deformación y desplazamiento;
- 3) Los campos de desplazamiento real y virtual del elemento.

Las constantes elásticas E : Módulo de elasticidad y G : Módulo de cizallamiento se conocen a partir de pruebas de laboratorio. Las relaciones diferenciales entre deformación y desplazamiento de nuestro interés son las correspondientes a deformación axial, deformación por flexión y deformación torsional. Por lo tanto, definir el campo de desplazamientos es la tarea restante, para lo cual utilizaremos la convención del método

de desplazamientos virtuales, que asume que el campo de desplazamientos virtuales tiene la misma forma que el campo de desplazamientos reales.

Una vez definidos los campos de desplazamiento, el objetivo es producir una expresión algebraica en términos de todos los desplazamientos de los nodos del elemento, en la forma:

$$\Delta = N_1\Delta_1 + N_2\Delta_2 + \dots + N_i\Delta_i + \dots + N_n\Delta_n \quad (3.2)$$

$$\Delta = \sum_{i=1}^n N_i\Delta_i = [N]\{\Delta\} \quad (3.3)$$

donde:

Δ : componente del desplazamiento estudiado;

Δ_i : i-ésimo grado de libertad del elemento;

N_i : Función correspondiente a Δ_i ;

n : El número total de grados de libertad en los nodos del elemento.

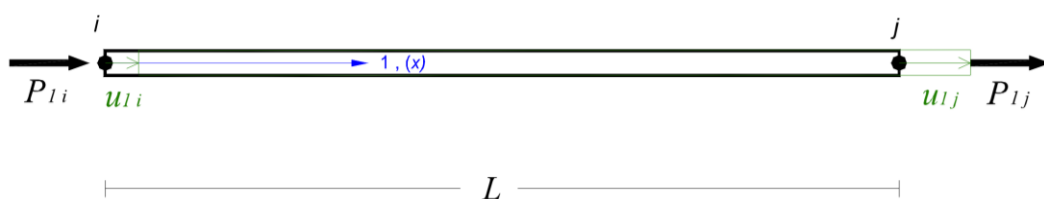
3.2.4.1.2. Formulación de las funciones de forma

a) Elemento solicitado por carga axial

Aquí: $\Delta = \mu_1(x)$, $\Delta_1 = \mu_{1i}$ y $\Delta_2 = \mu_{1j}$, Figura 3.3.

Figura 3.3

Elemento solicitado por carga axial



Por lo tanto, la expresión para el desplazamiento axial es:

$$\mu_1(x) = N_1\mu_{1i} + N_2\mu_{1j} \quad (3.4)$$

Se sabe que para este elemento la deformación axial es constante. Como $\varepsilon = du_1/dx$, u_1 debe ser una expresión lineal en x,

$$u_1(x) = a + bx \quad (3.5)$$

Evaluando esta ecuación en los nodos $i(x = 0)$ y $j(x = L)$, obtenemos:

$$a = u_{1i} \quad (3.6)$$

$$b = \left(\frac{u_{1j} - u_{1i}}{L} \right) \quad (3.7)$$

Sustituyendo estas expresiones en la Ecuación 3.5.

$$u_1(x) = \left(1 - \frac{x}{L} \right) u_{1i} + \frac{x}{L} u_{1j} \quad (3.8)$$

Y comparando con la Ecuación 3.4, obtenemos:

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} \quad (3.9)$$

$$N_2 = \frac{x}{L} \quad (3.10)$$

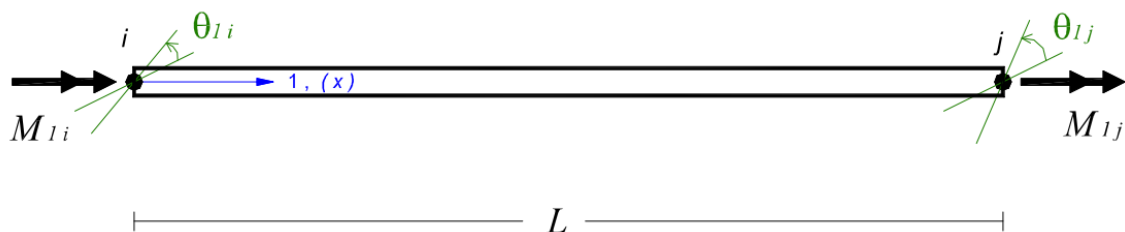
b) Elemento solicitado por torsión

La expresión para el campo de desplazamiento de este elemento se desarrolla de manera similar. El desplazamiento angular viene dado en función de los desplazamientos de los nodos extremos, con rotación alrededor del eje 1, como se puede apreciar en la Figura 3.4

$$\theta_1(x) = N_1 \theta_{1i} + N_2 \theta_{1j} \quad (3.11)$$

Figura 3.4

Elemento solicitado por torsión



Empleando una variación lineal del desplazamiento angular para cada punto del elemento, obtenemos:

$$\theta_1(x) = a + bx \quad (3.12)$$

Después de obtener a y b evaluando la Ecuación 3.12 en los nodos extremos y sustituyendo a y b en la misma Ecuación 3.12, obtenemos:

$$\theta_1(x) = \left(1 - \frac{x}{L}\right)\theta_{1i} + \frac{x}{L}\theta_{11} \quad (3.13)$$

Y comparando la Ecuación 3.13 con la Ecuación 3.11, se observa que N_1 y N_2 son iguales a las funciones de forma del miembro cargado axialmente. (Ecuación 3.9 y 3.10)

c) Elemento solicitado a flexión

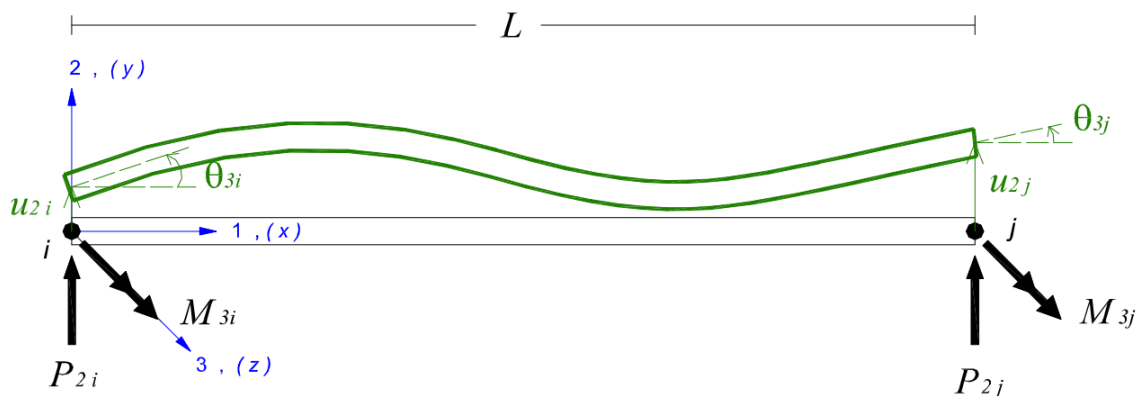
El campo de desplazamiento para este elemento está descrito por 4 grados de libertad, u_{2i} , u_{2j} , θ_{3i} y θ_{3j} , como se muestra en la Figura 3.5, y considerando que los desplazamientos angulares se derivan de los desplazamientos transversales, como la Ecuación 3.14 y Ecuación 3.15.

$$\theta_{3i} = \left. \frac{du_2}{dx} \right|_i \quad (3.14)$$

$$\theta_{3j} = \left. \frac{du_2}{dx} \right|_j \quad (3.15)$$

Figura 3.5

Elemento solicitado por flexión



Adoptando una función polinomial, como en los dos modos de resistencia anteriores, obtenemos un polinomio cúbico debido a los 4 grados de libertad:

$$u_2(x) = a + bx + cx^2 + dx^3 \quad (3.16)$$

Evaluando $u_2(x)$ en los nodos $i(x = 0)$ y $j(x = L)$, obtenemos:

$$u_{2i} = a \quad (3.17)$$

$$u_{2j} = b + 2cL + 3dL^2 \quad (3.18)$$

Evaluando también $\theta_3(x)$ en los nodos i y j , obtenemos:

$$\theta_{3i} = b \quad (3.19)$$

$$\theta_{3j} = b + 2cL + 3dL^2 \quad (3.20)$$

Resolviendo las 4 ecuaciones anteriores simultáneamente, obtenemos:

$$a = u_{2i} \quad (3.21)$$

$$b = \theta_{3i} \quad (3.22)$$

$$c = \frac{1}{L^2}(-3u_{2i} + 3u_{2j} - 2\theta_{3i}L - \theta_{3j}L) \quad (3.23)$$

$$d = \frac{1}{L^3}(2u_{2i} - 2u_{2j} + \theta_{3i}L + \theta_{3j}L) \quad (3.24)$$

Sustituyendo en la Ecuación 3.16, obtenemos:

$$u_2(x) = \left[1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3\right]u_{2i} + \left[3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3\right]u_{2j} + x\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2\theta_{3i} + x\left[\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{x}{L}\right]\theta_{3j} \quad (3.25)$$

Comparando con la Ecuación 3.2.

$$N_1 = 1 - 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 \quad (3.26)$$

$$N_2 = 3\left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{L}\right)^3 \quad (3.27)$$

$$N_3 = x\left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \quad (3.28)$$

$$N_4 = x\left[\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{x}{L}\right] \quad (3.29)$$

El campo de desplazamiento del elemento, en el caso de flexión en el plano 1-3, se define de forma similar al de la flexión en el plano 1-2, en este caso el desplazamiento estudiado será $u_3(x)$, que depende de los 4 grados de libertad u_{3i} , u_{3j} (desplazamientos

de los nodos extremos del elemento en la dirección 3), θ_{2i} , θ_{2j} (rotaciones de los nodos extremos del elemento alrededor del eje 2). Por lo tanto, se utilizan las mismas funciones de forma para doblar en ambos planos.

3.2.4.1.3. Los desplazamientos virtuales en la formulación de la ecuación de rigidez del elemento.

Expresiones para desplazamientos reales y virtuales

Será conveniente que la expresión para el trabajo interno se escriba en función de las deformaciones y para obtenerlas se deben diferenciar los campos de desplazamiento de manera adecuada, según el modo de resistencia estructural estudiado. Para el miembro solicitado por la fuerza axial, la deformación es $\varepsilon = du_1/dx$. Para torsión, el desplazamiento es rotación alrededor del eje 1, θ_1 , y la deformación β es la tasa de cambio de esta rotación con respecto a la coordenada axial x , entonces $\beta = d\theta_1/dx$. Para doblar en los planos 1-2 y 1-3, los desplazamientos de interés son u_2 y u_3 y las deformaciones son las curvaturas $\kappa_3 = d^2u_2/dx^2$ y $\kappa_2 = d^2u_3/dx^2$.

En general, la deformación e se obtiene derivando la Ecuación 3.3:

$$e = \Delta' = [N']\{\Delta\} \quad (3.30)$$

Donde ' (apostrofe) indica la diferenciación adecuada según el modo de resistencia: la primera derivada para el elemento axial y el elemento en torsión, y la segunda derivada para el elemento en flexión.

Para ello, tomando las Ecuaciones 3.8, 3.13 y 3.25 en notación matricial y derivándolas, resultan los siguientes campos de desplazamiento, respectivamente:

Para fuerza axial:

$$u_1 = \left[\left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \right] \begin{Bmatrix} u_{1i} \\ u_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{du_1}{dx} = \left[-\frac{1}{L} \frac{1}{L} \right] \begin{Bmatrix} u_{1i} \\ u_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.32)$$

Para torsión:

$$\theta_1 = \left[\left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{x}{L} \right] \begin{Bmatrix} \theta_{1i} \\ \theta_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.33)$$

$$\beta = \frac{d\theta_1}{dx} = \left[-\frac{1}{L} \frac{1}{L} \right] \begin{Bmatrix} \theta_{1i} \\ \theta_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.34)$$

Y sobre el elemento flexionado en el plano 1-2:

$$u_2(x) = \left[1 - 3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \mid x \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \mid 3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \mid x \left[\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{x}{L}\right] \right] \begin{Bmatrix} u_{2i} \\ \theta_{3i} \\ u_{2j} \\ \theta_{3j} \end{Bmatrix} \quad (3.35)$$

$$\kappa_3 = \frac{d^2 u_2}{dx^2} = \left[\frac{6}{L^2} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 1\right) \mid \frac{6}{L^2} \left(\frac{2x}{L} - 1\right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 2\right) \right] \begin{Bmatrix} u_{2j} \\ \theta_{3j} \\ u_{2i} \\ \theta_{3i} \end{Bmatrix} \quad (3.36)$$

De manera similar, el desplazamiento y deformación de interés correspondiente a la flexión en el plano 1-3:

$$u_3(x) = \left[1 - 3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 + 2 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \mid x \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 \mid 3 \left(\frac{x}{L}\right)^2 - 2 \left(\frac{x}{L}\right)^3 \mid x \left[\left(\frac{x}{L}\right)^2 - \frac{x}{L}\right] \right] \begin{Bmatrix} u_{3i} \\ \theta_{2i} \\ u_{3j} \\ \theta_{2j} \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

$$\kappa_2 = \frac{d^2 u_3}{dx^2} = \left[\frac{6}{L^2} \left(1 - \frac{2x}{L}\right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 1\right) \mid \frac{6}{L^2} \left(\frac{2x}{L} - 1\right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 2\right) \right] \begin{Bmatrix} u_{3j} \\ \theta_{2j} \\ u_{3i} \\ \theta_{2i} \end{Bmatrix} \quad (3.38)$$

Para establecer el trabajo virtual interno serán necesarias expresiones para las deformaciones virtuales, estas se determinan utilizando las mismas funciones de forma adoptadas en el campo de los desplazamientos reales. Por lo tanto:

$$\delta\Delta = [N]\{\delta\Delta\} \quad (3.39)$$

Donde $\{\delta\Delta\}$ son los desplazamientos virtuales de los nodos del elemento, en consecuencia, la deformación virtual δe es:

$$\delta e = [N']\{\delta\Delta\} \quad (3.40)$$

Las Ecuaciones 3.41, 3.42, 3.43 y 3.44 corresponden a las del elemento en comportamiento axial, torsión y flexión en los planos 1-2 y 1-3:

$$\delta \varepsilon_1 = \frac{d\delta u_1}{dx} = \left[-\frac{1}{L} \mid \frac{1}{L} \right] \begin{Bmatrix} \delta u_{1i} \\ \delta u_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.41)$$

$$\delta \beta = \frac{d\delta \theta_1}{dx} = \left[-\frac{1}{L} \mid \frac{1}{L} \right] \begin{Bmatrix} \delta \theta_{1i} \\ \delta \theta_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.42)$$

$$\delta \kappa_3 = \frac{d^2 \delta u_2}{dx^2} = \left[\frac{6}{L^2} \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 1 \right) \mid \frac{6}{L^2} \left(\frac{2x}{L} - 1 \right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 2 \right) \right] \begin{Bmatrix} \delta u_{2j} \\ \delta \theta_{3j} \\ \delta u_{2i} \\ \delta \theta_{3i} \end{Bmatrix} \quad (3.43)$$

$$\delta \kappa_2 = \frac{d^2 \delta u_3}{dx^2} = \left[\frac{6}{L^2} \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 1 \right) \mid \frac{6}{L^2} \left(\frac{2x}{L} - 1 \right) \mid \frac{2}{L} \left(\frac{3x}{L} - 2 \right) \right] \begin{Bmatrix} \delta u_{3j} \\ \delta \theta_{2j} \\ \delta u_{3i} \\ \delta \theta_{2i} \end{Bmatrix} \quad (3.44)$$

3.2.4.1.4. Fórmula de matriz de rigidez de un elemento

El principio de los desplazamientos virtuales establece:

$$\delta W = \delta W_{ext} - \delta W_{int} = 0 \quad (3.45)$$

Donde:

$$\delta W_{int} = \int_V [\delta e][E]\{e\}dV \quad (3.46)$$

Siendo $[\delta e]$ las deformaciones virtuales,

Donde $[\delta e]$ son las deformaciones virtuales, $[E]$ la matriz de constantes elásticas y $\{e\}$ las deformaciones reales. Todos estos términos son característicos del modo de resistencia estudiado.

Y, considerando que el elemento está siendo tensionado por fuerzas nodales, como se muestra en la Figura 3.6.

La expresión para el trabajo virtual externo da como resultado la Ecuación 3.47

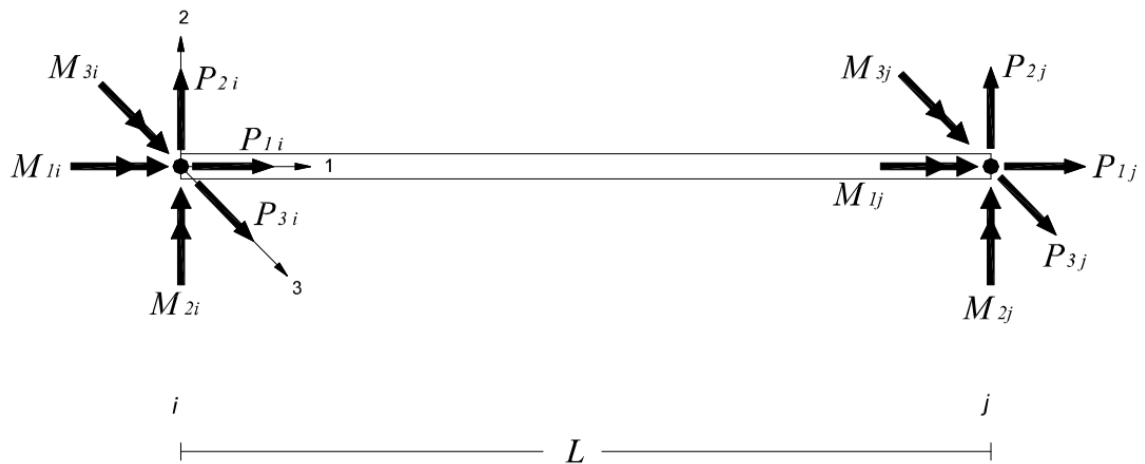
$$\delta W_{ext} = \sum_{i=1}^n \delta \Delta_i P_i = [\delta \Delta]\{P\} \quad (3.47)$$

Por lo tanto, el principio del trabajo virtual se convierte en:

$$\int_V [\delta e][E]\{e\}dV = [\delta \Delta]\{P\} \quad (3.48)$$

Figura 3.6

Fuerzas aplicadas en los nudos de los elementos



Sustituyendo las ecuaciones 3.30 y 3.40 en la Ecuación 3.48, tenemos la matriz de rigidez de un elemento, descrita por n grados de libertad;

$$\delta\Delta \left[\int_V \{N'\}[E][N']dV \right] \{\Delta\} = [\delta\Delta]\{P\} \quad (3.49)$$

o

$$[\delta\Delta][k]\{\Delta\} = [\delta\Delta]\{P\} \quad (3.50)$$

Dónde :

$$[k] = \left[\int_V \{N'\}[E][N']dV \right] \quad (3.51)$$

Y, considerando desplazamientos virtuales arbitrarios:

$$[k]\{\Delta\} = \{P\} \quad (3.52)$$

La Ecuación 3.51 es la expresión general de la matriz de rigidez de un elemento y la Ecuación 3.52 es la correspondiente ecuación de rigidez, ambas deducidas mediante el principio de los desplazamientos virtuales.

3.2.4.1.5. *Elaboración de la Matriz de Rigidez Elástica de Un Elemento*

Se considera un elemento prismático estresado por carga axial y momentos de flexión alrededor de los ejes 2 y 3, como se muestra en la Figura 3.6. Los desplazamientos

de este elemento debido a las solicitudes, en relación con la configuración de referencia, son una función:

- 1) De rotación como cuerpo rígido, según los desplazamientos relativos de sus extremos;
- 2) De los alargamientos o acortamientos;
- 3) De la flexión.

Todos ocurren simultáneamente y se influyen mutuamente. Considerando solo los efectos más significativos, aquí descartaremos o aproximaremos algunos acoplamientos menores y trataremos el desplazamiento resultante como dos acciones secuenciales:

- 1) Deformación axial y rotación del cuerpo del eje rígido, Figura 3.7, y
- 2) Flexión oblicua del elemento con relación a la cuerda entre los nudos desplazados, Figura 3.8.

En consecuencia, se desarrollarán dos matrices de rigidez. El primero para el caso en que no existe flexión, por lo que el caso se reduce al de un elemento recto que experimenta rotación y deformación axial, como se muestra en la Figura 3.7. Y la segunda matriz para un elemento sometido a esfuerzo axial y a flexión oblicua simultáneamente, en cuyo caso se deben tener en cuenta las deformaciones de la Figura 3.8.

a) Elemento solicitado axialmente

Estudiando la deformación finita de un elemento diferencial dx de la barra de la Figura 3.7 y considerando este elemento rectilíneo y libre de deformación axial en la configuración de referencia.

Las posiciones de los puntos a y b en la configuración deformada a' y b' son:

$$a'_1 = x + u_1,$$

$$a'_2 = u_2,$$

$$a'_3 = u_3 \tag{3.53}$$

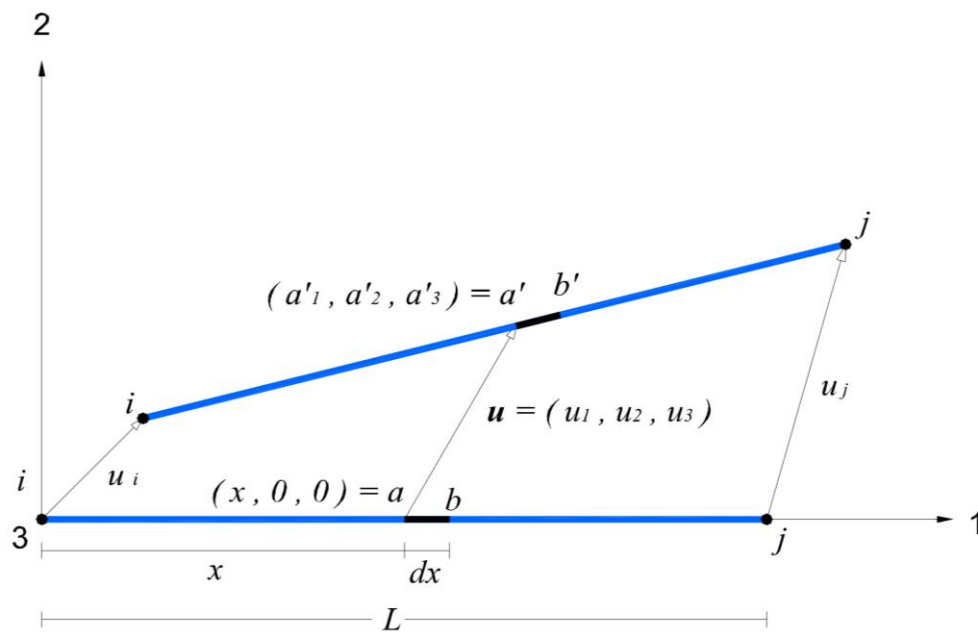
$$b'_1 = x + u_1 + dx + \frac{du_1}{dx} dx,$$

$$a'_2 = u_2 + \frac{du_2}{dx} dx,$$

$$a'_3 = u_3 + \frac{du_3}{dx} dx \tag{3.54}$$

Figura 3.7

Deformación axial de la barra y rotaciones del eje como cuerpo rígido en el espacio



La longitud del segmento dx en la configuración de referencia es $a'b'$ después de la deformación axial y las rotaciones del cuerpo rígido:

$$a'b' = \left[1 + 2 \frac{du_1}{dx} + \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} dx \tag{3.55}$$

Desarrollando :

$$d_{ab} = 2 \frac{du_1}{dx} + \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \tag{3.56}$$

Tenemos que:

$$\frac{a'b'}{dx} = [1 + d_{ab}]^{\frac{1}{2}} \tag{3.57}$$

Con la expansión de la Ecuación 3.57 por el Teorema General del Binomio de Newton y sin tener en cuenta los términos de orden superior, obtenemos:

$$\frac{a'b'}{dx} = 1 + \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] \quad (3.58)$$

La deformación axial finita, referida a la configuración de referencia, es:

$$\varepsilon = \frac{a'b' - ab}{dx} = \frac{a'b'}{dx} - 1 \quad (3.59)$$

Sustituyendo la Ecuación 3.58 en la Ecuación 3.59 resulta:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] \quad (3.60)$$

Y la correspondiente deformación virtual es:

$$\delta\varepsilon = \delta \frac{du}{dx} + \frac{1}{2} \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] \quad (3.61)$$

Consecuentemente, el trabajo virtual interno del elemento resulta:

$$W_{int} = \int_V \sigma_1 \delta\varepsilon dV \quad (3.62)$$

Sustituyendo la Ecuación 3.61 en la Ecuación 3.62 y usando $\delta \frac{du}{dx} = \frac{d\delta u}{dx}$ en el primer término (relación válida para desplazamientos infinitesimales) e integrando a lo largo de la longitud del miembro, tenemos:

$$\delta W_{int} = \int_0^L \sigma_1 A \left(\frac{d\delta u_1}{dx} \right) dx + \frac{1}{2} \int_0^L \sigma_1 A \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] dx \quad (3.63)$$

Usando la relación tensión-deformación lineal $\sigma_1 = \frac{du_1}{dx} E$ en la primera integral y haciendo $\sigma_1 A = P$, donde $P = P_{1i} = P_{1j}$, en la segunda (Ecuación 3.63) obtenemos:

$$\delta W_{int} = \int_0^L \frac{du_1}{dx} EA \left(\frac{d\delta u_1}{dx} \right) dx + \frac{1}{2} P \int_0^L \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] dx \quad (3.64)$$

Usando los campos de desplazamiento $u = (u_1, u_2, u_3)$ y las funciones de forma correspondientes, tenemos:

$$u_1 = \left[1 - \frac{x}{L} \mid \frac{x}{L} \right] \begin{Bmatrix} u_{1i} \\ u_{1j} \end{Bmatrix} \quad (3.65)$$

$$N'_{u_1} = \left[-\frac{1}{L} \mid \frac{1}{L} \right] \quad (3.66)$$

$$u_2 = \left[1 - \frac{x}{L} \mid \frac{x}{L} \right] \begin{Bmatrix} u_{2i} \\ u_{2j} \end{Bmatrix} \quad (3.67)$$

$$N'_{u_2} = \left[-\frac{1}{L} \mid \frac{1}{L} \right] \quad (3.68)$$

$$u_3 = \left[1 - \frac{x}{L} \mid \frac{x}{L} \right] \begin{Bmatrix} u_{3i} \\ u_{3j} \end{Bmatrix} \quad (3.69)$$

$$N'_{u_3} = \left[-\frac{1}{L} \mid \frac{1}{L} \right] \quad (3.70)$$

Estas funciones de forma son las mismas que las utilizadas para el campo de desplazamiento virtual. De la primera integral resulta la matriz de rigidez elástica:

$$\delta W_{int e} = \int_0^L \frac{du_1}{dx} EA \left(\frac{d\delta u_1}{dx} \right) dx \quad (3.71)$$

$$[k_e] = EA \int_0^L [\{N'_{u_1}\} [N'_{u_1}]] dx \quad (3.72)$$

Usando la Ecuación 3.66 en la Ecuación 3.72:

$$u_{1i} \ u_{1j}$$

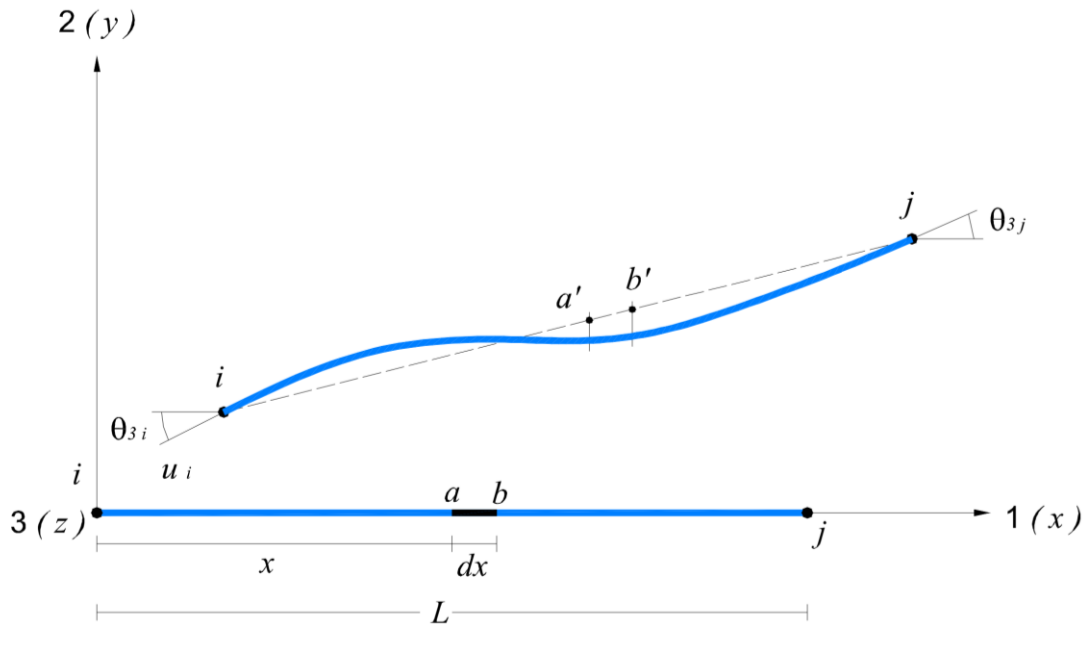
$$[k_e] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.73)$$

b) Elementos solicitados a la interacción de momento flector y fuerza axial

Para incluir los efectos de la flexión en los planos 1-2 y 1-3 en las matrices de rigidez elástica, se debe sumar a la Ecuación la deformación por flexión. Se muestra en la Figura 3.8.

Figura 3.8

Flexión del elemento en el espacio en torno al eje 3(z)



La deformación total finita y la correspondiente deformación virtual, en este caso, resulta en:

$$\varepsilon = \frac{du}{dx} - y \left(\frac{d^2 u_2}{dx^2} \right) - z \left(\frac{d^2 u_3}{dx^2} \right) + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] \quad (3.74)$$

$$\delta \varepsilon = \delta \frac{du}{dx} - y \left(\delta \frac{d^2 u_2}{dx^2} \right) - z \left(\delta \frac{d^2 u_3}{dx^2} \right) + \frac{1}{2} \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] \quad (3.75)$$

Sustituyendo la Ecuación 3.75 en la Ecuación 3.62, y señalando que:

$$\sigma_{x,3} = -y \frac{M_3}{I_3} \quad (3.76)$$

$$\sigma_{x,2} = -z \frac{M_2}{I_2} \quad (3.77)$$

$$\int_A y^2 dA = I_3 \quad (3.78)$$

$$\int_A z^2 dA = I_2 \quad (3.79)$$

$$\delta \left(\frac{d^2 u_2}{dx^2} \right) = \frac{d^2 \delta u_2}{dx^2} \quad (3.80)$$

$$\delta \left(\frac{d^2 u_3}{dx^2} \right) = \frac{d^2 \delta u_3}{dx^2} \quad (3.81)$$

Donde:

$\sigma_{x,2}$ = Esfuerzo normal en la dirección 1, debido a momentos flectores en la dirección 2;

$\sigma_{x,3}$ = Esfuerzo normal en la dirección 1, debido a momentos flectores en la dirección 3;

I_2 = Momento de Inercia alrededor del eje 2;

I_3 = Momento de Inercia alrededor del eje 3.

En lugar de la Ecuación 3.63, obtenemos:

$$\begin{aligned} \delta W_{int} = & \int_0^L \sigma_1 A \left(\frac{d\delta u_1}{dx} \right) dx + \int_0^L M_3 \left(\frac{d^2\delta u_2}{dx^2} \right) dx + \int_0^L M_2 \left(\frac{d^2\delta u_3}{dx^2} \right) dx + \\ & \frac{1}{2} \int_0^L \sigma_1 A \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] dx \end{aligned} \quad (3.82)$$

Usando las relaciones elásticas $\sigma_1 = \frac{du_1}{dx} E$ para la deformación axial, y $M_3 = EI_3 \frac{d^2u_2}{dx^2}$, $M_2 = EI_2 \frac{d^2u_3}{dx^2}$ para flexión, la Ecuación 3.82 resulta en:

$$\begin{aligned} \delta W_{int} = & \int_0^L \frac{du_1}{dx} EA \left(\frac{d\delta u_1}{dx} \right) dx + \int_0^L \frac{d^2u_2}{dx^2} EI_3 \left(\frac{d^2\delta u_2}{dx^2} \right) dx + \int_0^L EI_2 \frac{d^2u_3}{dx^2} \left(\frac{d^2\delta u_3}{dx^2} \right) dx + \\ & \frac{1}{2} P_{1j} \int_0^L \left[\delta \left(\frac{du_1}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_2}{dx} \right)^2 + \delta \left(\frac{du_3}{dx} \right)^2 \right] dx \end{aligned} \quad (3.83)$$

La primera integral fue resuelta en el ítem anterior, Ecuación 3.73, la segunda y tercera integrales corresponden a la matriz de rigidez elástica de la flexión oblicua. Sustituyendo las Ecuaciones 3.36 y 3.43 en la segunda integral y las Ecuaciones 3.38 y 3.44 en la tercera y configurando una matriz con sólo los términos obtenidos, se obtiene la matriz de rigidez elástica, Ecuación 3.85.

$$[k_e] = E \begin{bmatrix}
 \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & -\frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & \frac{12I_3}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6I_3}{L^2} & 0 & -\frac{12I_3}{L^3} & 0 & 0 & \frac{6I_3}{L^2} & 0 \\
 & & \frac{12I_2}{L^3} & -\frac{6I_2}{L^2} & 0 & 0 & 0 & -\frac{12I_2}{L^3} & -\frac{6I_2}{L^2} & 0 & 0 \\
 & & & \frac{4I_2}{L} & 0 & 0 & 0 & \frac{6I_2}{L^2} & \frac{2I_2}{L} & 0 & 0 \\
 & & & & \frac{4I_3}{L} & 0 & -\frac{6I_3}{L^2} & 0 & 0 & \frac{2I_3}{L} & 0 \\
 & & & & & \frac{A}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\
 & & & & & & \frac{12I_3}{L^3} & 0 & 0 & -\frac{6I_3}{L^2} & 0 \\
 & & Sim & & & & & \frac{12I_2}{L^3} & \frac{6I_3}{L^2} & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & \frac{4I_2}{L} & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & \frac{4I_3}{L} & 0
 \end{bmatrix}$$

MATRIZ DE RIGIDEZ LOCAL
DE 1 ELEMENTO BARRA

(3.85)

Previamente al montaje de la matriz de rigidez del sistema estructural, las matrices de rigidez $[k] = [k_e]$, en coordenadas locales, debe transformarse en una matrices de coordenadas globales, Ecuación 3.86, a través de la matriz de rotación R, de acuerdo a la Ecuación 3.87, que depende de la inclinación ϕ de la barra considerada.

$$[k_G] = [R^T][k][R] \quad (3.86)$$

Donde:

$[k_G]$ = matriz de rigidez global del elemento;

$[R^T]$ = Transpuesta de la matriz de rotación;

$[k]$ = matriz de rigidez local del elemento

$$[R] = \begin{bmatrix}
 \cos\phi & \sin\phi & 0 & 0 & 0 \\
 -\sin\phi & \cos\phi & 0 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\
 0 & 0 & 0 & \cos\phi & \sin\phi \\
 0 & 0 & 0 & -\sin\phi & \cos\phi
 \end{bmatrix} \quad (3.87)$$

La matriz de rigidez del sistema estructural completo está definida por el equilibrio de fuerzas nodales, y se ensambla simplemente por la superposición de todas las matrices de rigidez de los diferentes elementos.

3.2.4.2. Método de la Rigidez – Procedimiento

El método matricial de la rigidez permite automatizar las ecuaciones que relacionan a las cargas aplicadas a la estructura completa con los desplazamientos provocados por esas cargas. En la explicación a seguir del procedimiento tengamos en cuenta que la matriz de rigidez global $[k_G]$ de 1 elemento barra hallada anteriormente será igual a k_{ij} . Este procedimiento de análisis matricial tiene los siguientes pasos:

Paso 1. A cada coeficiente de rigidez del elemento, después de la evaluación numérica anterior, se le asigna un doble subíndice (k_{ij}). El primer subíndice, i , designa la fuerza para la cual está sirve la ecuación, mientras que el segundo, j , designa el grado de libertad asociado.

En este paso, en *el puente atirantado asimétrico de una torre* las matrices de rigideces locales se conforman para:

- Los elementos barra, como: las vigas longitudinales y las vigas transversales del tablero, los elementos de la torre, los pilotes excavados, los puntales enterrados y los puntales inclinados, especialmente se muestra en la Figura 3.9; cada uno con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales.
- Los elementos cercha como: los tirantes delanteros y los tirantes estabilizadores, especialmente se muestra en la Figura 3.10; cada uno con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales de acuerdo a la concepción realizada.
- Los elementos cáscara como: la losa del tablero, losa superior e inferior de la cámara de anclaje, las paredes de la cámara de anclaje y la zapata combinada de la torre, especialmente se muestra en la Figura 3.11; cada uno con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales de acuerdo a la concepción realizada.

Figura 3.9

Elementos barra del puente atirantado asimétrico de una torre

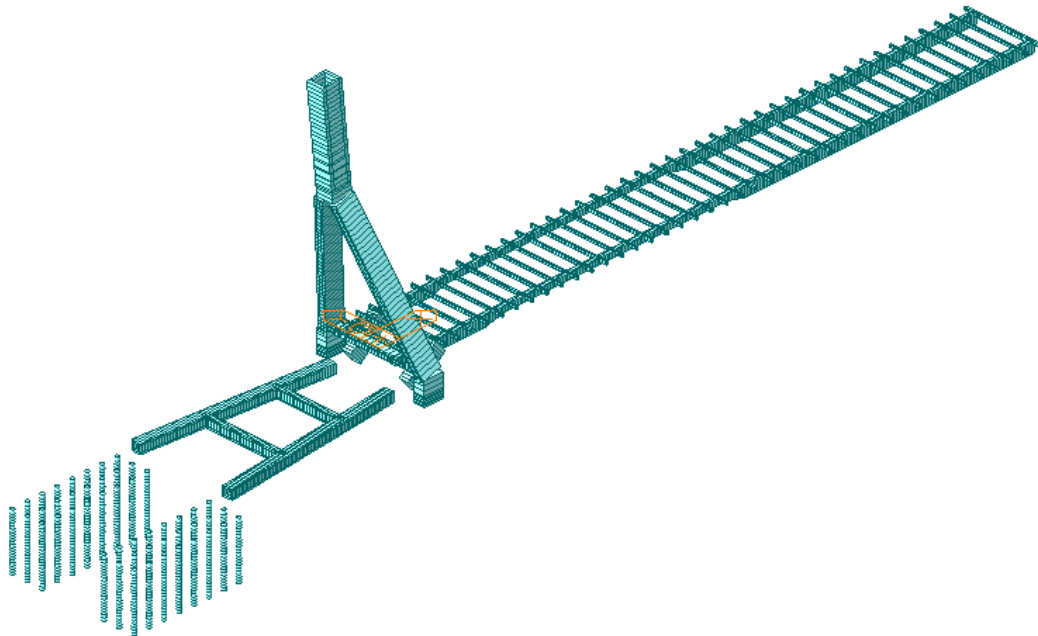


Figura 3.10

Elementos cercha del puente atirantado asimétrico de una torre

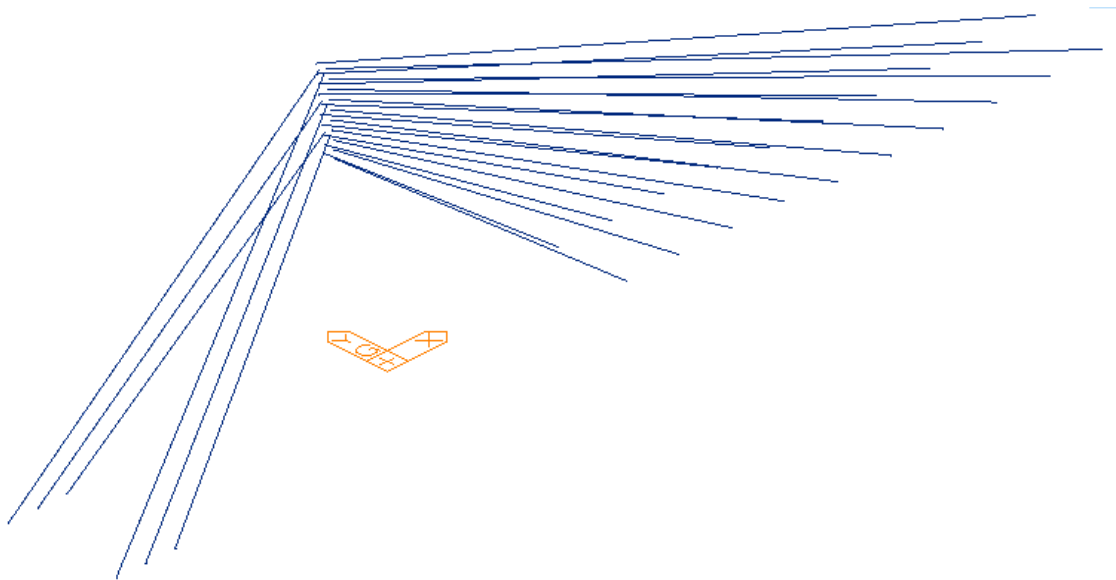
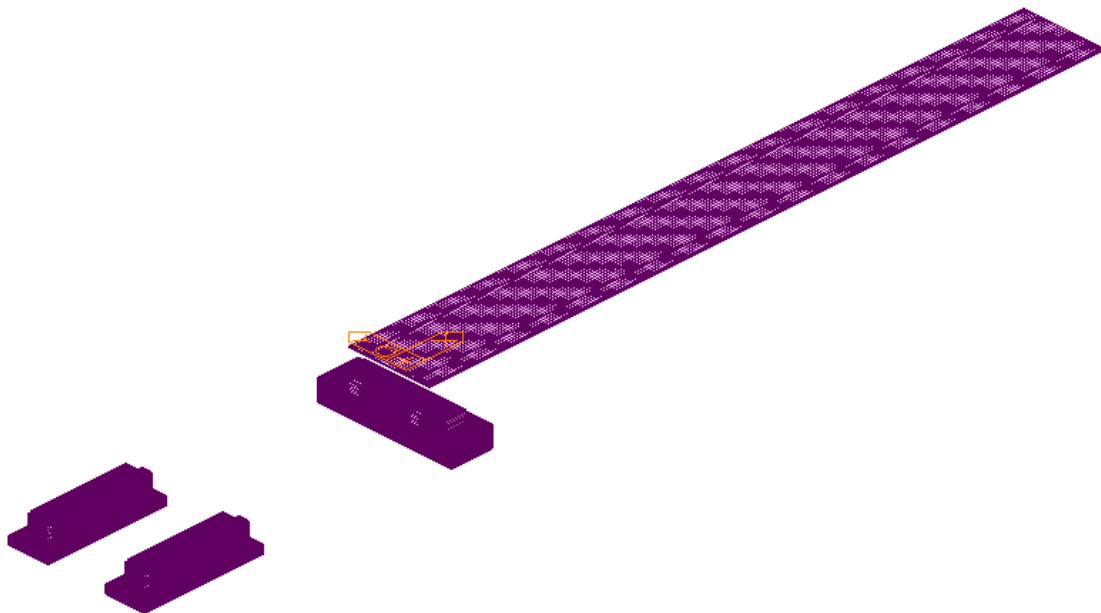


Figura 3.11

Elementos cáscara del puente atirantado asimétrico de una torre



Paso 2. El resultado es una matriz cuadrada cuyo tamaño es igual al número de grados de libertad del sistema estructural completo, de manera que cada fuerza esté relacionada con cada desplazamiento del sistema. Cada término de esta matriz se identifica mediante dos subíndices. El primer subíndice (fila) corresponde a la ecuación de fuerza, el segundo (columna) en el grado de libertad en cuestión. La configuración de la matriz se ilustra en la Figura 3.12 para una estructura con un total de n grados de libertad. La búsqueda se realiza a través de los coeficientes de rigidez de los miembros. Cuando se encuentra un coeficiente cuyo primer subíndice es 1, este es posicionado en la fila 1 y en la columna correspondiente al segundo subíndice. Por ejemplo, k_{13} se coloca como se ilustra en la Figura 3.12.

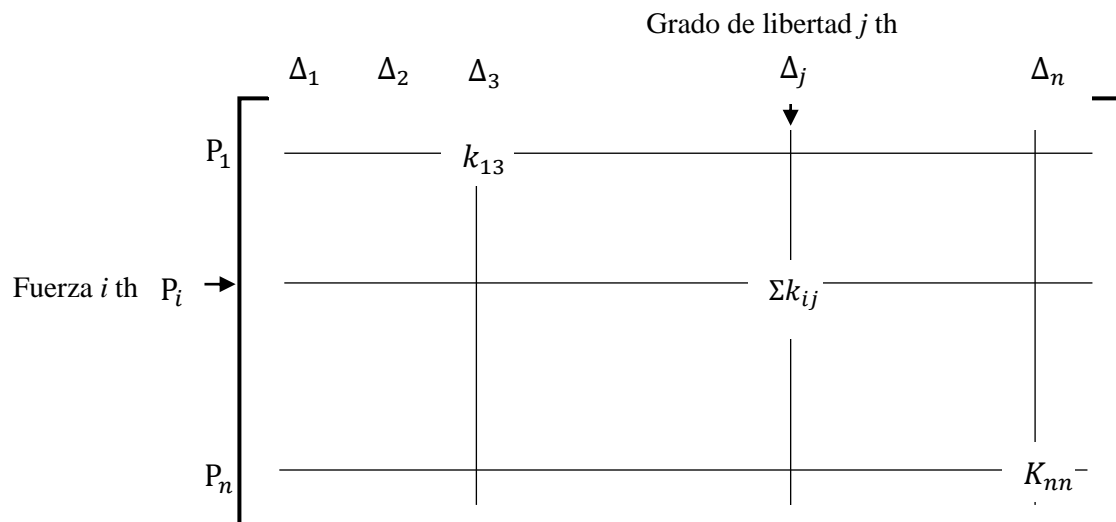
Paso 3. Se continúa con el procedimiento del paso 2 hasta que se hayan recorrido todos los elementos. Cada vez que se coloca un coeficiente en una ubicación donde ya se haya colocado un valor previamente, se suma este último. Al finalizar este paso, todos los términos de la fila 1 han alcanzado su valor total. Por lo tanto, para el i -ésimo grado de libertad,

$$K_{1i} = \sum k_{1i} \quad (3.88)$$

donde la suma se extiende a todos los miembros que se encuentran en el grado de libertad i .

Figura 3.12

Conformación de un coeficiente de rigidez global k_{ij} e inserción de k_{13} .



Paso 4. El proceso de los pasos 2 y 3 se repite para todas las demás filas en orden. El resultado es un conjunto completo de coeficientes de las ecuaciones de rigidez para toda la estructura (las ecuaciones de rigidez global) pero sin reconocimiento de las condiciones de apoyo hasta el momento. Este proceso, mediante el cual se obtienen las ecuaciones globales a partir de las ecuaciones de los elementos, se denomina ensamblaje matricial.

En *el puente atirantado asimétrico con una torre*; con los pasos 2, 3 y 4 descritos, con las matrices de rigideces locales del paso 1 y con la selección de un punto de referencia como origen del sistema de coordenadas globales, se ensambla la matriz de rigidez global, $[K]$, de la estructura del puente atirantado asimétrico de una torre.

En esta etapa los elementos deben estar debidamente discretizados, sobre todo los elementos cáscara, para mejorar las aproximaciones de los resultados.

Paso 5. Las condiciones de apoyo son consideradas al identificar cuales desplazamiento son cero y luego eliminar de las ecuaciones las columnas de coeficientes de rigidez que multiplican estos grados de libertad. El resultado inmediato es tener más ecuaciones que

incógnitas. Las ecuaciones excedentes son las que corresponden a las fuerzas externas en los puntos de apoyo, es decir, a las reacciones. Las filas que representan estas ecuaciones ahora se retiran y se guardan para una evaluación posterior. Por lo tanto, resulta que se ha extraído un número igual de filas y columnas de la matriz, dejando una matriz cuadrada no singular.

En el puente atirantado asimétrico de una torre las condiciones de contorno que se consideraron fueron:

- Resortes nodales, para las dos direcciones horizontales a lo largo de los pilotes, como se muestra en la Figura 3.13.
- Resortes nodales para la dirección vertical a lo largo de los puntales enterrados, como se muestra en la Figura 3.14.
- Resortes de superficie en la dirección vertical en la zapata combinada de la torre, como se muestra en la Figura 3.15.
- Para los aparatos de apoyo (apoyos sobre los estribos): resortes nodales en las dos direcciones horizontales y con restricción al desplazamiento en la dirección vertical, como se muestra en la Figura 3.16.

Figura 3.13

Resortes nodales, para la dirección horizontal a lo largo de los pilotes

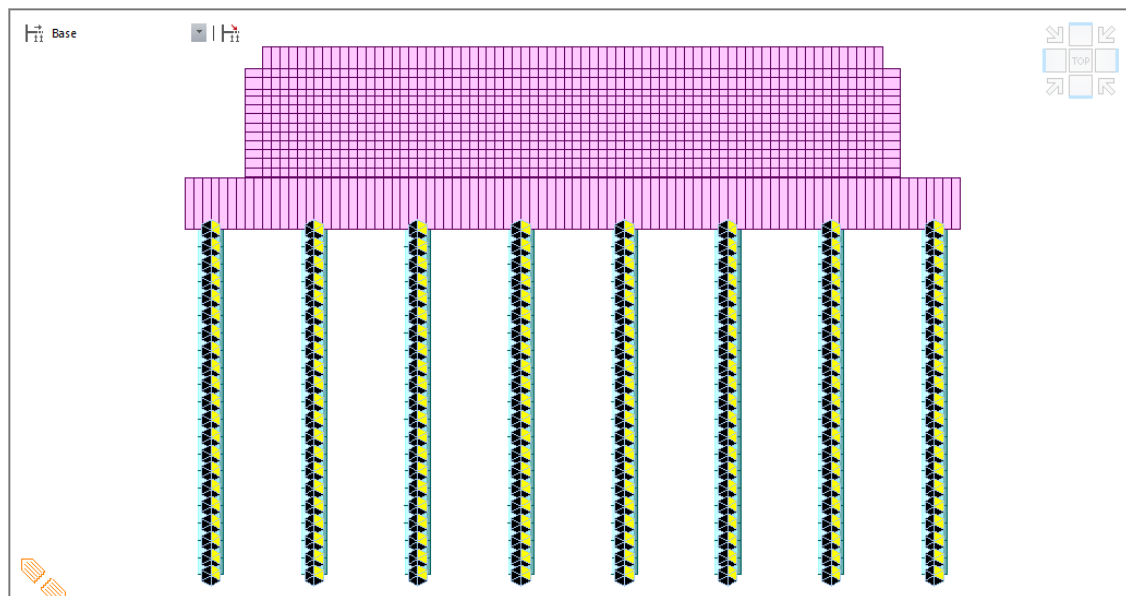


Figura 3.14

Resortes nodales, para la dirección vertical y horizontal a lo largo de los puntales enterrados

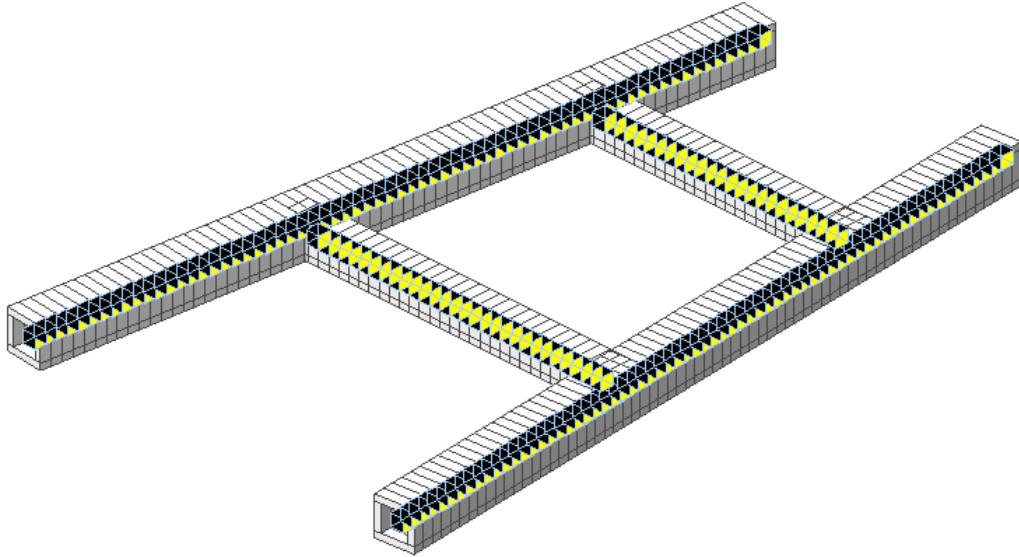


Figura 3.15

Resortes de superficie en la dirección vertical en la zapata combinada de la torre

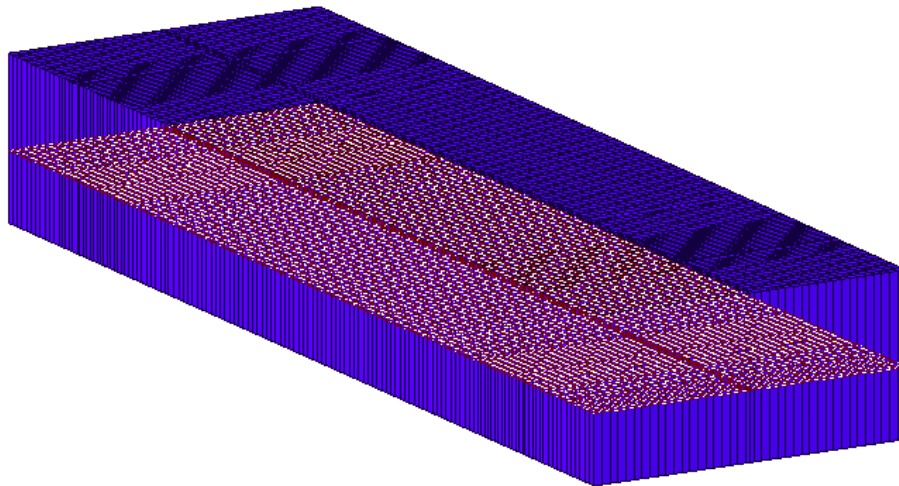
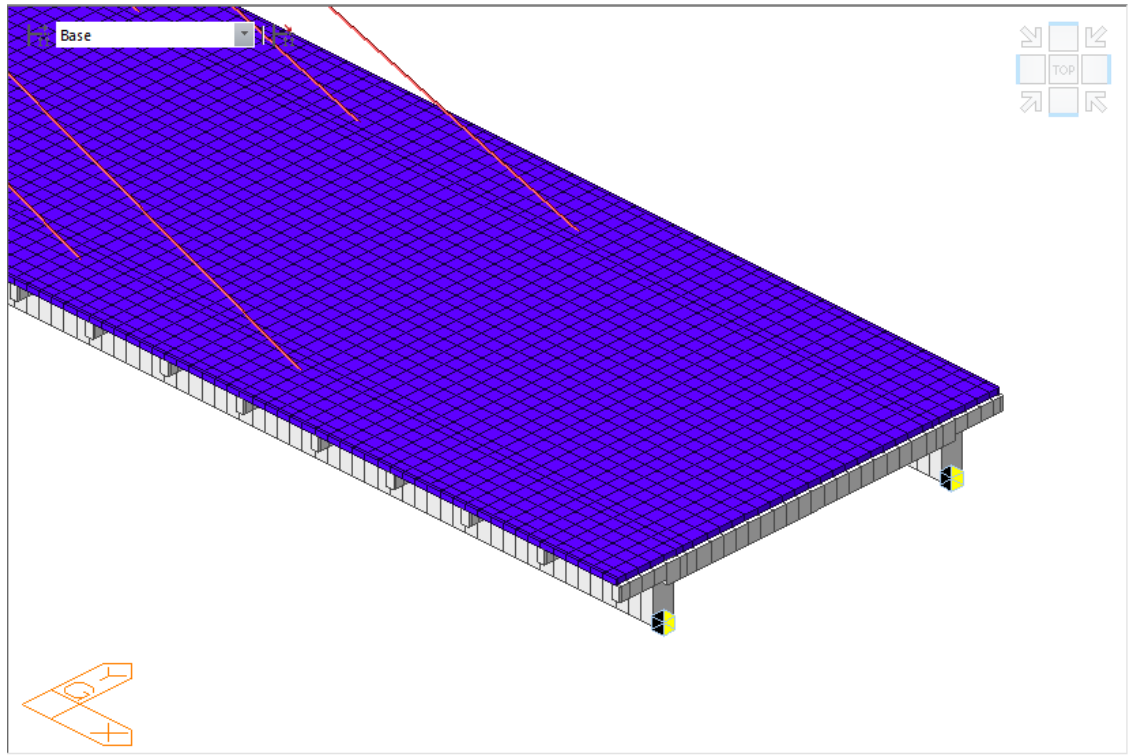


Figura 3.16

Resortes nodales, para la dirección vertical y horizontal en el lugar de los aparatos de apoyo (elastómeros)



Paso 6. El conjunto de ecuaciones que quedan después del paso 5 se resuelve para los grados de libertad restantes. Las fuerzas internas que actúan sobre los extremos del elemento se determinan sustituyendo los grados de libertad resueltos en las ecuaciones de fuerza-desplazamiento del elemento. Estos valores requieren la transformación de coordenadas globales a coordenadas locales y finalmente, la transformación a esfuerzos.

En este paso se forman las matrices de las cargas aplicadas al puente atirantado.

En el puente atirantado asimétrico de una torre, las fuerzas que componen el vector de fuerzas $\{P\}$, son los mostrados en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1*Cargas aplicadas en el puente atirantado*

Nombre	Tipo de carga
<i>Cargas Estáticas</i>	
Barrera rígida	DC
Barandas	DC
Pavimento	DW
Vereda	DW
Recapeo	DW
Temperatura uniforme +	TU
Temperatura uniforme -	TU
Gradiente de Temperatura +	TG
Gradiente de Temperatura -	TG
Cargas de viento	WS, WL
Presfuerzo en los tirantes	DC
Fuerzas de frenado	BR
Cargas de sismo	EQ
<i>Cargas Móviles</i>	
Camión de diseño HL93 + sobrecarga de diseño	LL y LS
Tándem de diseño HL93 + sobrecarga de diseño	LL y LS
Carga peatonal	PL

La lógica del proceso descrito anteriormente se escribirá ahora utilizando la formulación matricial. Aplicando los pasos 1-4 se obtiene la ecuación de rigidez global ya compilada en la forma:

$$\{P\} = [K]\{\Delta\} \quad (3.89)$$

Consideremos que los grados de libertad de los apoyos $\{\Delta_s\}$ se pueden agrupar. Después de reordenar filas y columnas para separar los valores de los apoyos del resto, dividimos la Ecuación 3.89 de manera conveniente para obtener:

$$\begin{Bmatrix} P_f \\ P_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fs} \\ K_{sf} & K_{ss} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_f \\ \Delta_s \end{Bmatrix} \quad (3.90)$$

Donde a todas las magnitudes correspondientes a los apoyos se les asigna el subíndice s y a aquellos relacionados para los otros grados de libertad se les asigna el subíndice f .

Desarrollando la Ecuación 3.90 y observando que $\{\Delta_s\} = 0$, tenemos

$$\{P_f\} = [K_{ff}]\{\Delta_f\} \quad (3.91)$$

$$\{P_s\} = [K_{sf}]\{\Delta_f\} \quad (3.92)$$

La solución general de la Ecuación 3.91 se obtiene simbólicamente por

$$\{\Delta_f\} = [K_{ff}]^{-1}\{P_f\} = [D]\{P_f\} \quad (3.93)$$

Donde la matriz $[D]$ esta conformada por el conjunto de coeficientes globales de flexibilidad.

Cuando $\{\Delta_f\}$, el vector de desplazamiento en todos los nodos libres, se ha encontrado a partir de la Ecuación 3.93, las reacciones en los apoyos $\{P_s\}$ se encuentran sustituyendo el resultado en la Ecuación 3.92, dando

$$\{P_s\} = [K_{sf}][D]\{P_f\} \quad (3.94)$$

Para obtener la distribución de la fuerza interna en el i -ésimo elemento, se pueden multiplicar los grados de libertad calculados para ese elemento, designados por $\{\Delta^i\}$, por la matriz de rigidez del elemento $[k^i]$, lo que da como resultado la evaluación numérica de los componentes de la fuerza conjunta $\{F^i\}$. De este modo se ordena en la siguiente ecuación matricial (Ecuación 3.95).

$$\{F^i\} = [k^i]\{\Delta^i\} \quad (3.95)$$

Estas fuerzas (fuerzas y momentos) son componentes vectoriales en las direcciones de los ejes de coordenadas globales. Se requieren operaciones separadas para transformarlos en: (1) fuerzas resultantes, (2) componentes orientados con respecto a los ejes locales (fuerza normal, cortante, momento flector y torsión) o (3) esfuerzos.

Una vez conocidos, el vector de fuerzas $\{F^i\}$ y el vector de desplazamientos $\{\Delta^i\}$ del sistema, se obtienen las fuerzas internas y la deformada de todo el sistema estructural y de ese modo el procedimiento matricial ha concluido.

En el *punte atirantado asimétrico de una torre*, las reacciones $\{P_s\}$, son halladas al resolver la Ecuación 3.94.

También, en el *punte atirantado asimétrico de una torre*, el vector de fuerzas $\{F^i\}$, al resolver la Ecuación 3.95, resulta en:

- Diagramas o tablas de fuerzas axiales, como se muestra en la Figura 3.17 y Figura 3.18.
- Diagramas o tablas de momentos flectores, como se muestra en la Figura 3.19.
- Diagramas o tablas de fuerzas cortantes, como se muestra en la Figura 3.20.
- Diagramas o tablas de esfuerzos.

Así mismo, el vector de desplazamientos $\{\Delta^i\}$, al resolver la Ecuación 3.95, resulta en:

- Desplazamientos en los ejes X, Y y Z de los nodos y elementos, como se muestra en la Figura 3.21.
- Rotaciones en los ejes X, Y y Z de los nodos y elementos

Figura 3.17

Diagrama fuerzas axiales en elementos barra (situación permanente del puente)

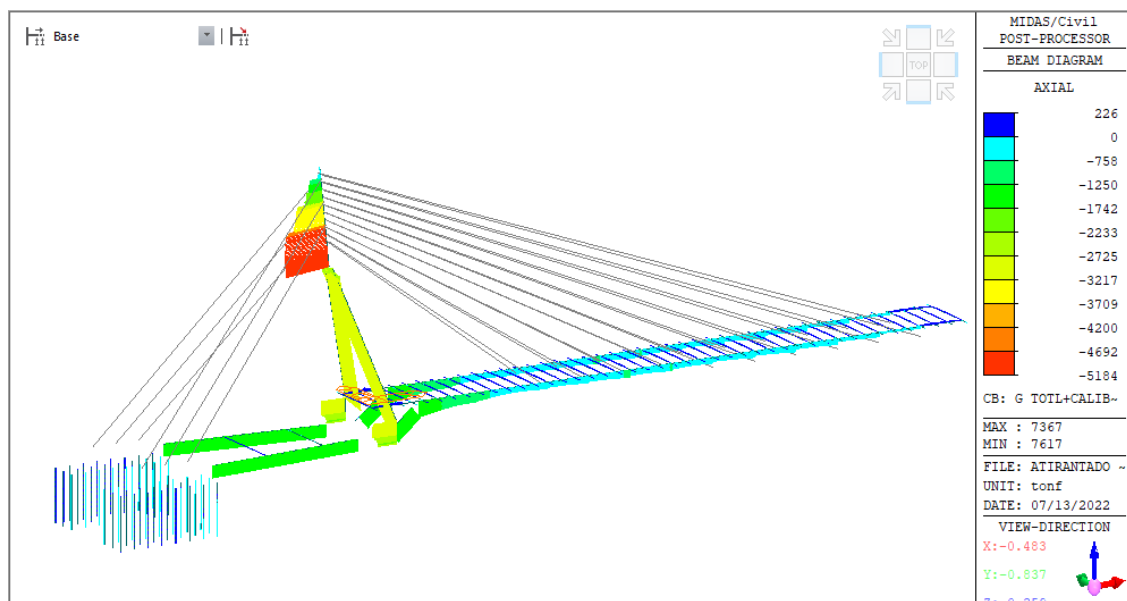


Figura 3.18

Fuerzas axiales en elementos cercha (situación permanente del puente)

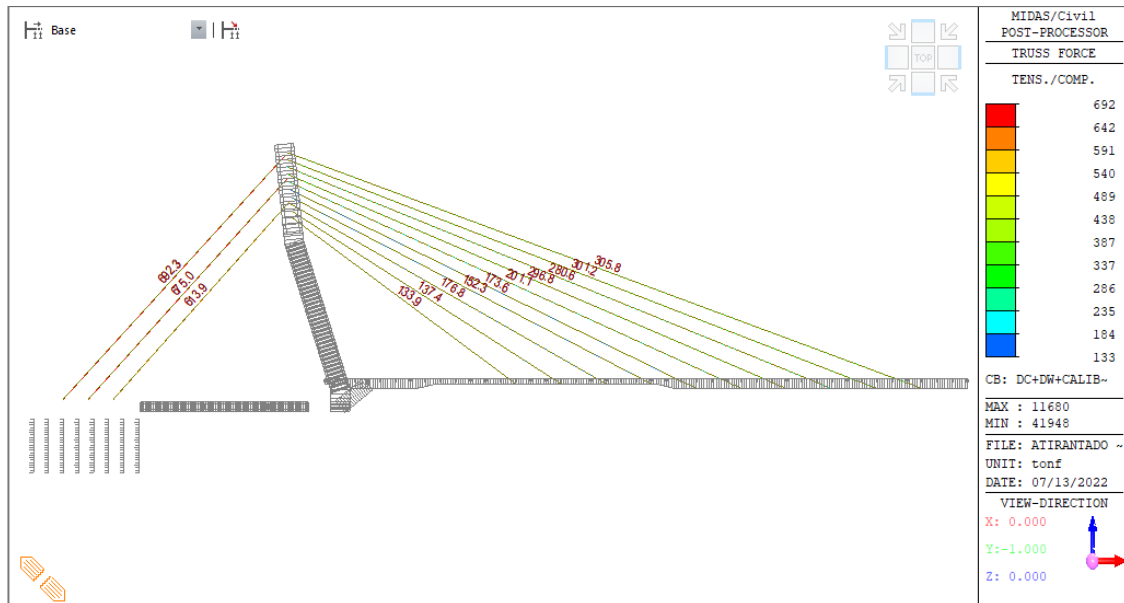


Figura 3.19

Diagrama de momentos flectores en elementos barra (situación permanente del puente)

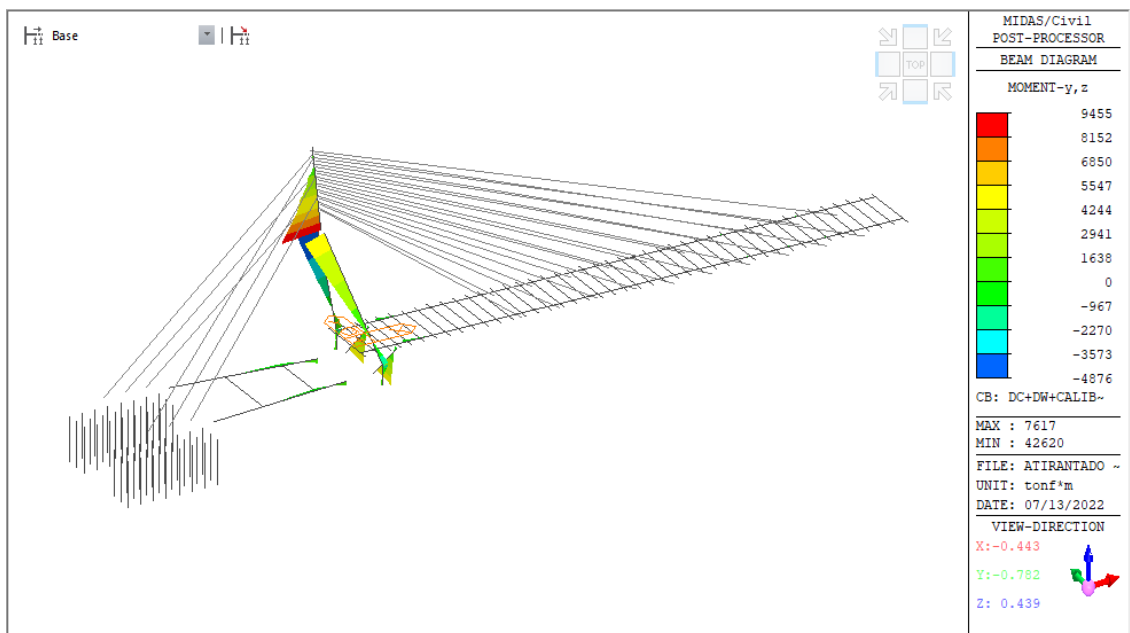


Figura 3.20

Diagrama de fuerzas cortantes en elementos barra (situación permanente del puente)

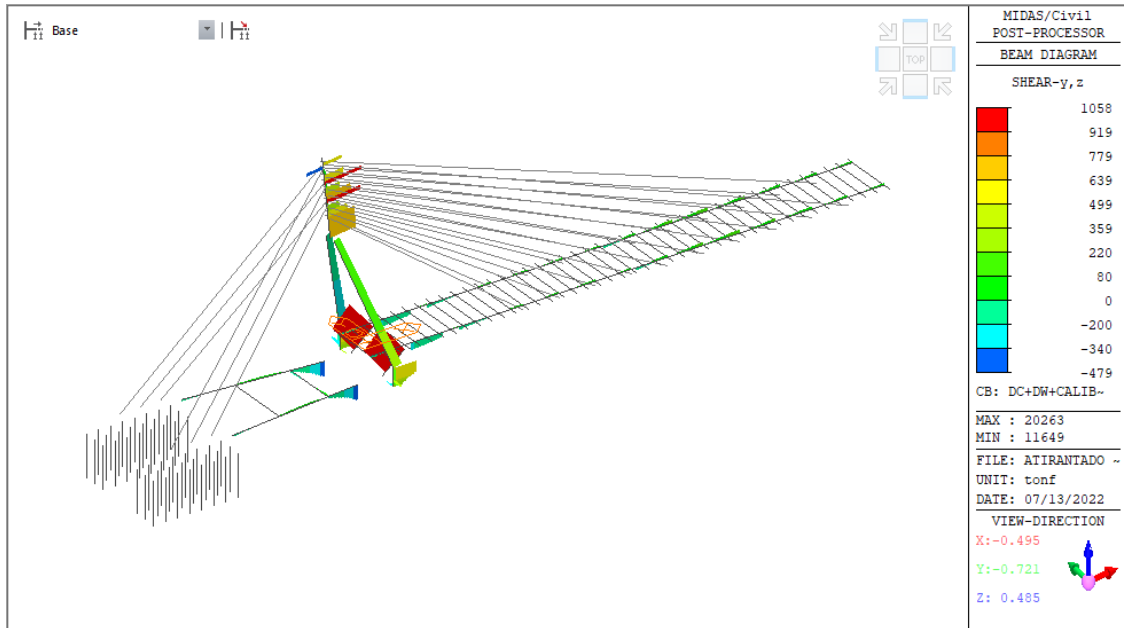
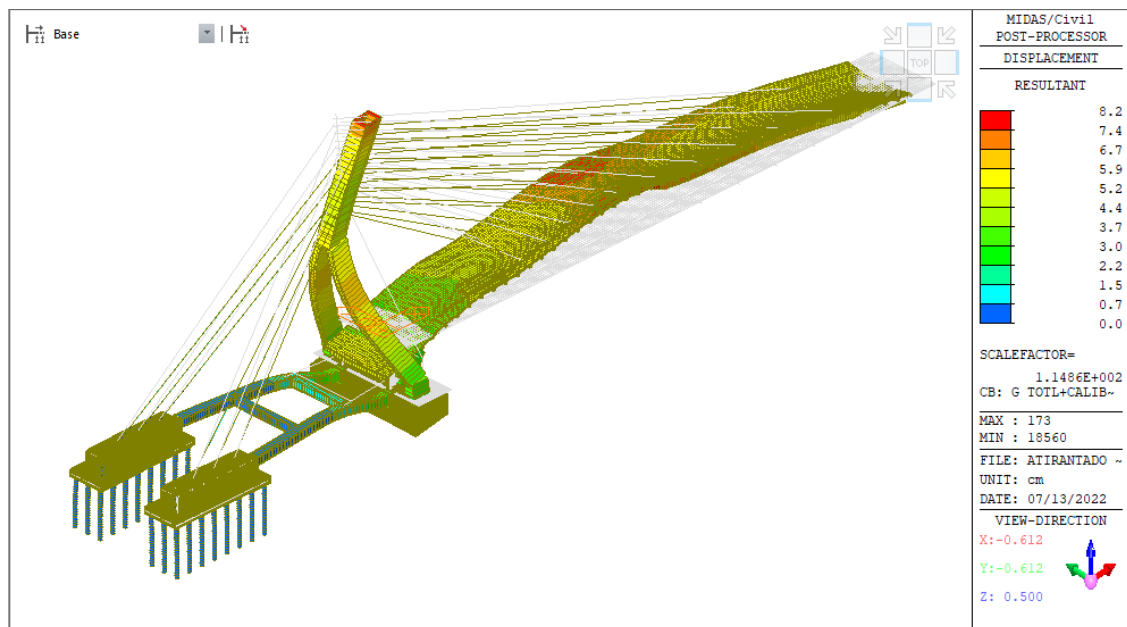


Figura 3.21

Desplazamientos del sistema estructural (situación permanente del puente)



Se aplica el mismo procedimiento para resolver el puente en arco Network, donde:

Paso 1. Matrices de rigidez locales

En el puente en arco tipo Network las matrices de rigideces locales se conforman para:

- Elementos barra como: los arcos parabólicos y los arriostres del arco, como se muestra en la Figura 3.22; cada uno con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales de acuerdo a la concepción realizada.
- Elementos cercha como: las péndolas, como se muestra en la Figura 3.23; cada una con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales de acuerdo a la concepción realizada.
- Elementos cáscara como: la losa y las vigas presforzadas del tablero, como se muestra en la Figura 3.24; cada una con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales de acuerdo a la concepción realizada.

Figura 3.22

Elementos barra del puente atirantado asimétrico de una torre

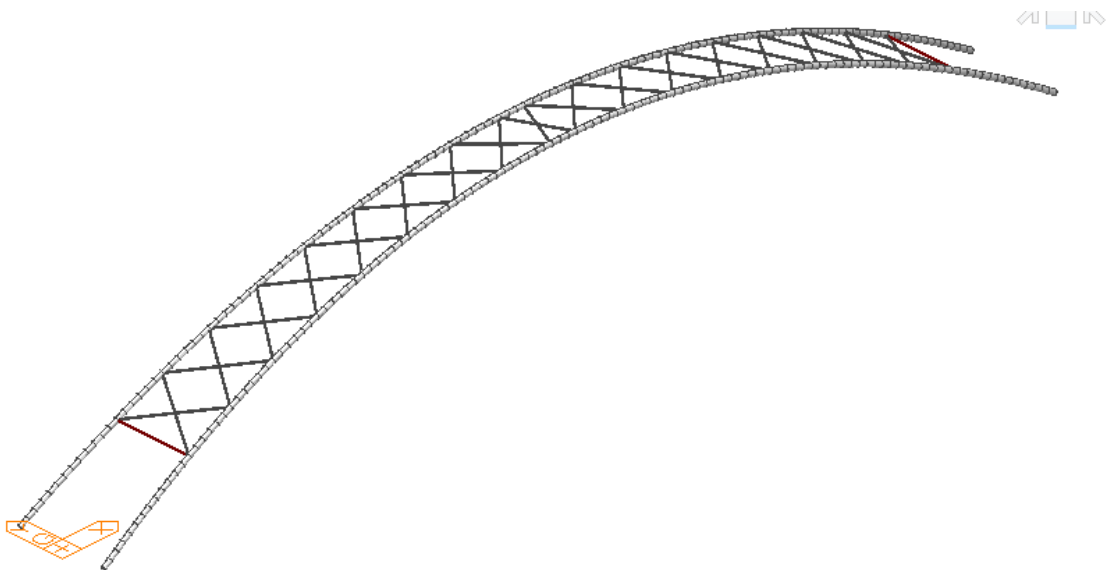


Figura 3.23

Elementos cercha del puente atirantado asimétrico de una torre

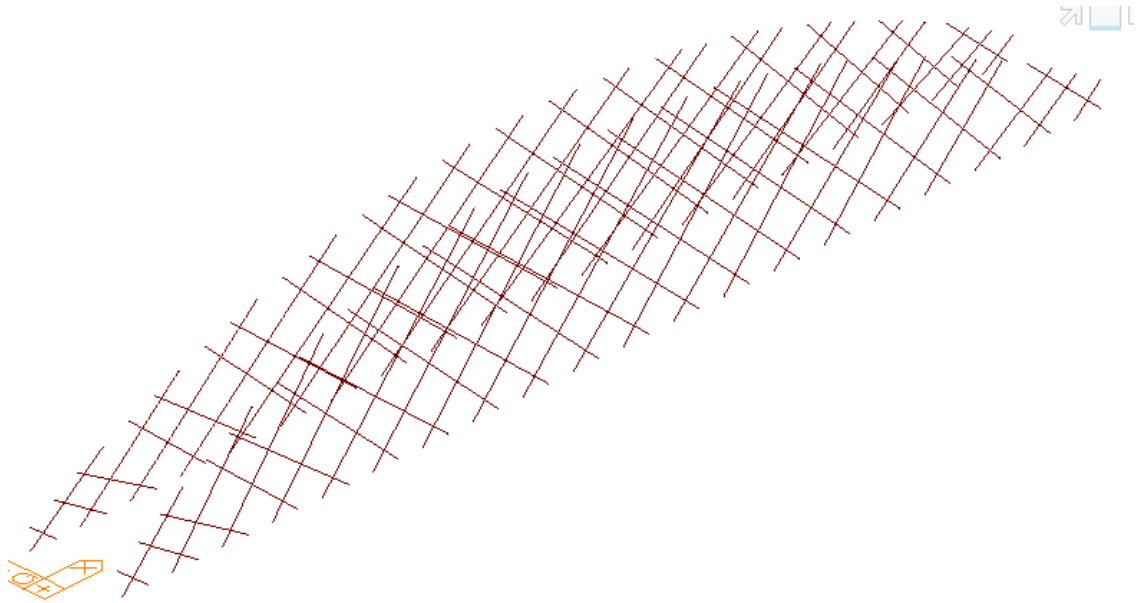
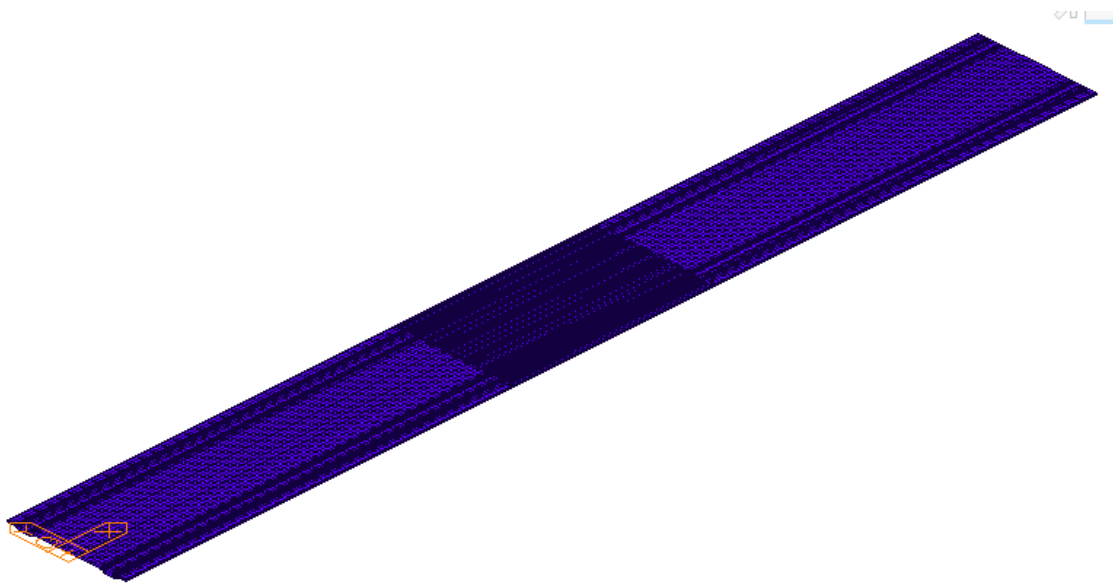


Figura 3.24

Elementos cáscara del puente atirantado asimétrico de una torre



En esta etapa los elementos deben estar debidamente discretizados, en especial los elementos cáscara, para mejorar las aproximaciones de los resultados.

Paso 2, 3 y 4. Ensamblaje de la matriz de rigidez global, $[K]$

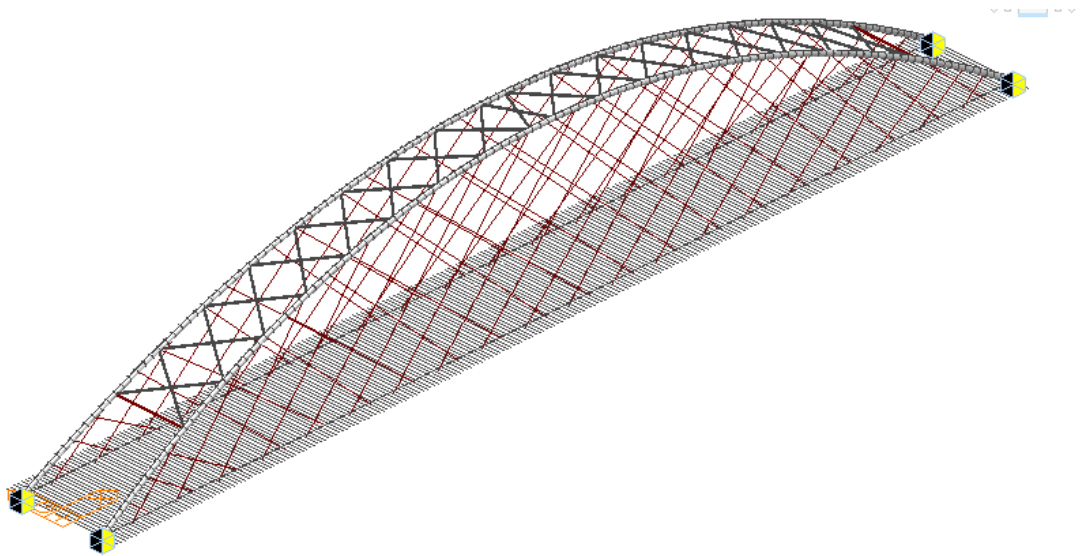
Con las matrices de rigideces locales del paso 1 y con la selección de un punto de referencia como origen del sistema de coordenadas globales, se ensambla la matriz de rigidez global, $[K]$, de la estructura del puente en arco tipo Network.

Paso 5. Condiciones de contorno, $\{\Delta\}$

En el puente en arco tipo network, las condiciones de contorno que se consideraron consistieron en resortes nodales para los aparatos de apoyo (apoyos sobre los estribos) que son resortes con poca rigidez en las direcciones X y Y y una rigidez infinita en Z, libres a la rotación en todas sus direcciones. Como se muestra en la Figura 3.25.

Figura 3.25

Aparatos de apoyo en el puente en arco Network



Paso 6. Formación de la Matriz $\{P\}$

En el puente en arco tipo Network las fuerzas que componen el vector de fuerzas $\{P\}$, fueron los mostrados en la Tabla 3.2

Tabla 3.2*Cargas aplicadas en el puente en arco Network*

Nombre	Tipo de carga
<i>Cargas Estáticas</i>	
Barrera rígida	DC
Barandas	DC
Pavimento	DW
Vereda	DW
Recapeo	DW
Temperatura uniforme +	TU
Temperatura uniforme -	TU
Gradiente de Temperatura +	TG
Gradiente de Temperatura -	TG
Cargas de viento	WS, WL
Presfuerzo en las péndolas	DC
Fuerzas de frenado	BR
Cargas de sismo	EQ
<i>Cargas Móviles</i>	
Camión de diseño HL93 + sobrecarga de diseño	LL y LS
Tándem de diseño HL93 + sobrecarga de diseño	LL y LS
Carga peatonal	PL

Resultados

En el puente en arco tipo Network, las reacciones $\{P_s\}$, son halladas al resolver la Ecuación 3.94.

También, en el puente en arco tipo Network, el vector de fuerzas $\{F^i\}$, al resolver la Ecuación 3.95, resulta en:

- Diagramas o tablas de fuerzas axiales, como se muestra en la Figura 3.26 y Figura 3.27.
- Diagramas o tablas de momentos flectores, como se muestra en la Figura 3.28.
- Diagramas o tablas de fuerzas cortantes, como se muestra en la Figura 3.29.
- Diagramas o tablas de esfuerzos.

Así mismo, el vector de desplazamientos $\{\Delta^i\}$, al resolver la Ecuación 3.95, resulta en:

- Desplazamientos en los ejes X, Y y Z de los nodos y elementos, como se muestra en la Figura 3.30.
- Rotaciones en los ejes X, Y y Z de los nodos y elementos

Figura 3.26

Diagrama de fuerzas axiales en elementos barra (situación permanente del puente)

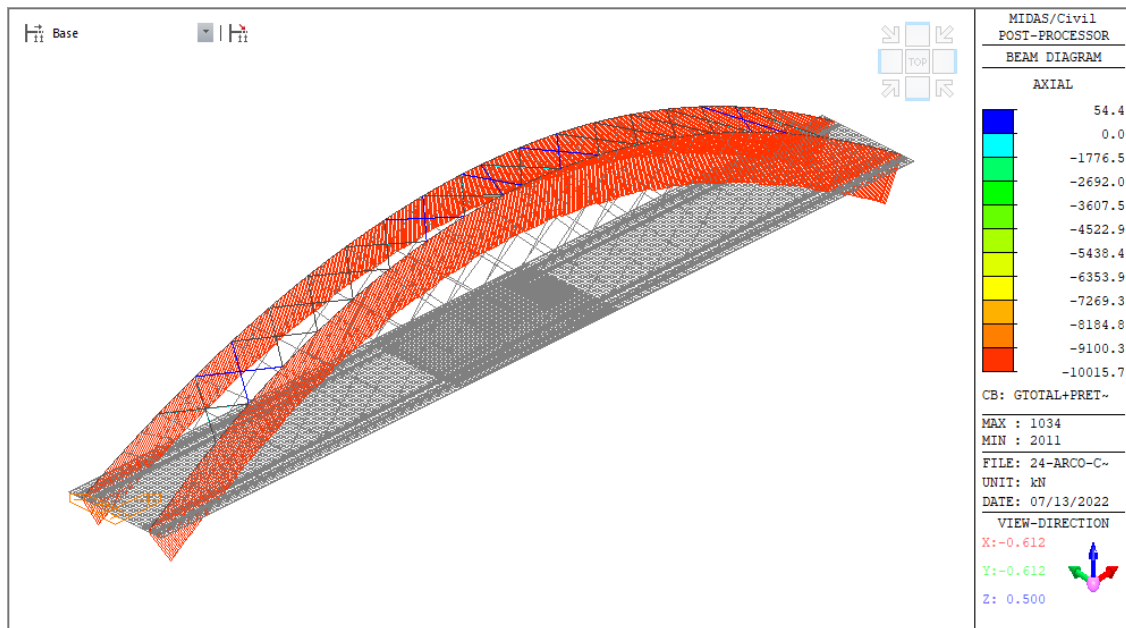


Figura 3.27

Fuerzas axiales en elementos cercha (situación permanente del puente)

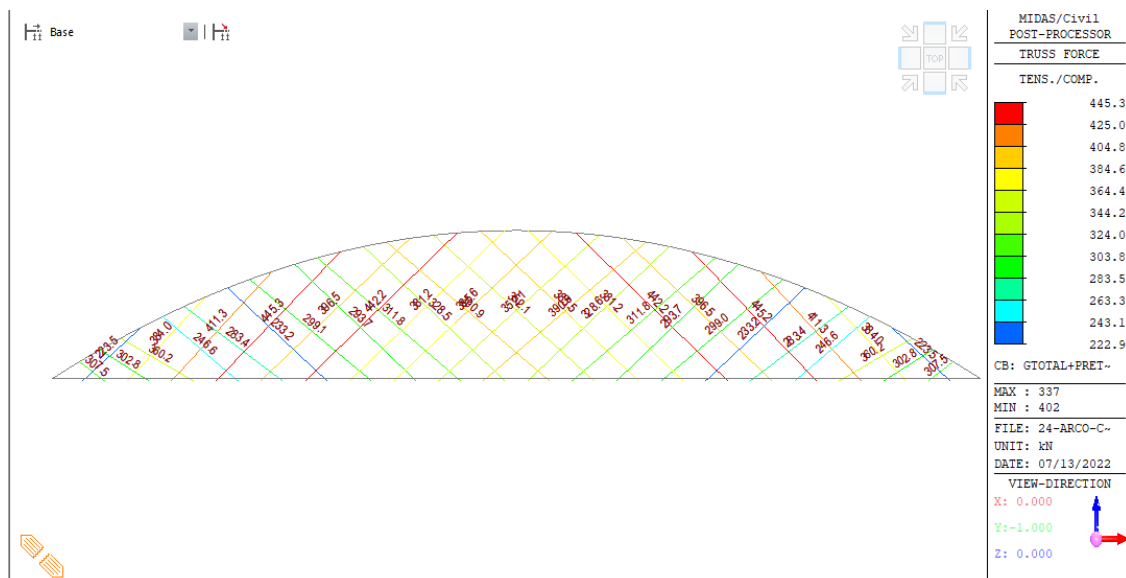


Figura 3.28

Diagrama de momentos flectores en el arco (situación permanente del puente)

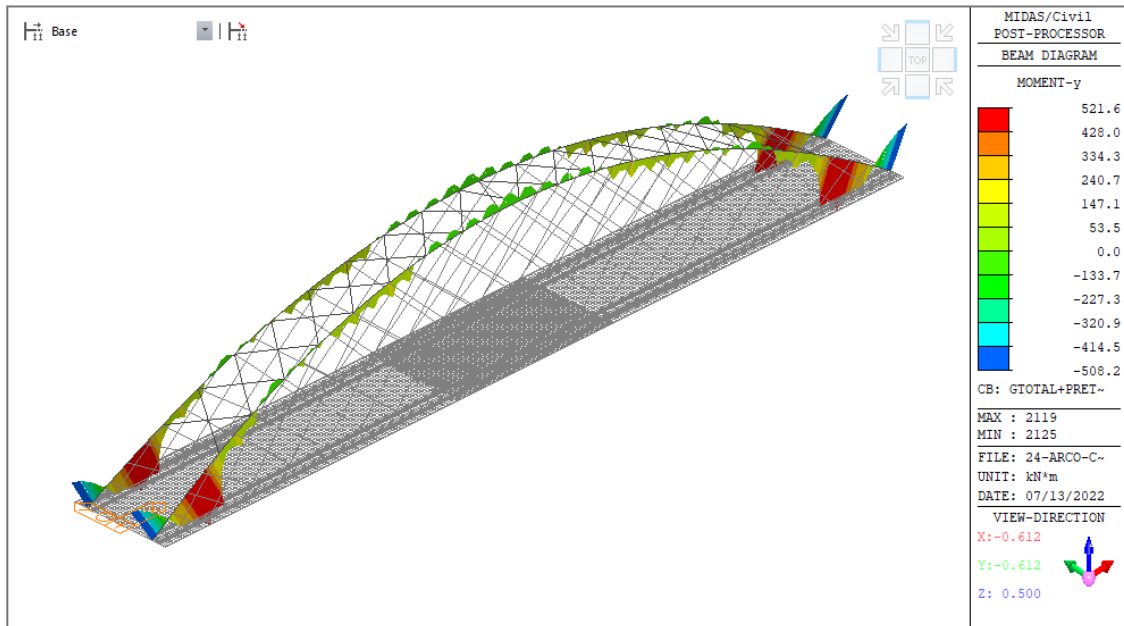


Figura 3.29

Diagrama de fuerza cortante en el arco (situación permanente del puente)

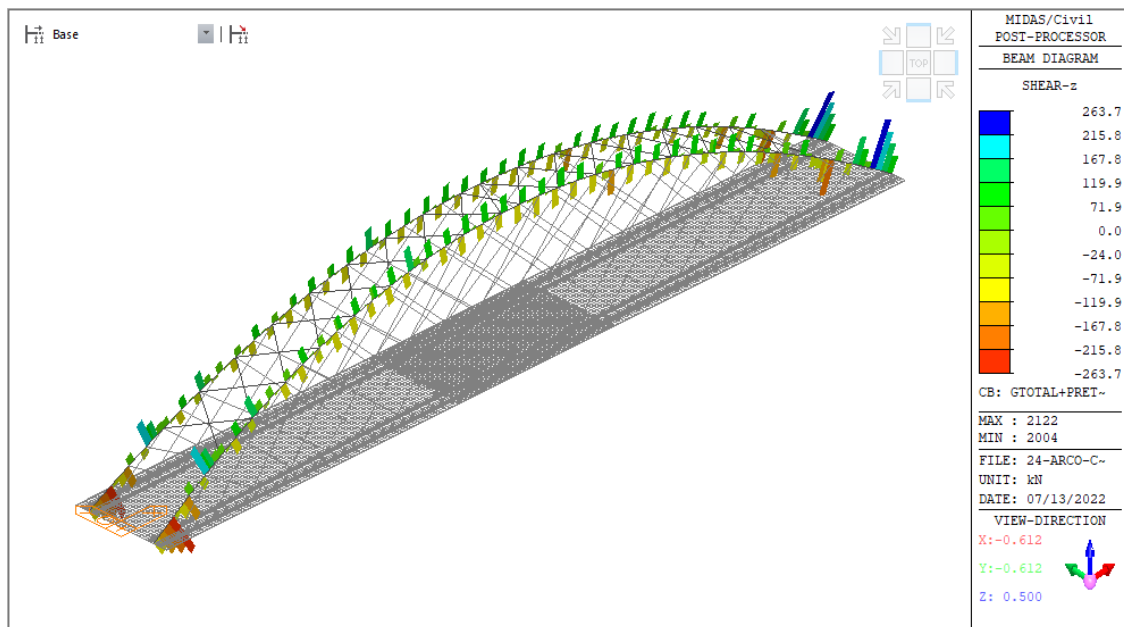
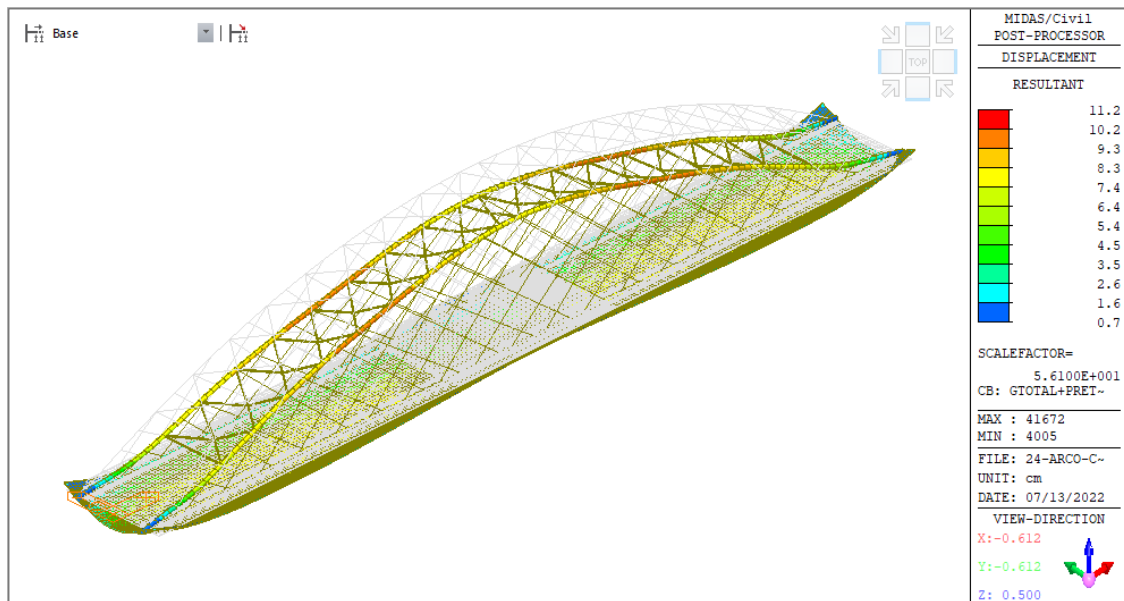


Figura 3.30

Desplazamientos del sistema estructural (situación permanente del puente)



3.3. MATERIALES

Los materiales que se usaron en el proceso de investigación, fueron:

- Bibliografía referenciada para en análisis y diseño como: el *Manual de Puentes*, por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC], (2018a); las *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la *Association of State Highway and Transportation Officials* [AASHTO] (2020) y las *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición, por el *Post-Tensioning Institute* [PTI] (2007).
- Software *MIDAS CIVIL 2019 V.2.*, se utilizó para realizar los procedimientos de análisis estático y dinámico lineal de los modelos matemáticos, tanto del puente atirantado asimétrico de una torre como del puente en arco tipo Network, a partir de la geometría planteada en *AutoCAD 2020*.
- Software *AutoCAD 2020*, se utilizó para graficar la geometría de las secciones, y la geometría tanto de los componentes estructurales como de la estructura de ambos tipos de puente.
- *Microsoft Word*, y *Excel 2016*, las sábanas de Excel fueron utilizados para operaciones básicas, mientras que los documentos Word nos permitieron plasmar los resultados.



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS DE LA INGENIERÍA BÁSICA

4.1.1. Descripción del Puente Pucará Actual

En la actualidad el puente Pucará es un puente de tipo losa continua con pilares tipo pantalla a cada dos metros y consta de una sola vía de aproximadamente de 3.5 metros de ancho, en donde está prohibido el tránsito pesado por el mal estado en el que se encuentra.

Según Chacón et al. (2015), una vez inspeccionado el Puente Pucará, con la Metodología del Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC], concluyeron que este tiene una calificación de nivel regular en 12.5%, malo 50.0%, muy malo 12.5% y pésimo 25.0%; teniendo los daños más graves en la losa del puente, pilares y estribos y a la vez plantean su demolición.

La vía tiene un Índice Medio Diario Anual [IMDA] de 132 vehículo/día (Chacón et al., 2015). Es de tránsito relativamente bajo por las mismas condiciones del puente, el cual puede llegar a ser de mayor tránsito si se logra construir un nuevo puente.

4.1.2. Estudios Topográficos

Tomaremos como referencia el estudio topográfico que realizaron Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015) en su trabajo de investigación *Optimización Mediante Alternativas Múltiples de Diseño Estructural del Puente Vehicular Pucará* [Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional del Altiplano de Puno [UNAP]. El sistema de referencia utilizado es el sistema Universal Transversal Mercator [UTM] y las coordenadas en las que se basa el estudio son referidas al Datum WGS-84, zona 19.

4.1.3. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

En los estudios hidrológicos de Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015) en su trabajo de investigación *Optimización Mediante Alternativas Múltiples de Diseño Estructural del Puente Vehicular Pucará*; de la p. 40 a la p.54 plasmaron que en

la sección del río donde se propondrá el puente se tiene el Nivel de Aguas Máximo Extraordinario [NAME] a 3859.15 m.s.n.m., el Nivel de Aguas Máximo [NAM] a 3858.75 m.s.n.m. y el Nivel de Aguas Mínimo [NAMI] a 3858.20 m.s.n.m.

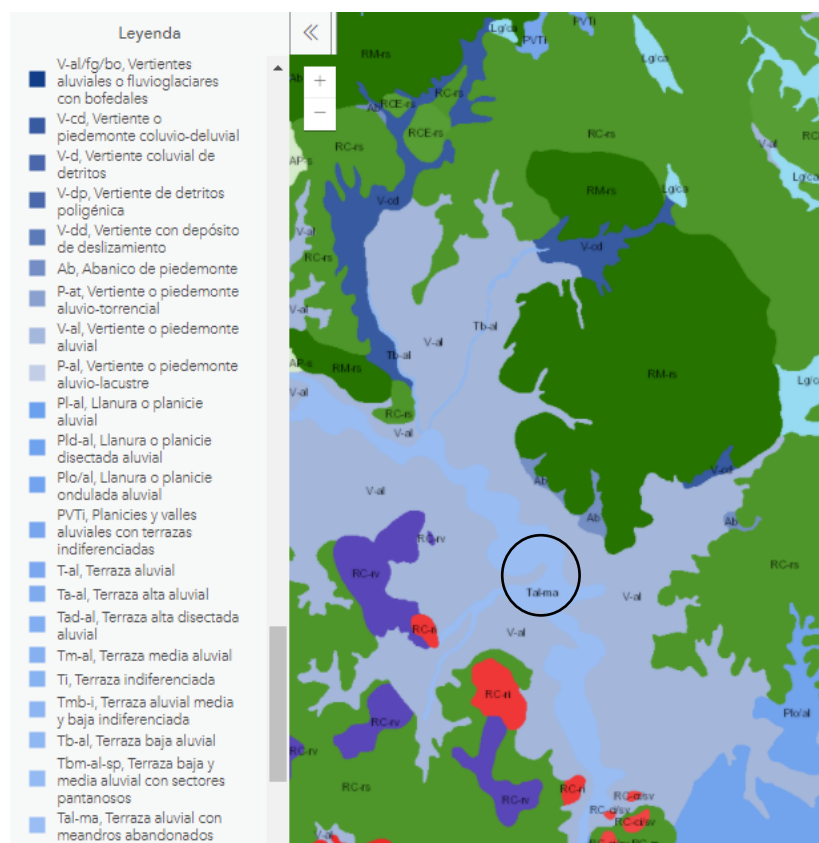
En el estudio de socavación en el trabajo de Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015) (p. 58) obtuvieron una socavación general de 0.50 m. para nuestro caso es suficiente este dato de altura de socavación ya que solo tendremos estribos en ambos márgenes de río que estarán relativamente alejados del cauce sin la presencia de pilares intermedios que produzcan socavación local.

4.1.4. Estudios Geológicos y Geotécnicos

4.1.4.1. Información Geológica

Figura 4.1

Ubicación del puente Pucará en el mapa geomorfológico del sur del Perú



Nota. Tomado de *Mapa geomorfológico*, por el Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET] (s.f.). <https://portal.ingemmet.gob.pe/web/guest/mapa-geomorfolologico>.

La geomorfología de la zona donde se ubica el puente Pucará, según el Mapa Geomorfológico del Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET] y como se observa en la Figura 4.1, es una zona *Tal-ma*, terraza aluvial con meandros abandonados rodeados de zonas *V-al*, vertiente o piedemonte aluvial. Podemos afirmar que la zona de futuro emplazamiento del puente es principalmente llana, característico de la llanura altiplánica, afirmar también que efectivamente el río Pucará es de tipo meándrico; los mismos que están rodeados de planicies inclinadas y extendidas, posicionados al pie de estribaciones andinas, formados por la acumulación de sedimentos acarreados por corrientes de agua estacionales.

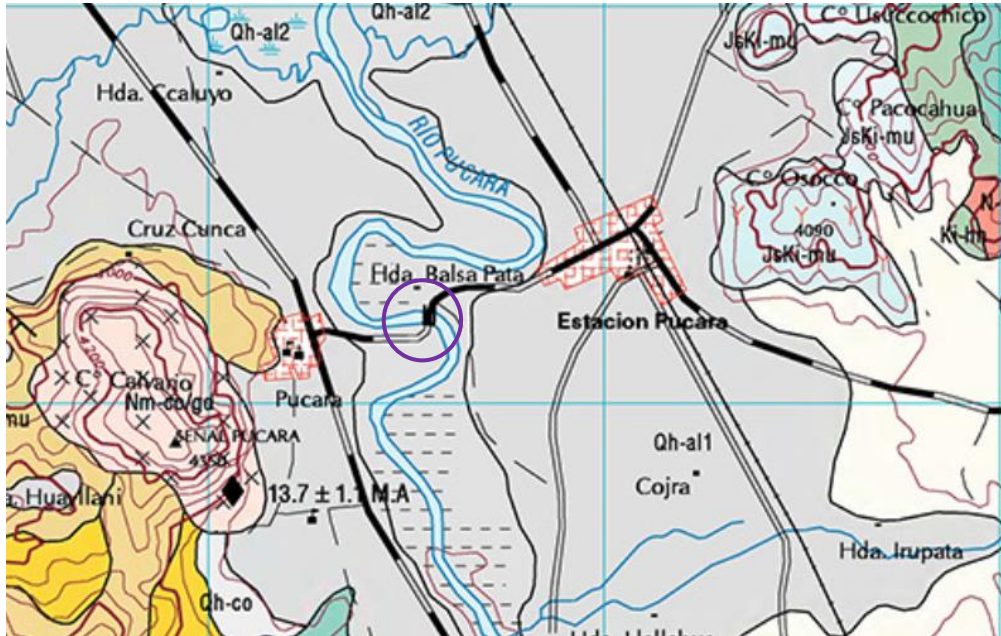
La formación geológica en donde se encuentra el puente Pucará, según la Figura 4.2a, es la Qh-al2 que se encuentra en el mapa geológico del cuadrángulo de Juliaca 31-v y según este corresponde a la unidad litoestratigráfica de Depósitos Aluvial 2: gravas y arenas mal seleccionadas en matriz arenolimosas. Perteneciente a la eratemática Cenozoica del sistema Cuaternario y serie Holocena.

Las fallas geológicas que existen cerca a la ubicación del puente Pucará son: La falla inversa de Pasani que se encuentra a 8.6 km al suroeste del puente Pucará (línea verde en la Figura 4.2b) y la falla inversa próxima al cerro Antaña que se encuentra a 9.8 km al noreste del puente Pucará (línea azul en la Figura 4.2b), estas dos fallas geológicas próximas al puente Pucará no muestran en la actualidad actividad sísmica por lo que no representan algún riesgo para el puente. Las fallas geológicas importantes cerca de la zona de estudio, son las fallas normales que se encuentran en el sistema de fallas Ocuvi-Orduña (línea roja en la Figura 4.2b) que tiene una longitud de 45 km; en el año 2016 un sismo de 6.2 grados en la escala de Richter activó un segmento de 14 km llamado Parina, lo que ocasionó, en la zona de Parina, Quillisani y otros poblados aledaños, desastres en las infraestructuras de viviendas, represas, etc; además, cabe recalcar que los efectos en el terreno como desniveles, aberturas, grietas, derrumbes y la licuefacción de suelos se notaron en un área con un ancho aproximado de 12 km (Gabino et al., 2016). Por lo que podemos decir que en esta etapa de estudio las fallas geológicas tendrán poca incidencia en cuanto al comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos.

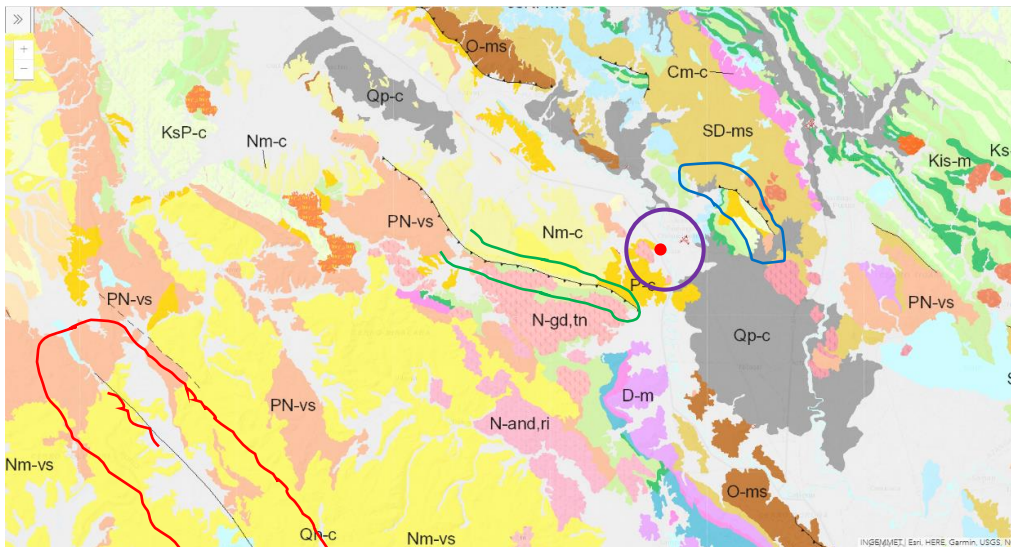
Figura 4.2

Mapa geológico en la ubicación del puente Pucará.

4.2a. Formación geológica



4.2b. Fallas geológicas



Nota 1. En la Figura 4.2a y 4.2b se muestra una parte del mapa geológico del cuadrángulo de Juliaca 31-v. Por INGEMMET. Revisado y actualizado por Agapito Sánchez F. y Alberto Zapana M. (2001).

4.1.4.2. Información Geotécnica

Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015), en su trabajo de investigación *Optimización Mediante Alternativas Múltiples de Diseño Estructural del Puente Vehicular Pucará*, concluyeron que los tipos de suelo que hay en el lugar donde se emplazará el estribo son los que aparecen en la Tabla 4.1, también recabaron los datos del ensayo SPT para los estribos, de donde haremos uso de los valores recopilados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1

Información geotécnica.

Profundidad acumulada del estrado de suelo.	Tipo de suelo de cada estrato	Número de golpes del ensayo SPT	Peso específico de los estratos
Espesor acumulado	Símbolo.	Nº Golpes N	γ t/m ³
0.60	GM	5	1.65
1.20	GM	10	1.65
1.80	GM	6	1.65
2.40	SP	4	1.48
3.00	SP	7	1.48
3.60	SP	9	1.48
4.20	SP	12	1.48
4.80	SP	10	1.48
5.40	GW	11	1.76
6.00	GW	15	1.76
6.60	GW	21	1.76
7.20	GW	20	1.76
7.80	GW	21	1.76

Nota 1. La clasificación del tipo de suelo de cada estrado está de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos [SUCS]. Dónde: GM = grava limosa, SP = arena mal graduada y GW = grava bien graduada.

Nota 2. El número de golpes del ensayo SPT se halló con el *Standard Penetration Test* (SPT) de acuerdo al procedimiento descrito en la ASTM D1586 (Chacón Rosello et al., 2015)

Para el caso de los estribos la presencia del nivel freático es a 15 cm del estrato N° 2 es decir a -2.55 m del nivel de terreno natural de acuerdo a Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015) (p. 71).

4.1.5. Estudio de Tráfico

El puente Pucará se encuentra en la carretera Calapuja – Pucará – José Domingo Choquehuanca – Asillo de 71.6 km, que forma parte de las rutas nacionales N° PE-3S y PU-134 (código actual: PE-3S H del departamento de Puno), ubicada en las provincias de Lampa y Azángaro, del departamento de Puno.

La carretera donde se encuentra el puente Pucará tiene una demanda IMDA=132 Vehículo/día en el año 2015 y IMDA=422 Vehículos/día para el año 2068 (Chacón Rosello et al., 2015). Este índice está entre 400 – 2000 Vehículos / día por lo tanto se determina que la carretera es de 2da clase de acuerdo al *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b). Cabe mencionar que en los datos analizados por Chacón Rosello et al. (2015) la composición vehicular que transita el puente Pucará es de la siguiente manera: autos 21.3%; station wagon 41.7%; camionetas pick up 5.1%; camioneta panel 1.7%; combi 25.5%; micro y ómnibus de 2 y 3 ejes 0.9% cada uno; camión de 2 ejes 3%; y camión de 3 ejes, de 4 ejes, semi-tráiler y tráiler son de 0%. Se pudo comprobar que estos datos son reales en la actualidad por la existencia de la prohibición del uso del puente para vehículos pesados. Sin embargo, con la construcción de un puente, la composición vehicular que transitará el puente variará drásticamente.

Su clasificación según las condiciones orográficas es predominantemente del tipo 1 (terreno plano), clasificación de acuerdo al *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b), el cual permite a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma velocidad que la de vehículos ligeros.

La velocidad de diseño es de un promedio de 70 km/h (de acuerdo a la Tabla 204.01 del *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b)) en tramos homogéneos para la carretera Calapuja – Pucará – José Domingo Choquehuanca – Asillo que es una carretera de segunda clase y se encuentra en un terreno plano.

Para el tramo de la carretera Pucará – José Domingo Choquehuanca, el ancho mínimo de la calzada en tangente para una carretera de segunda clase para terreno plano y una velocidad de diseño de 70 km/h es de 7.20 m, con 3.6 m de ancho cada carril de acuerdo a la Tabla 304.01 del *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b). El bombeo de la calzada para tramos en tangente y el tramo del puente es

de 2% según la Tabla 304.03 del *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b).

El ancho de la berma para la misma carretera según la Tabla 304.02 del *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b) es de 1 m a cada lado de los carriles, el cual tiene una inclinación de 4% hacia los extremos de la plataforma.

Según el artículo 304.09 del *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018* por MTC (2018b) el gálibo es la altura libre que existe entre la superficie de rodadura y la parte inferior de la superestructura que está sobre la superficie de rodadura. Para el caso de carreteras es de 5.50 m como mínimo lo que debiera cumplirse en nuestro caso. En los puentes sobre cursos de agua se denomina Altura Libre, y es la altura que existe entre el nivel máximo de aguas y la parte inferior de la superestructura del puente y no fue menor de 2.5 m.

4.2. ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

El diseño se basó en las propiedades indicadas de los siguientes materiales:

4.2.1. Concreto

El concreto utilizado en el presente estudio es uno de peso normal. De resistencias a la compresión de 28 MPa (4 ksi) y 35 MPa (5 ksi) de resistencia a los 28 días. La densidad del concreto utilizado es de 2500 kg/m³.

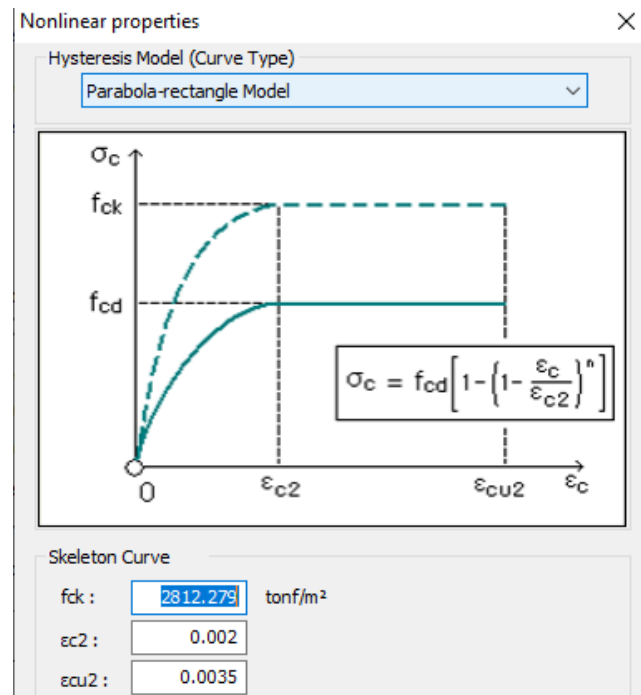
Para el cálculo de la resistencia de las secciones de concreto armado, en el estado límite último, se utilizó la curva esfuerzo versus deformación de la Figura 4.3. Donde, según EN1992-1-1 (2004), f_{ck} es la resistencia a la compresión del concreto; f_{cd} es la resistencia a la compresión de diseño, igual a $f_{cd} = \alpha_{cc}f_{ck}/\gamma_C$, en donde α_{cc} recomendado igual a uno, es el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo sobre la resistencia a la compresión y los efectos desfavorables resultantes de la forma en que se aplica la carga; y γ_C es el factor de seguridad parcial para el concreto, igual a uno.

4.2.1.1. Coeficiente de Expansión Térmica

El coeficiente de expansión térmica para los análisis del presente trabajo se tomó igual a $6.0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{F}$ ($10.8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) para concreto de peso normal como es nuestro caso (AASHTO, 2020).

Figura 4.3

Curva esfuerzo-deformación del concreto.



Nota. Esta curva de esfuerzo-deformación corresponde a la cláusula 3.1.7(1) de EN1992-1-1 (2004). Los valores predeterminados de n , ϵ_{c2} y ϵ_{cu2} se toman de la Tabla 3.1 de EN1992-1-1 (2004).

4.2.1.2. Módulo de Elasticidad

En la ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad E_c para el concreto utilizado que tiene una densidad de 2500 kg/m^3 (0.155 kcf) se tomó, según AASHTO (2020), como se muestra en la Ecuación 4.1.

$$E_c = 120000K_1w_c^{2.0}f'_c{}^{0.33} \quad (4.1)$$

Donde:

K_1 = factor de corrección debido al origen de los agregados, se tomó como 1.0. Pueden tomarse valores menores a partir de ensayos que se le haga a los agregados.

w_c = densidad del concreto en kcf.

f'_c = resistencia especificada a la compresión del concreto (ksi).

4.2.1.3. Módulo de Poisson

El módulo de Poisson del concreto que se utilizó en este trabajo, fue asumido igual a 0.2 para componentes que se espera estén sujetos a agrietamiento (AASHTO, 2020).

4.2.1.4. Módulo de Ruptura

El módulo de ruptura del concreto, para concretos de 28 MPa y 35 MPa de resistencia a la compresión, asumido para los cálculos y análisis que se realizaron en el presente trabajo fue tomado como $0.24\lambda\sqrt{f'_c}$ (AASHTO, 2020), donde λ es un factor de modificación de densidad del concreto que es igual a uno para concretos de peso normal de acuerdo al Artículo 5.4.2.8 del *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020).

4.2.2. Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo que se utilizó en las secciones de concreto armado en el presente trabajo, fueron las barras corrugadas de acero que están de acuerdo a ASTM A615 y NTP 341.031 de grado 60. El valor de la resistencia a la fluencia del acero que se utilizó fue de $f_y = 420$ MPa, una resistencia a la tracción $R = 620$ MPa y una densidad del material de 7850 kg/m³.

Para el cálculo de la resistencia de las secciones de concreto armado se utilizó la curva esfuerzo versus deformación de la Figura 4.4.

4.2.2.1. Módulo de Elasticidad

Se asumió el módulo de elasticidad, E_s , del acero de refuerzo igual a 29000 ksi (200 GPa) (AASHTO, 2020)

4.2.3. Acero de Prefuerzo

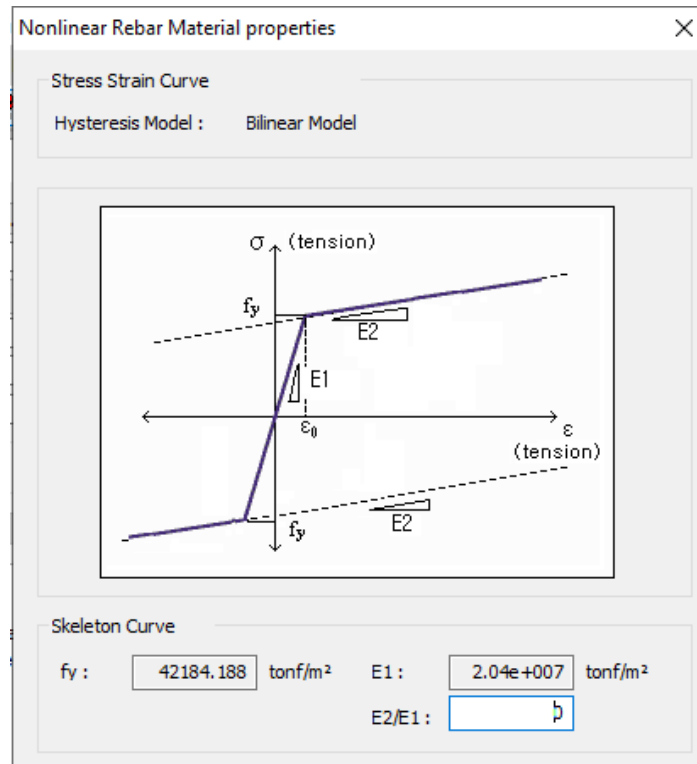
En vista de que el prefuerzo que se utilizó consta de torones de acero, el acero de prefuerzo fue el acero ASTM A416 de baja relajación y de grado 270.

4.2.3.1. Módulo de Elasticidad

Se asumió el módulo de elasticidad, E_p , del acero de prefuerzo utilizado en forma de torones, es igual a 28500 ksi (196.5 GPa) (AASHTO, 2020).

Figura 4.4

Curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo.



Nota. Este modelo representa un modelo bilineal simétrico general para acero de refuerzo. Donde E_1 : Rigidez inicial del acero de refuerzo y E_2/E_1 : Relación de rigidez después de ceder a la rigidez inicial. Generado por el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

4.2.4. Cables de Acero

El acero de los tirantes (cables) en el puente atirantado con una torre asimétrico y el acero de las péndolas (cables) en el puente en arco tipo Network, de acuerdo al *Post-Tensioning Institute [PTI] (2007)*, está conforme a las especificaciones de *ASTM A416/A416M*. Y tienen las propiedades de la Tabla 4.2 lo que concuerda con lo indicado por *PTI (2007)*.

Las propiedades que tienen estos torones según el *PTI (2007)* para la verificación por resistencia son las que se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2

Propiedades de los torones de acero.

Propiedad	Valor	Unidad
Fu	1860.00	MPa
Fy	1674.00	MPa
ϕ	0.65	(Resistencia)
ϕFy	1088.10	MPa
E	196.50	GPa
Diámetro torón	15.20	mm
Área de torón	140.00	mm ²

Nota. Los datos fueron tomados de *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición, por *Post-Tensioning Institute [PTI] (2007)* y/o del Anexo D.

4.3. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

Las cargas que AASHTO (2020) y MTC (2018a) exigen que se considere son las siguientes:

4.3.1. Cargas Permanentes

CR = solicitaciones debido a la fluencia lenta del concreto (*Creep*).

DD = fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales.

DW = carga muerta de superficies de desgaste y utilidades.

EH = carga de presión de suelo horizontal.

EL = varios efectos de fuerza bloqueada resultantes del proceso de construcción, incluido el levantamiento de voladizos en la construcción segmentaria.

ES = sobrecarga del suelo.

EV = presión vertical por carga muerta de relleno de tierra.

PS = fuerzas de segundo orden del postensionado.

SH = solicitaciones debido a la retracción diferencial del concreto (*Shrinkage*).



4.3.2. Cargas Variables

BL = carga de explosión.

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CT = fuerza de colisión vehicular.

CV = fuerza de colisión de buques.

EQ = carga de sismo.

FR = fuerza de fricción.

IC = carga de hielo.

IM = asignación de carga dinámica vehicular.

LL = carga viva vehicular.

LS = sobrecarga de carga viva.

PL = carga viva peatonal.

SE = solicitaciones debido al asentamiento.

TG = solicitaciones debido al gradiente de temperatura.

TU = solicitaciones debido a la temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión de flujo.

WL = efecto del viento sobre la carga viva.

WS = efecto del viento sobre la estructura.

4.3.3. Factores y Combinaciones de Carga

La sollicitación total factorizada fue tomada de acuerdo a la Ecuación 4.2.

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (4.2)$$

Donde:

η_i = modificador de carga, relacionado con la ductilidad, redundancia y clasificación operacional; para los objetivos de esta investigación se optó por el valor de 1 para los diferentes estados límite estudiados.

Q_i = solicitaciones de las cargas.

γ_i = factores de carga especificados en la Tabla 4.3, Tabla 4.4 y Tabla 4.5.

Tabla 4.3

Combinaciones de carga y factores de carga.

Combinación de carga para cada estado límite	DC	DD	DW	LL	EH	IM	EV	CE	WA	WS	FR	TU	TG	SE	Usar solo uno a la vez				
															EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (A menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.00	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Evento Extremo II	1.00	0.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	-
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I - solo LL, IM y CE	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II - solo LL, IM y CE	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Nota. Tomado de la Tabla 3.4.1-1 de *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-17). Por la AASHTO (2020).

Tabla 4.4

Factores de carga para cargas permanentes.

Tipo de carga, tipo de fundaciones, y métodos usados para fuerza de arrastre hacia abajo (<i>Downdrag</i>)	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
<i>DC</i> : Componentes y auxiliares.	1.25	0.90	
<i>DC</i> : Resistencia IV solamente.	1.50	0.90	
<i>DD</i> : <i>Downdrag</i>	Pilotes, Método α de Tomlinson	1.40	0.25
	Pilotes, Método λ .	1.05	0.30
	Pilotes perforados (<i>Drilled Shaft</i>), Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65	
<i>EH</i> : Presión horizontal del suelo.			
* Activa.	1.50	0.90	
* En reposo	1.35	0.90	
* <i>AEP</i> para paredes ancladas.	1.35	N/A	
<i>EL</i> : Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (<i>Locked-in construction stresses</i>).	1.00	1.00	
<i>EV</i> : Presión vertical de la tierra.			
* Estabilidad global y compuesta.	1.00	N/A	
* Muros y estribos de retención.	1.35	1.00	
* Cargas de refuerzo del suelo de estabilidad interna del muro MSE.			
* Método de rigidez.			
* Rotura de refuerzo y conexión.	1.35	N/A	
* Falla de suelo - geosintéticos (Servicio I).	1.20	N/A	
* Método de gravedad coherente.	1.35	N/A	
* Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90	
* Marcos rígidos.	1.35	0.90	
* Estructuras enterradas flexibles.			
* Alcantarillas de caja metálica, alcantarillas de placa estructural con ondulaciones profundas y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90	
* Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90	
* Todos los otros.	1.95	0.90	
* Estabilidad interna y compuesta para fallas de suelo en paredes anclados al suelo.	1.00	N/A	
<i>ES</i> : Sobrecarga del suelo.	1.50	0.75	

Nota. Tomado de la Tabla 3.4.1-2 de *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-18). Por la AASHTO (2020).

Tabla 4.5*Factores de carga para carga viva para la combinación de Servicio III*

Componente	γ_{LL}
Componentes de concreto presforzado diseñados utilizando las estimaciones refinadas de pérdidas dependientes del tiempo como se especifica en el Artículo 5.9.5.4, de <i>LRFD Bridge Design Specifications</i> (9na edición) por la AASHTO (2020), junto con el aprovechamiento de la ganancia elástica.	1.0
Todos los otros componentes de concreto presforzado.	0.8

Nota. Tomado de la Tabla 3.4.1-4 de *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-18). Por la AASHTO (2020).

Las combinaciones de carga de los diferentes estados límite que AASHTO (2020) y MTC (2018a) exigen que se considere, son las siguientes:

Resistencia I: Combinación básica de cargas relacionado al uso vehicular normal del puente sin considerar el viento.

Resistencia II: Combinación de cargas relacionado al uso del puente por vehículos especiales de diseño especificados por el propietario o vehículos que permitan la evaluación o ambos sin considerar el viento.

Resistencia III: Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con velocidades mayor que 90 km/h.

Resistencia IV: Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de solicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.

Resistencia V: Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 km/h.

Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo. El factor de carga viva γ_{EQ} será determinado sobre la base de un proyecto específico.

Evento Extremo II: Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT. Los casos de flujos comprobados no serán combinados con BL, CV, CT o IC.



Servicio I: Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmentos. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de los taludes.

Servicio II: Combinación de cargas considerado para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga vehicular.

Servicio III: Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto presforzado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos.

Servicio IV: Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto presforzado con el propósito de controlar las grietas.

Fatiga I: Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida.

Fatiga II: Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

4.4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ATIRANTADO CON UNA TORRE

4.4.1. Marco Normativo

El presente análisis y diseño se ciñó a los siguientes textos, que tienen carácter de norma técnico en el campo de diseño y construcción de puentes de carreteras:

- Manual de Puentes – por MTC (2018a).
- *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) – por la AASHTO (2020).
- PTI DC45.1-12 *Recommendation for stay cable design, testing and installation*.

4.4.2. Descripción General

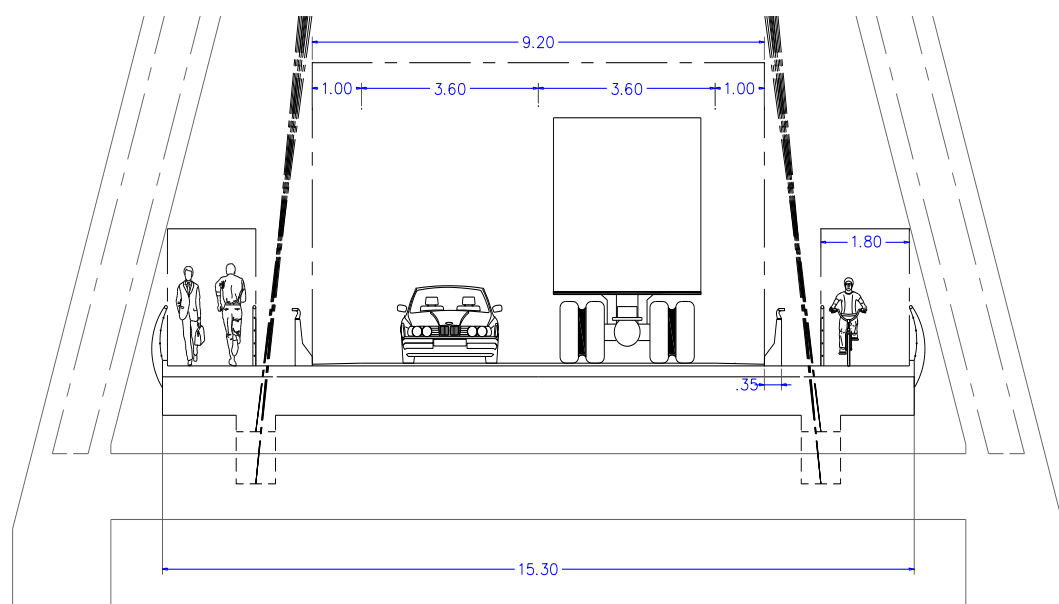
La estructura principal del puente se compone de un tablero de concreto armado de 125 m de longitud, suspendido por tirantes delanteros de acero que están anclados en la parte superior de una torre inclinada en forma de Y invertida de concreto armado y 46.8 m de altura; las fuerzas, en los tirantes que suspenden el tablero, son transmitidos a la cámara de anclaje a través de los tirantes estabilizadores, como se muestra en la Figura 4.5b. Como se muestra en la Figura 4.5a, el tablero tiene un ancho de 15.30 m, que consta de dos carriles de 3.6 m cada uno, una berma de seguridad en los lados del carril de 1 m, dos veredas en los extremos del tablero de 1.8 m de ancho, las aceras tienen barandas de 1.40 m de alto a cada lado, existen dos barreras rígidas que ocupan 35 cm de ancho y que protegen el largo de la calzada de la vía. Se cumple con los gálibos libres verticales de 5.50 m sobre la superficie de rodadura y de 2.5 m sobre las veredas.

Longitudinalmente el puente atirantado está compuesto por los siguientes elementos, según la Figura 4.5b, son: (1) torre inclinada hacia atrás en forma de Y invertida, (2) tirantes delanteros, (3) tirantes estabilizadores, (4) tablero, (5) puntal inclinado, (6) cámara de anclaje, (7) pilotes excavados, (8) puntales enterrados, (9) zapata combinada de la torre y (10) estribo.

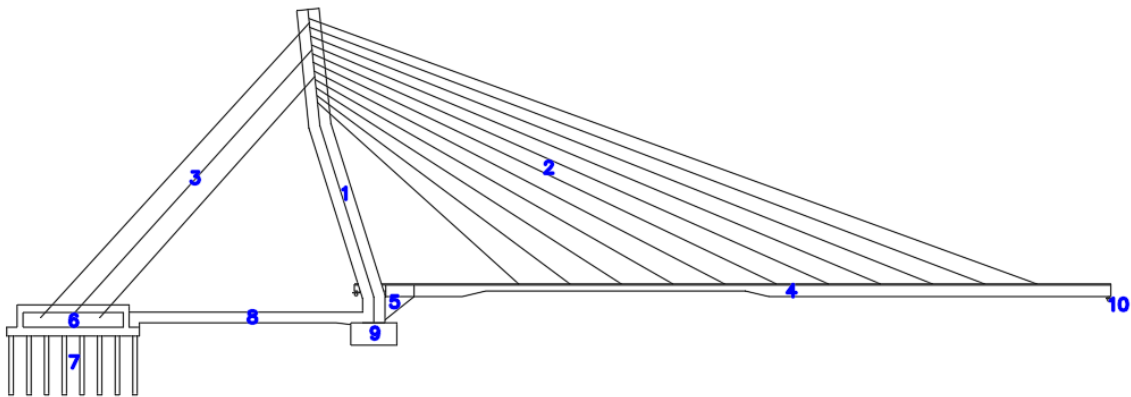
Figura 4.5

Geometría del puente atirantado.

4.5a Sección Transversal



4.5b Sección Longitudinal



Nota. En la Figura 4.5a los gálibos son de 5.50 m y 2.50 m en la superficie de rodadura y vereda respectivamente.

4.4.3. Condiciones de Apoyo

El conjunto del puente atirantado de una torre asimétrico está apoyado en un sistema de cuatro elastómeros reforzados, que funcionan como apoyos móviles. Las condiciones de apoyo adoptadas maximizan la libertad de deformación de la estructura, manteniendo su capacidad para resistir aceleraciones de los vehículos, las fuerzas de viento y una porción de las acciones de diseño sísmico. En el modelo matemático los cuatro apoyos estuvieron representados con resortes que tienen rigidez horizontal de 141.2 t/m^2 , están restringidos a desplazamientos verticales y pueden rotar libremente en las tres direcciones. Además, el tablero está apoyado rígidamente en dos puntales inclinados (elemento 5, como se muestra en la Figura 4.5b).

4.4.4. Cargas Aplicadas

Las que se aplicaron a los modelos matemáticos estructurales estuvieron de acuerdo a los alineamientos de *Manual de Puentes* por el MTC (2018a) y *LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020).

4.4.4.1. Carga Muerta de Componentes Estructurales y no Estructurales (DC)

La carga muerta de los componentes estructurales y no estructurales que se consideraron en el análisis del puente atirantado de una torre son las siguientes:



- Todos los elementos estructurales de concreto armado (torre, vigas, losa, cámara de anclaje, estribos, etc.) tienen una densidad de 2.5 t/m^3 .
- Los cables de torones paralelos, que son elementos estructurales de acero A416-270 de baja relajación, tienen una densidad de 7.861 t/m^3 .
- La barrera rígida que es un elemento no estructural tiene una densidad de 2.5 t/m^3 .
- Las barandas, que son elementos no estructurales, se consideró una carga de 0.15 t/m para representarlas.

4.4.4.2. Carga Muerta de Superficies de Desgaste y Utilidades (DW)

La carga muerta de superficies de desgaste y utilidades que se consideraron son las siguientes:

- La carpeta asfáltica en la superficie de rodadura donde se consideró una carga de 0.161 t/m^2 , que corresponde a una mezcla asfáltica de 7 cm de espesor y de 2.3 t/m^3 de densidad.
- El recapeo asfáltico, con fines de rehabilitación del pavimento, donde se consideró una carga de 0.115 t/m^2 , que corresponde a una mezcla asfáltica de 5 cm de espesor y de 2.3 t/m^3 de densidad.
- Las veredas, que son elementos no estructurales, se consideró una carga de 0.125 t/m^2 , que equivale a un vaciado de contrapiso y piso de 5 cm de espesor con concreto de 2.5 t/m^3 de densidad.

4.4.4.3. Carga Viva Vehicular (LL, LS)

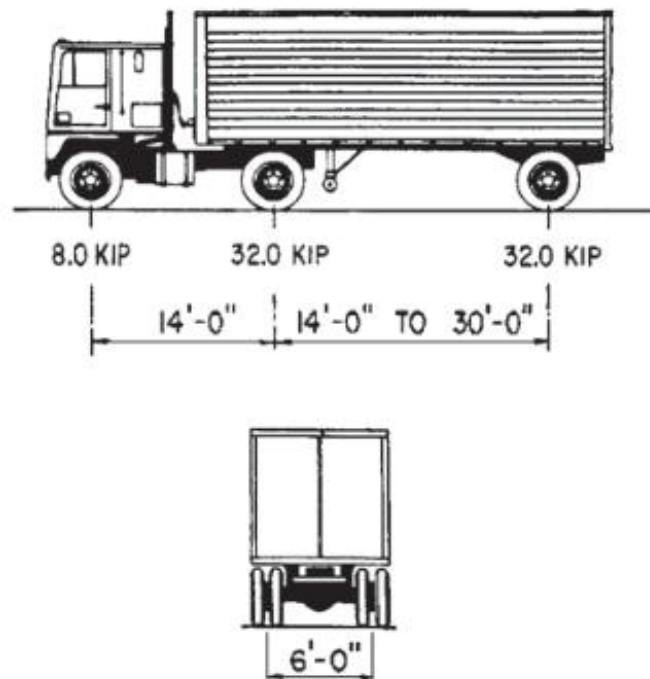
La carga viva vehicular de diseño que se utilizó consta de la combinación, HL93, según AASHTO (2020) de:

- Camión de diseño o tándem de diseño y
- Sobrecarga distribuida de diseño

El camión de diseño consiste de dos ejes de 32 kip (14.515 t) separadas de 14 ft (4.27 m) a 30 ft (9.14 m), el que resulte en los mayores efectos, y un eje de 8.0 kip (3.629 t) a 14 ft, como en la Figura 4.6. Transversalmente las ruedas están separadas 6 ft (1.83 m). Se consideran efectos dinámicos de la Tabla 4.9.

Figura 4.6

Características del camión de diseño.



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-25). Por la AASHTO (2020).

El tándem de diseño consistió en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip (11.34 t) espaciados longitudinalmente a 4.0 ft (1.20 m) y transversalmente la distancia entre las ruedas es de 6.0 ft (1.8 m). Se consideran efectos dinámicos de la Tabla 4.9.

La sobrecarga distribuida de diseño, de 0.64 klf (0.954 t/m), consistió en una carga uniformemente distribuida en dirección longitudinal y en un ancho de 10.0 ft (3.0 m) sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable, también se sobrepuso en las áreas donde se ubicó el camión o el tándem de diseño. No se consideran efectos dinámicos.

4.4.4.3.1. Área de Contacto del Neumático

El área de contacto de una rueda, consistente de uno o dos neumáticos, se asumió como un rectángulo de 20 in (0.50 m) de ancho en dirección transversal del puente y 10.0 in (0.25 m) en el sentido del eje longitudinal del mismo.

Se supuso que los neumáticos ejercen una presión uniforme sobre el área de contacto.

4.4.4.3.2. Presencia Múltiple de Carga Viva:

La sollicitación extrema correspondiente a sobrecarga se determinó considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicado por un factor de presencia múltiple correspondiente, para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. La Tabla 4.6, presenta los factores para diferentes números de carriles cargados. El factor de presencia múltiple no fue aplicado en los Estados Límites de Fatiga.

A fin de determinar el número de carriles, y como se usó cargas peatonales combinados con la sobrecarga vehicular, se consideró a la carga peatonal como un carril cargado.

Tabla 4.6

Factor 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

Nota. Tomado de la Tabla 3.6.1.1.2-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-23). Por la AASHTO (2020).

4.4.4.4. Aplicación de la Carga Viva Vehicular de Diseño

4.4.4.4.1. Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal el puente fue cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Tándem de diseño más sobrecarga distribuida.
- Camión de diseño más sobrecarga distribuida. La distancia entre los ejes de 14.515 t será la que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.

4.4.4.4.2. Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Tanto los carriles de diseño como el ancho donde actúan la sobrecarga de 3.00 m, se ubicaron transversalmente dentro del ancho de la calzada, de tal manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión y tándem de diseño se ubicó transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de:

- Para el diseño del voladizo del tablero – 0.30 m a partir de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño de todos los demás componentes – 0.60 m a partir del borde del carril de diseño.

4.4.4.4.3. Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga

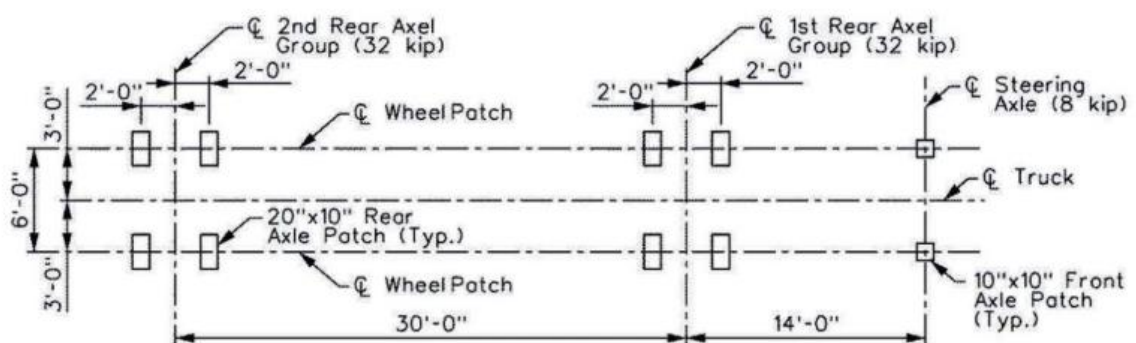
La deflexión se tomó como el mayor valor entre:

- La que resulta del camión de diseño solamente.
- La que resulta del 25% del camión de diseño considerado juntamente con la sobrecarga distribuida. En ambos casos se consideró también la carga peatonal.

4.4.4.5. Carga de Fatiga

Figura 4.7

Carga del camión de diseño de fatiga para diseños refinados – losa



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-31). Por la AASHTO (2020).

Para el estado límite de fatiga se consideró la carga vertical de un solo camión de diseño, HS20, como se muestra en la Figura 4.7, en donde la distancia entre los ejes de

32 kip (14.515 t) es fija y de 30 ft (9.14 m). Se incluyó los efectos dinámicos para carga viva.

4.4.4.5.1. Frecuencia.

La frecuencia de la carga de fatiga se tomó como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se aplicó a todos los componentes del puente que fueron investigados por fatiga.

En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomó de acuerdo a la Ecuación 4.3.

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad (4.3)$$

Donde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño.

p = valor es especificado en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7

Fracción de tráfico de camiones en un solo carril

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Nota. Tomado de la Tabla 3.6.1.4.2-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-32). Por la AASHTO (2020).

En nuestro estudio se recopiló un *IMDA* igual a 422 Vehículos/día (Chacón Rosello et al., 2015). De acuerdo a la Tabla 4.8 utilizaremos la fracción 0.2 para calcular el número de camiones, $ADTT$, que resulta igual a 84 camiones por día, sin embargo, este valor de número de camiones es relativamente muy bajo y es un dato irreal, ya que de acuerdo a los estudios de Chacón Rosello et al. (2015) este puente está en estado de

colapso y no se registran paso de camiones. Por lo que se adoptó el valor de un $ADTT$ igual a 300 camiones por día para que los efectos de la fatiga tenga relevancia y pueda también ser analizada. Y se calculó un $ADTT_{SL}$ igual a 255 camiones por día en un único carril, se tomó p igual a 0.85.

Tabla 4.8

Fracción de camiones en tráfico

Clase de carretera	Fracción de camiones en tráfico
Interestatal rural	0.20
Interestatal urbano	0.15
Otro rural	0.15
Otro urbano	0.10

Nota. Esta tabla se usa en ausencia de datos. Tomado de la Tabla C3.6.1.4.2-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-32). Por la AASHTO (2020).

4.4.4.5.2. Distribución de Carga para Fatiga

En concordancia con AASHTO (2020), se ubicó un único camión de diseño transversal y longitudinalmente de tal manera que se maximice el rango de tensiones en el elemento considerado, independientemente de la posición sobre el tablero de los carriles de circulación o de diseño.

4.4.4.6. Carga Viva Peatonal (PL)

La carga viva que se aplicó fue de 0.075 ksf (367 kg/m²) en todas las superficies de las veredas. Se consideró como un carril con carga y no se consideraron los incrementos de carga dinámica.

4.4.4.7. Carga Dinámica Permitida (IM)

En el análisis, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, fueron mayorados aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 4.9, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1+IM/100)$

El incremento por carga dinámica no se aplicó a las cargas peatonales ni a la sobrecarga distribuida de diseño.

Tabla 4.9

Incremento por carga dinámica.

Componente	IM
Juntas de tablero – Todos los Estados Límite	75%
Todos los otros componentes:	
* Estado límite de Fatiga y Fractura	15%
* Todos los otros Estados Límite	33%

Nota. Tomado de la Tabla 3.6.2.1-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-34). Por la AASHTO (2020).

4.4.4.8. Fuerzas de Frenado (BR)

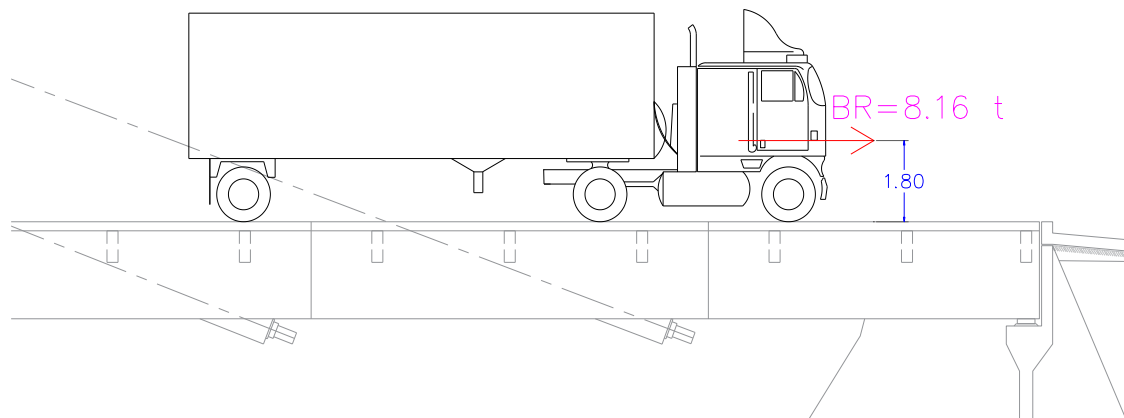
La fuerza de frenado se tomó como el mayor de los siguientes valores:

- 25%, de los pesos por eje del camión de diseño, o tándem de diseño. En un carril de diseño, donde el mayor efecto lo cause el camión de diseño, la fuerza de frenado es igual a $0.25(14.515 \text{ t} + 14.515 \text{ t} + 3.629 \text{ t}) = 8.16 \text{ t}$.
- 5%, del camión de diseño más la sobrecarga distribuida, o 5%, del tándem de diseño más la sobrecarga distribuida. En un carril de diseño, donde el mayor efecto lo cause el camión de diseño, la fuerza de frenado es igual a $0.05[(14.515 \text{ t} + 14.515 \text{ t} + 3.629 \text{ t}) + 125 \text{ m} \times 0.954 \text{ t/m}] = 7.60 \text{ t}$.

La fuerza de frenado que se aplicará es cada carril es de 8.16 t, Figura 4.8. La fuerza de frenado se ubicó en todos los carriles de diseño que se consideraron cargados y que transportaron tráfico en la misma dirección. Se asumió que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente, se prevé que, en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección. Se aplicaron los factores de presencia múltiple de la Tabla 4.6.

Figura 4.8

Ubicación de la carga de frenado



4.4.4.9. Cargas de Viento (WL y WS)

4.4.4.9.1. Condiciones de Exposición al Viento de la Estructura

Categoría de Rugosidad de la Superficie del Suelo

De acuerdo a lo dispuesto en el artículo 3.8.1.1.4 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-52), por la AASHTO (2020). Clasificamos a nuestro terreno con una rugosidad de la superficie del suelo “C”. Que corresponde a un terreno abierto con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente inferiores a 33.0 ft (10.0 m), incluidos terrenos abiertos y llanos y pastizales.

Categoría de Exposición al Viento de la Estructura

De acuerdo a las condiciones de la estructura y a lo dispuesto en el artículo 3.8.1.1.5 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-53), por la AASHTO (2020). La categoría de exposición de la estructura al viento corresponde a la categoría “C”.

Velocidad del Viento

La velocidad del viento de ráfaga de 3 segundos de diseño, V , utilizada en la determinación de las cargas de viento de diseño para el puente atirantado se determina como sigue:

- En el Anexo A (Mapa Eólico del Perú) se muestra las velocidades de diseño de la milla más rápida a 10 m sobre el suelo de la milla más rápida y con un período de

retorno de 50 años, el extrapolado para la ubicación del puente es de 130 km/h (80.8 mph).

Tabla 4.10

Equivalencias entre velocidades de viento

Normas					
TIA-222-G-2 ASCE 7-02 ASCE 7-05	ASCE 7-10	TIA-222-F COVENIN 2003:86	Eurocode EN-1991- 14	Media horaria	
Velocidad, mph					
Ráfaga de 3 segundos		Milla más rápida		Promedio en 10 minutos	Media horaria
Probabilidad 1 en 50 años	Sobrevivencia	Velocidad, mph	Periodo promedio segundos		
60	77	47	77	42	40
70	90	57	63	49	46
80	103	66	55	56	53
85	110	71	51	59	56
90	115	76	47	62	60
95	122	80	45	66	63
100	126	85	42	69	66
105	133	90	40	73	70
110	139	95	38	76	73
115	145	100	36	80	76
120	152	104	35	83	79
125	158	109	33	87	83
130	164	114	32	90	86
135	170	119	30	94	89
140	177	123	29	97	93
145	183	128	28	101	96
150	190	133	27	104	99
155	195	138	26	108	103
160	202	142	25	111	106
165	208	147	24	115	109
170	215	152	24	118	113

Nota. Tomado de *Anexo 2 Velocidad del viento* (pp. 2-3) (s.f).
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_20_20_anexo_2_velocidad_del_viento.pdf

- Utilizando la Tabla 4.10 se extrapoló la velocidad de diseño de la milla más rápida de 80.8 mph a una velocidad de ráfaga de 3 segundos de sobrevivencia, que es la usada por el AASHTO (2020), obteniendo un valor de 122.64 mph (197.37 km/h), que corresponde a una ráfaga de viento de 3 segundos a una altura de 33.0 ft (10.0

m) para una categoría de exposición al viento “C”, este valor tiene una probabilidad de superación del 7% en 50 años o un período de retorno de 700 años. La velocidad de sobrevivencia es la velocidad que puede producir deformaciones permanentes en la estructura, pero no la ruina o el colapso (*American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute [ASCE/SEI], 2010*).

En consecuencia, las velocidades del viento de diseño utilizadas para diferentes combinaciones de carga de acuerdo al AASHTO (2020) son los valores de la Tabla 4.11.

Tabla 4.11

Velocidad de viento de diseño de una ráfaga de 3 segundos, V, para diferentes combinaciones de carga.

Combinación de carga	Velocidad de viento de diseño de una ráfaga de 3 segundos, V (mph)
Resistencia III	122.64
Resistencia V	80.00
Servicio I	70.00
Servicio IV	91.98

Nota. Las velocidades para la combinación de carga Resistencia V, Servicio I y Servicio IV, se tomaron de la Tabla 3.8.1.1.2-1 de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-48). Por la AASHTO (2020).

4.4.4.9.2. Carga de Viento en la Estructura (WS)

La presión del viento se determinó con la Ecuación 4.4.

$$P_Z = 2.56 \times 10^{-6} V^2 K_Z G C_D \quad (4.4)$$

Donde:

P_Z = presión de diseño del viento (ksf).

V = velocidad de diseño de una ráfaga de viento de 3 segundos especificado en la Tabla 4.11 (mph).

K_Z = coeficiente de la presión de exposición y elevación, se tomó igual a, $K_Z(C)$ Ecuación 4.5, para las combinaciones de carga de Resistencia III y Servicio IV; y 1.0 para otras combinaciones de carga.

G = factor de efecto de ráfaga determinado mediante la Tabla 4.12 para las combinaciones de carga Resistencia III y Servicio IV y 1.0 para otras combinaciones de carga.

C_D = coeficiente de arrastre determinado como se especifica en la Tabla 4.13.

Tabla 4.12

Factor de efecto de ráfaga, G

Tipo de estructura	Factor de efecto ráfaga, G
Barreras de sonido	0.85
Todas las otras estructuras	1.00

Nota. Tomado de la Tabla 3.8.1.2.1-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-56). Por la AASHTO (2020).

Tabla 4.13

Coeficiente de arrastre, C_D

Componente	Coeficiente de arrastre, C_D	
	Barlovento	Sotavento
Superestructura de puentes de Viga-I y Viga-cajón	1.3	N/A
Cerchas, columnas y arcos	Miembros con bordes agudos	1.0
	Miembros redondeados	0.5
Subestructura de puentes	1.6	N/A
Barreras de sonido	1.2	N/A

Nota. Tomado de la Tabla 3.8.1.2.1-2 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-56). Por la AASHTO (2020).

El coeficiente de la presión de exposición y elevación, K_Z , para las combinaciones de carga Resistencia III y Servicio IV se determinó con la Ecuación 4.5.

$$K_Z(C) = \frac{\left[2.5 \ln\left(\frac{Z}{0.0984}\right) + 7.35\right]^2}{478.4} \quad (4.5)$$

La altura de la estructura Z , usada en la determinación del coeficiente de la presión de exposición y elevación K_z , se tomó como la altura sobre la superficie del agua, y en ningún caso fue menor que 33.0 ft (10 m).

4.4.4.9.3. Presiones de Viento Utilizados para las Diferentes Combinaciones de Carga

Las presiones de viento que se utilizó en el tablero tuvieron un $G = 1$ y $C_D = 1.3$, resultando las presiones de la Tabla 4.14; la carga fue aplicada solo en barlovento.

Tabla 4.14

Presión de viento para el barlovento del tablero en diferentes combinaciones de carga.

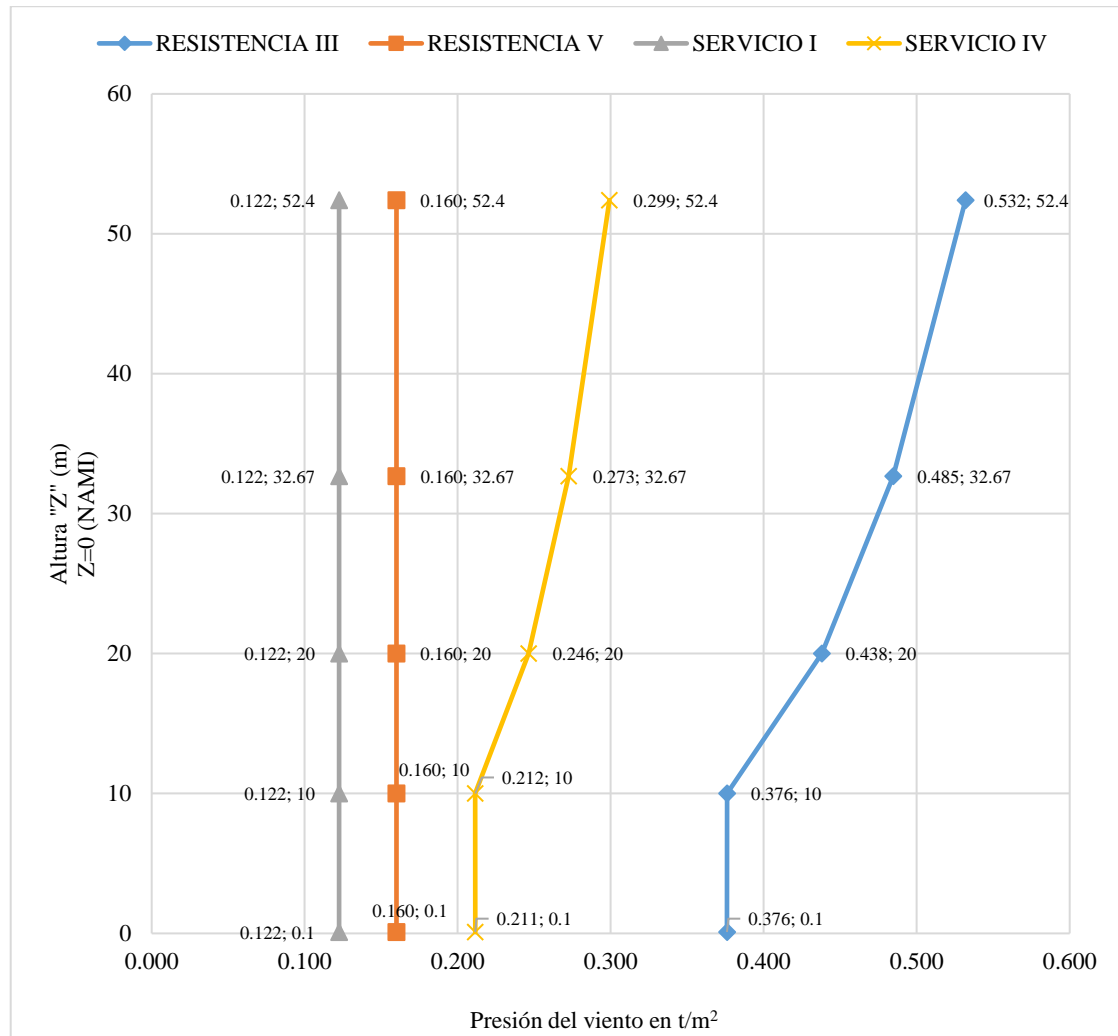
Combinación de Carga	Presión de viento (t/m ²)
Resistencia III	0.244
Resistencia V	0.104
Servicio I	0.080
Servicio IV	0.137

Las presiones de viento que se utilizó en la torre tuvieron un $G = 1$ y $C_D = 2$ y la carga fue aplicada en el barlovento y sotavento, en sotavento se aplicó la mitad de la carga de la Figura 4.9 de acuerdo a la Tabla 4.13.

Para la aplicación de la carga de viento. Las presiones del viento calculadas son las mostradas en la Tabla 4.14 y la Figura 4.9, y se aplicaron en los elementos expuestos al viento de manera que contribuyan a efectos de fuerza extrema. La carga de viento fue el producto de la presión del viento y el área expuesta y se aplicaron directa, longitudinal y transversalmente en los elementos que están sobre el nivel de terreno natural y el NAMI.

Figura 4.9

Presión de viento para el barlovento de la torre en diferentes combinaciones de carga



Nota. En la figura se muestran las presiones de viento que actúan en la torre para diferentes combinaciones en los estados límite de resistencia y servicio.

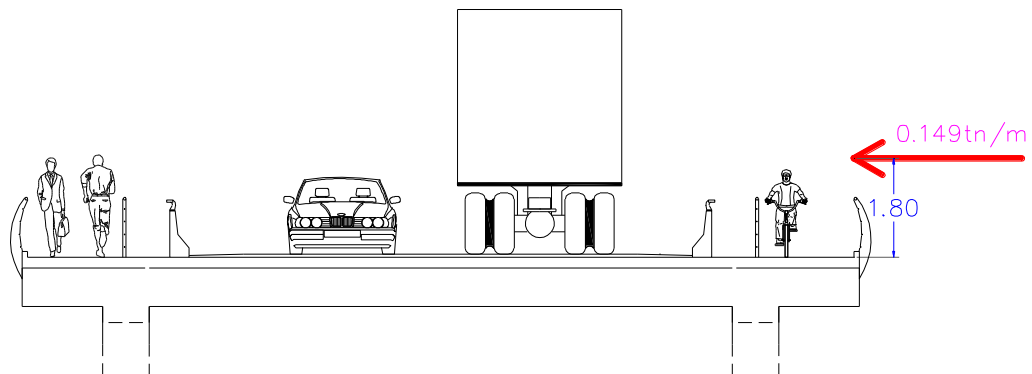
4.4.4.9.4. Carga de Viento Sobre la Carga Viva (WL)

La carga de viento sobre carga viva es una fuerza de movimiento interrumpible de 0.10 klf (0.149 t/m) que actúa transversalmente a 6.0 ft (1.8 m) por encima de la calzada la que fue transmitida a la estructura.

En la Figura 4.10 se muestra esquemáticamente como fue la aplicación de carga de viento sobre la carga viva (WL), suponiendo que el viento tiene dirección de derecha a izquierda.

Figura 4.10

Aplicación de viento sobre la carga viva (WL)



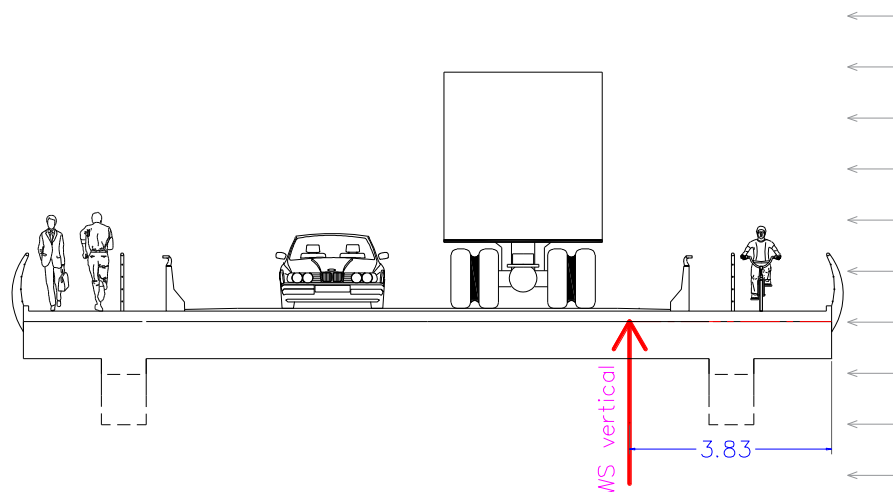
4.4.4.9.5. Carga de Viento Vertical (WS)

El efecto de las fuerzas de viento que pueden volcar la estructura, se calculó como una carga de viento vertical ascendente igual a:

- 0.020 ksf (0.09764 t/m²) para la combinación de carga Resistencia III.
- 0.010 ksf (0.04882 t/m²) para la combinación de carga Servicio IV.

Figura 4.11

Aplicación de carga de viento vertical (WS)



Los valores de carga mencionados se multiplicaron por el ancho del tablero, incluidos los parapetos y las aceras, y se aplicó como una línea de carga. Esta fuerza se aplicó únicamente si se considera que la dirección del viento horizontal es perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta carga lineal se aplicó en el barlovento a un cuarto del

ancho del tablero junto con las cargas de viento horizontales especificadas anteriormente. Es decir, se aplicó a 3.825 m del borde del tablero. Una carga lineal de:

- 1.494 t/m para la combinación de carga Resistencia III.
- 0.747 t/m para la combinación de carga Servicio IV.

En la Figura 4.11 se muestra esquemáticamente como fue la aplicación de carga de viento vertical (WS), suponiendo que el viento tiene dirección de derecha a izquierda.

4.4.4.10. Temperatura Uniforme (TU)

Para calcular los efectos provocados por la deformación de origen térmico se usó la diferencia entre el límite inferior o superior extendido y la temperatura básica de la construcción supuesta en el diseño. Datos que fueron alimentados al modelo matemático en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

La temperatura de referencia básica de la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura, fue la temperatura ambiente promedio de 8°C.

Se cargaron los elementos que están expuestos al medio ambiente como los elementos de concreto: torre y tablero; elementos de acero: cables delanteros y estabilizadores. El puente se encuentra en la sierra y se tomaron los rangos de temperatura de acuerdo a la Tabla 4.15.

Tabla 4.15

Rangos de temperatura °C

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o presforzado	10°C a 40°C	-10°C a +35°C	10°C a 50°C
Acero	5°C a 50°C	-20°C a +50°C	10°C a 60°C
Madera	10°C a 40°C	-10°C a +35°C	10°C a 50°C

Nota. Tomado de *Manual de Puentes* (p. 104), por MTC (2018a).

4.4.4.11. Gradiente de Temperatura (TG)

Se supuso una gradiente de temperatura en el concreto del tablero adicional a la temperatura uniforme aplicada.

Las diferencias de temperatura T_1 y T_2 corresponden a los valores positivos dados en la Tabla 4.16 o a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la Tabla 4.16 por -0.5 (MTC, 2018a).

Tabla 4.16

Temperaturas que definen los gradientes ($^{\circ}\text{C}$)

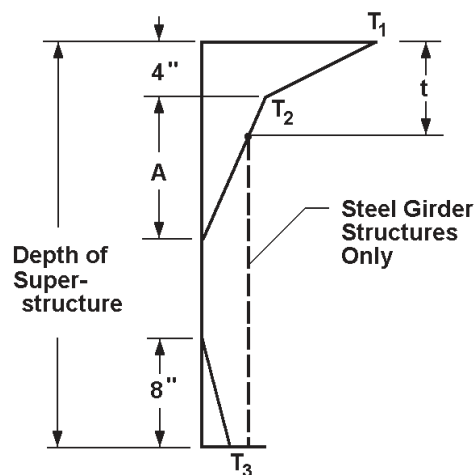
Región	Sin asfalto		5 cm de asfalto		10 cm de asfalto	
	T_1	T_2	T_1	T_2	T_1	T_2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Nota. Tomado de *Manual de Puentes* (p. 105), por MTC (2018a).

De la Tabla 4.16 se extrapolaron los valores de $T_1=32^{\circ}\text{C}$ y $T_2=5^{\circ}\text{C}$ para 7 cm de asfalto para la región sierra. El gradiente vertical de temperatura en el tablero de concreto fue tomado como en la Figura 4.12.

Figura 4.12

Gradiente de temperatura positiva vertical en concreto.



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-159). Por la AASHTO (2020).

Donde:

La dimensión A en la Figura 4.12 debe se tomó como:

- Para superestructuras de concreto que 16.0 in o más de profundidad – 12.0in.

- Para secciones de concreto menos profundas que 16.0 in – 4.0 in menos que la profundidad real

El valor de la temperatura T_3 debe se tomó como 0.0°C .

Estos valores de gradiente de temperatura TG, positivos y negativo, se alimentaron al modelo matemático en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*. los valores positivos de gradiente de temperatura representan al tablero cuando recibe rayos del sol durante el día, mientras que los valores negativos de gradiente de temperatura representan fenómenos como una granizada o nevadas repentinas.

4.4.5. Análisis de los Efectos Sísmicos

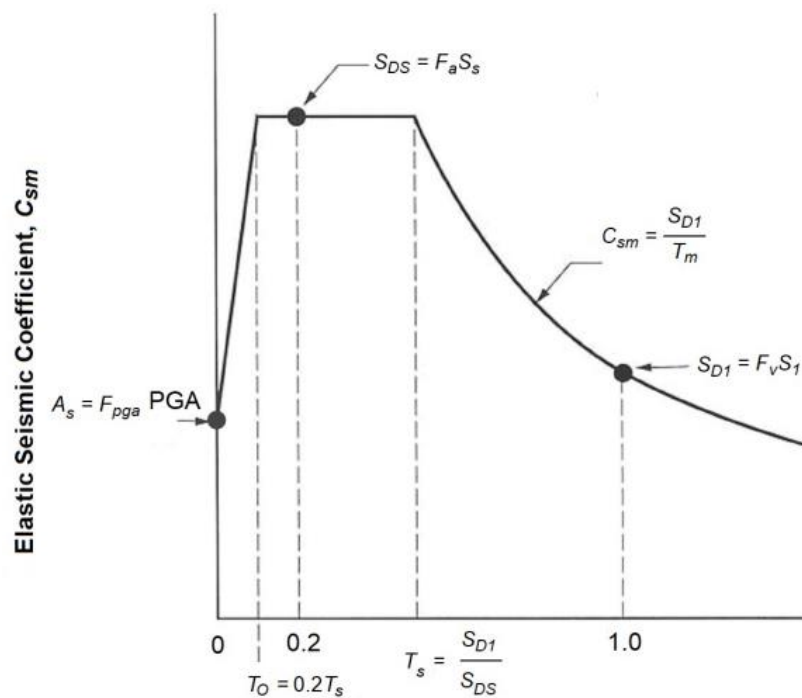
La clasificación de la zona sísmica del lugar donde se encuentra el puente, se realizó de acuerdo a la Tabla 3.10.6 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-108), por la AASHTO (2020), para el cual resultó $S_{D1} = F_v S_1 = 2.04 \times 0.19 = 0.39$, por lo tanto nos ubicamos en la zona sísmica 3. Donde F_v es el factor de sitio para un rango de periodos largos del espectro de aceleración según la Tabla 3.10.3.2-3 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-106), por la AASHTO (2020), y S_1 es el coeficiente de aceleración espectral en el período de 1.0 s cuyo valor fue extrapolado de los mapas de isoaceleraciones espectrales (ver Anexo B).

El puente Pucará lo clasificamos como esencial de acuerdo al artículo 3.10.5 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-107), por la AASHTO (2020). Por lo que, como mínimo estará abierto para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con período de recurrencia de 1000 años (AASHTO, 2020).

El método que se utilizó para realizar el análisis de cargas sísmicas fue el análisis multimodal espectral, para lo cual utilizaremos el espectro de diseño elástico como lo plantea AASHTO (2020) de la forma como se muestran en la Figura 4.13.

Figura 4.13

Espectro de respuesta de diseño elástico



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-106). Por la AASHTO (2020).

La carga sísmica que se aplicó fue en ambos ejes ortogonales (X y Y), eje longitudinal y transversal de puente respectivamente.

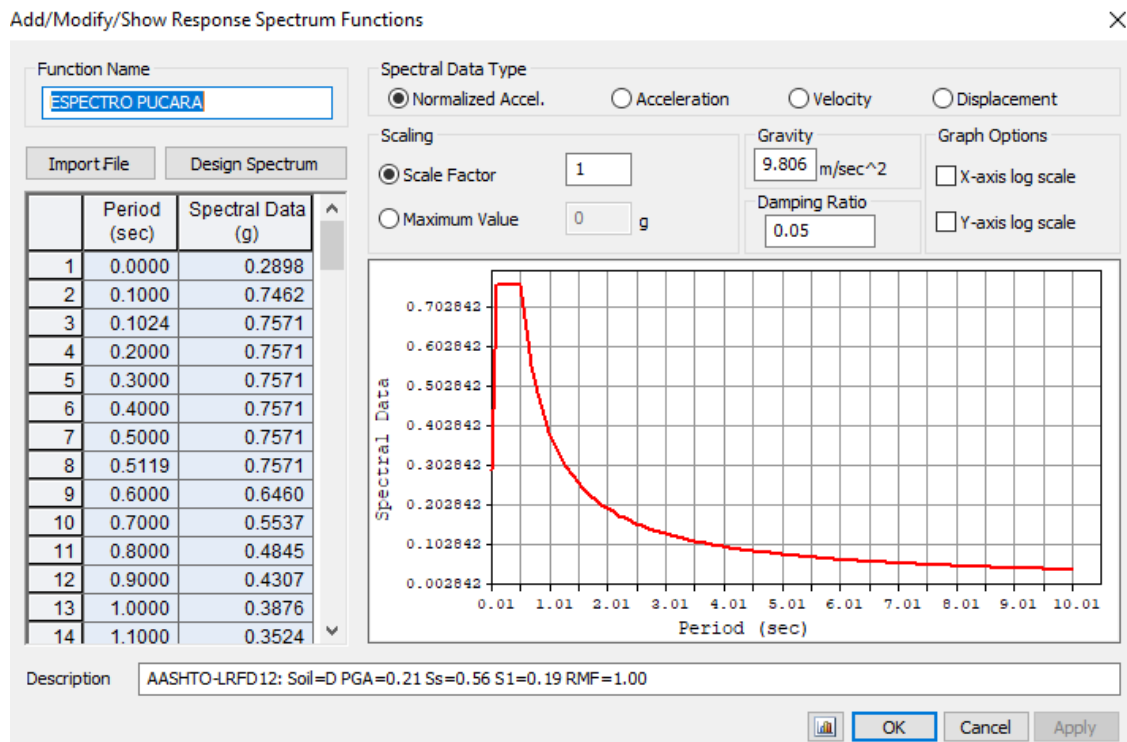
4.4.5.1. Espectro de Respuesta de Diseño Elástico – Pucará

El espectro de respuesta de diseño elástico de la Figura 4.14 fue generado por el programa de análisis computacional *MIDAS CIVIL v.2019.2*, que utiliza el procedimiento del Artículo 3.10.4 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (pp. 3-106 – 3-107), por la AASHTO (2020). Sin embargo, se necesitó como datos de entrada lo siguiente:

- Clase de sitio.
- Coeficiente de aceleración máximo del suelo - PGA (0.0s), coeficiente de aceleración espectral en el período 0.2s - S_s (0.2s) y el coeficiente de aceleración espectral en el período 1.0s - S_1 (1.0s).
- Factor de modificación de respuesta.

Figura 4.14

Espectro de respuesta de diseño elástico – Pucará



Nota 1. Generado para un período máximo de 10 segundos.

Nota 2. Generado por *MIDAS CIVIL v.2019.2.*

4.4.5.1.1. Definición de la Clase de Sitio

La definición de la clase de sitio se realizó de acuerdo a la Tabla 4.17. Donde:

\bar{v}_s = promedio de la velocidad de onda de corte para los 100.0 ft superiores del perfil del suelo.

\bar{N} = promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba *Standard Penetration Test* (SPT) según (ASTM D1586) para los 100.0 ft superiores del perfil del suelo.

\bar{s}_u = promedio de resistencia al corte no drenado en ksf según (ASTM D2166 o ASTM D2850) para los 100.00 ft superiores del perfil del suelo.

PI = índice de plasticidad según (ASTM D4318).

w = contenido de humedad según (ASTM D2216).

Tabla 4.17

Definición de la clase de sitio

Clase de sitio	Tipo y perfil del suelo
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5000$ ft/s
B	Roca con 2500 ft/s $< \bar{v}_s < 5000$ ft/s
C	Suelo muy denso y roca suelo con 1200 ft/s $< \bar{v}_s < 2500$ ft/s, o con cualquier $\bar{N} > 50$ golpes/ft, o $\bar{S}_N > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con 600 ft/s $< \bar{v}_s < 1200$ ft/s, o con cualquier $15 < \bar{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < \bar{S}_N < 2.0$ ksf
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600$ ft/s, o con cualquier $\bar{N} < 15$ golpes/ft o $\bar{S}_N < 1.0$ ksf. O cualquier perfil de con más de 10.0 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20\%$, $w > 40\%$ y $\bar{s}_u < 0.5$ ksf
	Suelos que requiere evaluaciones específicas de sitio, tales como:
F	<ul style="list-style-type: none"> Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10.0$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde H es el espesor del suelo. Arcillas de alta plasticidad ($H > 25.0$ ft con $PI > 75\%$) Estratos de arcilla de buen espesor, blandas o semirígidas ($H > 120.0$ ft)

Nota. Tomado de la Tabla 3.10.3.1-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-102). Por la AASHTO (2020).

Tabla 4.18

Datos de N del SPT y cálculo del \bar{N}

Datos de N de SPT									
Profundidad (m)	N	Profundidad (m)	N	Profundidad (m)	N	Profundidad (m)	N	Profundidad (m)	N
0.6	5	6.6	21	12.6	21	18.6	21	24.6	21
1.2	10	7.2	20	13.2	21	19.2	21	25.2	21
1.8	6	7.8	21	13.8	21	19.8	21	25.8	21
2.4	4	8.4	21	14.4	21	20.4	21	26.4	21
3.0	7	9.0	21	15.0	21	21.0	21	27.0	21
3.6	9	9.6	21	15.6	21	21.6	21	27.6	21
4.2	12	10.2	21	16.2	21	22.2	21	28.2	21
4.8	10	10.8	21	16.8	21	22.8	21	28.8	21
5.4	11	11.4	21	17.4	21	23.4	21	29.4	21
6.0	15	12.0	21	18.0	21	24.0	21	30.0	21
								30.5	21
Promedio de la cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba <i>Standard Penetration Test</i> (SPT) para los 100.0 ft (30.5 m) superiores del perfil del suelo. $\bar{N} =$									15.6

Nota 1. Los datos compilados del trabajo de Chacón Rosello et al. (2015) son hasta una profundidad de 7.8 metros y considerando que no existen capas de suelo suave debajo de los 7.8 metros y de acuerdo a los datos geológicos expuestos anteriormente en la Figura 4.2. Por lo tanto, por una cuestión conservadora se optó por asignar un $N=21$ de la profundidad de 7.8 m a las profundidades subsecuentes, hasta los 30.5 metros.

Nota 2. El \bar{N} fue calculado con la Ecuación 4.6. Fórmula tomada de la Tabla C3.10.3.1-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 3-103), por la AASHTO (2020).

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad (4.6)$$

Donde:

d_i = espesor de la capa entre 0 y 100ft.

N_i = número de golpes SPT de una capa (no exceder los 100 golpes/ft en la expresión anterior).

A partir de los datos de la Tabla 4.18 recopilado del trabajo de Chacón Rosello et al. (2015) obtenemos el \bar{N} , que resulta 15.6 golpes/ft. Con el \bar{N} calculado definimos nuestra clase de sitio como “D”.

4.4.5.1.2. Definición de los Coeficientes de Aceleración: PGA (0.0s), S_s (0.2s) y S_1 (1.0s)

Se usó los coeficientes de aceleración PGA (0.0s), S_s (0.2s) y S_1 (1.0s) para 5% de amortiguamiento crítico. Se determinaron con los mapas de isoaceleraciones espectrales (ver Anexo B), obtenidos para un suelo tipo roca B que consideran un 7% de probabilidad de excedencia en 75 años de exposición sísmica (equivalente a un período de retorno de 1000 años).

De los mapas de isoaceleraciones espectrales (ver Anexo B) se extrapolaron los siguientes datos:

$$\text{PGA (0.0s)} = 0.21$$

$$S_s \text{ (0.2s)} = 0.56$$

$$S_1 (1.0s) = 0.19$$

4.4.5.1.3. Definición del Factor de Modificación de Respuesta RMF

En vista de que nuestro puente se encuentra en la zona sísmica 3, y para realizar un análisis y diseño conservador por carga dinámica de sismo, se consideró un factor de modificación de respuesta igual a 1.0 para todos los elementos del puente.

4.4.5.2. Combinación de las Solicitaciones Sísmicas

Las sollicitaciones sísmicas elásticas según cada uno de los ejes principales de un componente, obtenidas del análisis en las dos direcciones perpendiculares se combinaron de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- 100% del valor absoluto de las sollicitaciones en la dirección del eje X combinado con 30% del valor absoluto de las sollicitaciones en la dirección Y.
- 100% del valor absoluto de las sollicitaciones en la dirección del eje Y combinado con 30% del valor absoluto de las sollicitaciones en la dirección X.

En el análisis se usó una porción de 30% de la carga viva, que fue colocada en forma de carga estática sobre la superficie de rodadura. La carga estática distribuida de los peatones sobre el ancho de la vereda fue de 0.367 t/m^2 ; y la carga estática de dos camiones de diseño más la sobrecarga distribuida de diseño, en los dos carriles fue de 0.433 t/m^2 , que fue aplicado en dos franjas longitudinales de tres metros de ancho.

4.4.6. Análisis del Control de Deflexión

En control de deflexiones se realizó para diseñar un puente que evite efectos estructurales o psicológicos indeseables debido a sus deformaciones (AASHTO, 2020). Para el análisis del control de deflexión, se tomó el criterio de deflexión del artículo 2.5.2.6.2 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 2-11), por la AASHTO (2020). Con los siguientes criterios:

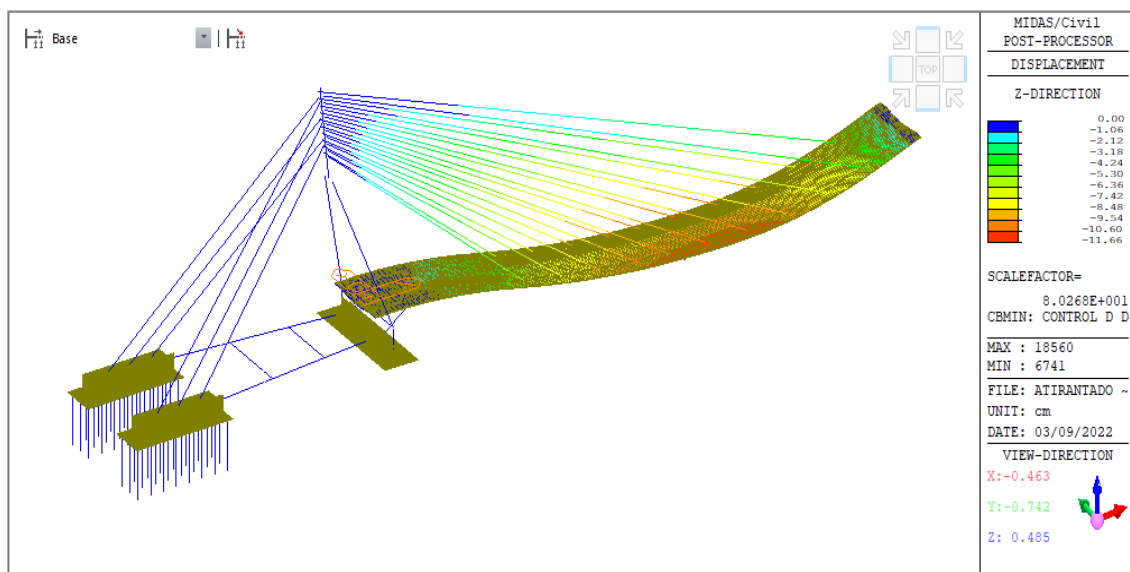
- Se utilizó el modelo estructural en el *MIDAS CIVIL 2019.V.2* en donde todos los elementos de la estructura tienen las propiedades geométricas, de materiales y condiciones de apoyo correctas.
- Se utilizaron cuatro carriles de diseño; dos carriles de vehiculares y dos carriles peatonales.

- La carga viva se tomó como el mayor de:
 - El resultado que se obtiene del camión de diseño HL93 solo más la carga peatonal.
 - El resultado del 25% del camión de diseño HL93 más con la sobrecarga de diseño más la carga peatonal.
- Se aplicaron los efectos de carga dinámica (IM) al camión y el factor de presencia múltiple de carga viva (m). Se combinaron diversas ocupaciones de carriles para hallar la envolvente de las máximas deflexiones para diferentes ubicaciones de las cargas vivas.

Nuestro límite de deflexión es de $L/1000$ para cargas vehiculares y peatonales (AASHTO, 2020). Esto es equivalente a decir que la deflexión máxima a ser permitida es de $125/1000 = 12.5$ cm.

Figura 4.15

Deflexiones por carga viva



En la Figura 4.15 se observa los resultados de deflexión máxima por carga viva, para las combinaciones de carga del control de deflexión, y la mayor deflexión que se presentó es de 11.66 cm; por lo que estamos dentro del rango permitido. La combinación que produce la máxima deflexión es donde 3 carriles están cargados: los dos carriles vehiculares con la carga del 25% del camión amplificado con un 33% por impacto junto con la sobrecarga de diseño distribuido, y un carril con la carga peatonal. Se aplicó un factor de presencia múltiple (m) de 0.85.

4.4.7. Análisis y Diseño de los Tirantes Delanteros y Estabilizadores

Hay un total de 10 pares de tirantes delanteros, C1 al C10 (Figura 4.16), que están arreglados en forma de semi-arpa y un total de 3 pares de tirantes estabilizadores, E1 al E3 (Figura 4.16), arreglados en forma de semi-arpa. Estos tienen las propiedades que se muestran en la Tabla 4.19, además de las propiedades mencionadas en la Tabla 4.2 del presente trabajo. En la Figura 4.16, se muestran también el presfuerzo en los tirantes.

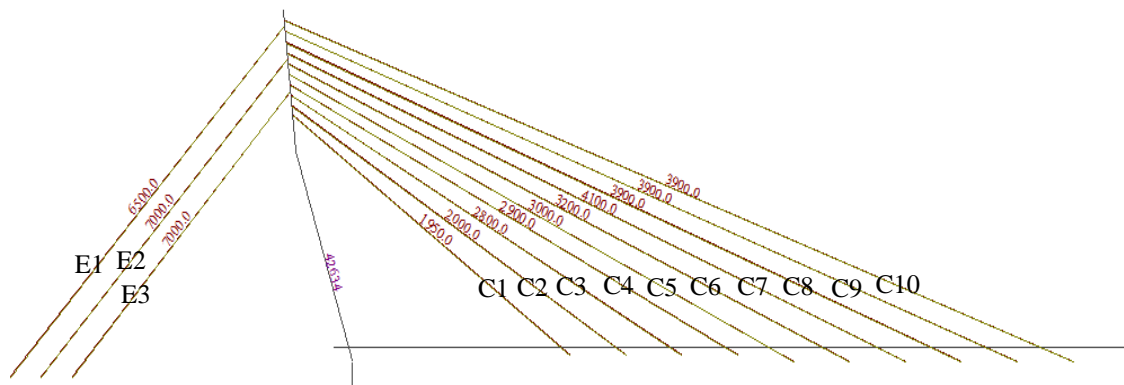
Tabla 4.19

Propiedades de los cables del puente atirantado de una torre asimétrica

Cable	L (m)	Área de sección (cm ²)	Cantidad de torones (D torón = 15.2 mm Catálogo DSI)	Fuerza de pretensado (kN)
E1	66.19	119.0	85	6500
E2	59.84	119.0	85	7000
E3	53.50	102.2	73	7000
C1	55.87	26.6	19	1950
C2	64.11	26.6	19	2000
C3	72.63	43.4	31	2800
C4	81.34	60.2	43	2900
C5	90.59	60.2	43	3000
C6	99.48	60.2	43	3200
C7	108.44	60.2	43	4100
C8	117.46	60.2	43	3900
C9	126.52	51.8	37	3900
C10	135.60	51.8	37	3900

Figura 4.16

Presfuerzo en los tirantes estabilizadores y delanteros



4.4.7.1. Análisis del Módulo de Elasticidad Efectiva de los Tirantes

El análisis de la rigidez efectiva de los tirantes se realizó de acuerdo a las siguientes ecuaciones diseñadas por Walther et al. (1999):

- Módulo de elasticidad efectiva para un esfuerzo único, Ecuación 4.7.
- Módulo de elasticidad efectiva cuando el cable trabaja con esfuerzos variables, Ecuación 4.8.

$$E_{eff} = \frac{E_o}{1 + (\gamma l)^2 E_o / 12 \sigma^3} \quad (4.7)$$

$$E_{eff} = E_o / \left(1 + \frac{(\gamma l)^2 (1 + \mu)^4}{12 \sigma_m^3 16 \mu^2} E_o \right) \quad (4.8)$$

Donde:

$$\mu = \sigma_{low} / \sigma_{up} \quad (4.9)$$

$$\sigma_m = (\sigma_{low} + \sigma_{up}) / 2 \quad (4.10)$$

E_{eff} = módulo de elasticidad efectiva del tirante.

E_o = módulo de elasticidad del acero del tirante.

γ = densidad del tirante.

$l = s \cos \alpha$ = longitud de la proyección horizontal del tirante.

α = inclinación del tirante.

σ = esfuerzo en el tirante.

$\sigma_{low}, \sigma_{up}$ = esfuerzo mínimo y máximo del tirante ante cargas variables.

Para las verificaciones se utilizó una densidad de 7.861 t/m³ del acero de los tirantes y un módulo de elasticidad del material de los tirantes igual a $E_o = 196.5$ GPa.

4.4.7.1.1. Verificación del Módulo de Elasticidad Efectivo en 3 Casos

Caso I. Esfuerzo Único de Cargas Permanentes del Puente

Este Caso I, considera la combinación de todas las cargas muertas de los elementos estructurales y no estructurales, y las cargas del presfuerzo en los cables de los tirantes, los esfuerzos en los tirantes debida a esta combinación se muestran en la Tabla 4.20 en la columna (σ). Se utilizó una densidad de 77.09 kN/m³ del acero de los tirantes y un módulo de elasticidad del material de los tirantes igual a 196.5 GPa.

Tabla 4.20

Verificación del módulo de elasticidad para cargas permanentes

Tirantes en un plano	L m	α . °	σ Mpa	l m	E_{eff} Gpa	E_{eff} / E_o
E1	66.19	47.14	570.60	45.03	196.29	0.999
E2	59.84	47.29	566.30	40.59	196.33	0.999
E3	53.50	47.45	589.10	36.18	196.38	0.999
C1	55.87	36.46	493.60	44.93	196.18	0.998
C2	64.11	32.58	506.40	54.02	196.07	0.998
C3	72.63	29.63	399.40	63.14	195.31	0.994
C4	81.34	27.33	248.00	72.26	190.16	0.968
C5	90.59	26.04	282.70	81.40	191.05	0.972
C6	99.48	24.49	327.60	90.53	192.14	0.978
C7	108.44	23.20	483.50	99.67	194.83	0.992
C8	117.46	22.11	457.10	108.82	194.16	0.988
C9	126.52	21.18	570.20	117.97	195.07	0.993
C10	135.60	20.38	578.90	127.11	194.92	0.992

Nota. El cálculo de E_{eff} se realizó de acuerdo a la Ecuación 4.7. Y, en la última columna de la tabla se muestra la relación entre el módulo de rigidez efectivo y real de los tirantes.

En el estado permanente del puente, es decir cuando actúan sobre él solo fuerzas permanentes, como el peso propio de la estructura y el presforzado de los tirantes. De acuerdo a la Tabla 4.20, el módulo de elasticidad efectivo en el tirante más crítico, C4, solo se reduce en un 3.2%. Por lo que podemos decir que no fue necesario una modificación en el módulo elástico de los tirantes. Lo que nos evita que se realice un análisis P-Delta es esta etapa de diseño del puente.

Caso II. Variación de Esfuerzos en el Estado Límite de Resistencia

Este estado considera la combinación de las cargas factoradas para el Estado Límite de Resistencia I.

En la Tabla 4.21, se muestran el esfuerzo máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) y el esfuerzo mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) en los tirantes que produce la combinación de cargas en el Estado Límite de Resistencia I, Para los cuales, el módulo de elasticidad efectivo en el tirante más crítico, C4, solo se reduce en un 0.88%. Por lo que podemos decir que no fue necesario una modificación en el módulo elástico de los tirantes. Lo que nos evita que se realice un análisis P-Delta es esta etapa de diseño del puente.

Tabla 4.21

Verificación del módulo de elasticidad para Resistencia I

Tirante	L m	α °	l m	$\sigma_{\text{máx}}$ Mpa	$\sigma_{\text{mín}}$ Mpa	μ	σ_m Mpa	E_{eff} Gpa	E_{eff}/E_o
E1	66.19	47.14	45.03	833.4	683.2	1.22	758.30	196.41	1.000
E2	59.84	47.29	40.59	811.1	668.7	1.21	739.90	196.42	1.000
E3	53.50	47.45	36.18	846.9	713.1	1.19	780.00	196.45	1.000
C1	55.87	36.46	44.93	849.3	571.1	1.49	710.20	196.38	0.999
C2	64.11	32.58	54.02	861.4	617.3	1.40	739.35	196.35	0.999
C3	72.63	29.63	63.14	718.0	487.4	1.47	602.70	196.13	0.998
C4	81.34	27.33	72.26	508.2	299.8	1.70	404.00	194.78	0.991
C5	90.59	26.04	81.40	516.2	348.6	1.48	432.40	194.82	0.991
C6	99.48	24.49	90.53	547.9	402.0	1.36	474.95	194.98	0.992
C7	108.44	23.20	99.67	727.2	584.0	1.25	655.60	195.81	0.996
C8	117.46	22.11	108.82	674.2	533.9	1.26	604.05	195.45	0.995
C9	126.52	21.18	117.97	791.7	652.3	1.21	722.00	195.78	0.996
C10	135.60	20.38	127.11	780.1	633.6	1.23	706.85	195.61	0.995

Nota. El cálculo de E_{eff} se realizó de acuerdo a la Ecuación 4.8. Y, en la última columna de la tabla se muestra la relación entre el módulo de rigidez efectivo y real de los tirantes.

Caso III. Variación de Esfuerzos en el Estado Límite de Servicio

Este estado considera la combinación de las cargas factoradas para el Estado Límite de Servicio I.

En la Tabla 4.22, se muestran el esfuerzo máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) y el esfuerzo mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) en los tirantes que produce la combinación de cargas en el Estado Límite de Servicio I, Para los cuales, el módulo de elasticidad efectivo en el tirante más crítico, C4, solo se reduce en un 1.96%. Por lo que podemos decir que no fue necesario una modificación en el módulo elástico de los tirantes. Lo que nos evita que se realice un análisis P-Delta es esta etapa de diseño del puente.

Tabla 4.22

Verificación del módulo de elasticidad para Servicio I

Cable	L	α .	l	$\sigma_{\text{máx}}$	$\sigma_{\text{mín}}$	μ	σ_m	E_{eff}	E_{eff}/E_o
	m	°	m	Mpa	Mpa		Mpa	Gpa	
E1	66.19	47.14	45.03	647.1	543.2	1.19	595.15	196.31	0.999
E2	59.84	47.29	40.59	630.1	531.3	1.19	580.70	196.34	0.999
E3	53.50	47.45	36.18	659.9	566.4	1.17	613.15	196.39	0.999
C1	55.87	36.46	44.93	632.0	464.7	1.36	548.35	196.25	0.999
C2	64.11	32.58	54.02	640.5	496.0	1.29	568.25	196.19	0.998
C3	72.63	29.63	63.14	528.8	390.0	1.36	459.40	195.68	0.996
C4	81.34	27.33	72.26	365.2	239.8	1.52	302.50	192.64	0.980
C5	90.59	26.04	81.40	377.5	279.0	1.35	328.25	192.82	0.981
C6	99.48	24.49	90.53	408.2	321.8	1.27	365.00	193.24	0.983
C7	108.44	23.20	99.67	557.2	467.3	1.19	512.25	195.08	0.993
C8	117.46	22.11	108.82	521.6	427.5	1.22	474.55	194.36	0.989
C9	126.52	21.18	117.97	623.7	523.4	1.19	573.55	195.08	0.993
C10	135.60	20.38	127.11	622.6	510.9	1.22	566.75	194.78	0.991

Nota. El cálculo de E_{eff} se realizó de acuerdo a la Ecuación 4.7. Y, en la última columna de la tabla se muestra la relación entre el módulo de rigidez efectivo y real de los tirantes.

4.4.7.2. Factores de Resistencia

Para los diferentes estados límites, referidos en el punto 4.3.3 de este trabajo y en la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), según el *Post-Tensioning Institute* [PTI] (2007, p.50) los siguientes factores de resistencia fueron aplicados:

Resistencia A – Solo Fuerzas Axiales $\phi = 0.65$

Evento Extremo $\phi = 0.95$

Fatiga

$$\phi = 1.0$$

4.4.7.3. Verificación por Resistencia y Evento Extremo

Para la verificación de los cables por Resistencia y Evento Extremo se utilizaron los datos de la Tabla 4.2. Para la verificación por resistencia se utilizó un $\phi = 0.65$ y por evento extremo se utilizó un $\phi = 0.95$ de acuerdo a lo indicado en el punto 4.4.7.2 de este trabajo.

En la verificación por resistencia y evento extremo se cumplió con la Ecuación 4.11.

$$\eta \sum \gamma_i P_i \leq \phi P_n \quad (4.11)$$

Donde:

$\gamma_i P_i$ = solicitaciones de carga factorizada

ϕP_n = resistencia factorizada

η = se tomó igual a 1.0. Este valor cubre el diseño redundante de puentes basado en la pérdida de un cable, lo que resulta en un diseño seguro PTI (2007).

En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se muestran las fuerzas axiales solicitantes en los tirantes delanteros y estabilizadores para los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, respectivamente; estos valores son utilizados para el diseño de las secciones de los tirantes.

Figura 4.17

Envolvente de fuerza axial (kN) en los tirantes, para el ELR I

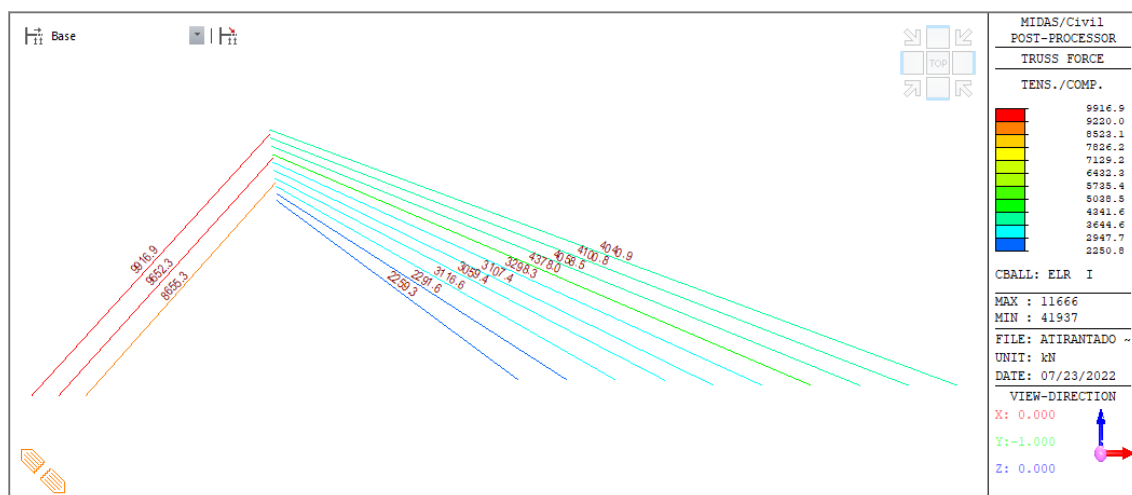
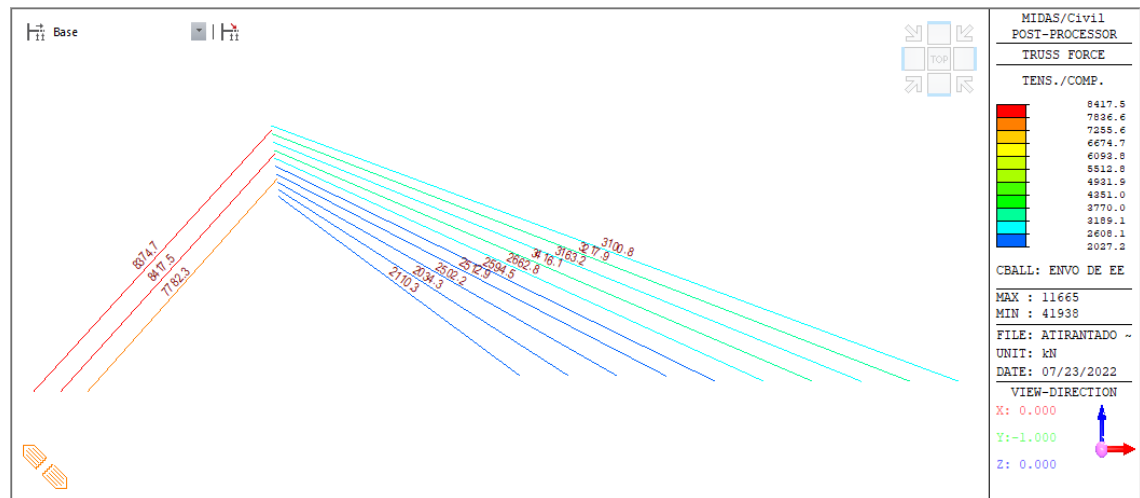


Figura 4.18

Envolvente de fuerza axial (kN) en los tirantes, para el EE I



Nota. Los cables que se usaron en los tirantes del modelo matemático son los fabricados por *Dywidag-Systems International [DSI]* (ver Anexo D).

Haciendo uso de la Ecuación 4.11, se muestran las verificaciones de las secciones de los tirantes para el ELR I y EE I en la Tabla 4.23 y Tabla 4.24 respectivamente, podemos concluir que los cables de los tirantes satisfacen los requisitos para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo.

Tabla 4.23

Verificación de los tirantes en el estado límite de Resistencia I

Tirante	$\eta \sum \gamma_i P_i$ (modelo Midas)(kN)	N° de torones adoptado [DSI]	Área (mm ²)	Diámetro (mm)	ϕP_n (kN)	Check	Ratio $\eta \sum \gamma_i P_i / \phi P_n$
E1	9916.9	85	11900	123.09	12948.4	ok	0.77
E2	9652.3	85	11900	123.09	12948.4	ok	0.75
E3	8655.3	73	10220	114.07	11120.4	ok	0.78
C1	2259.3	19	2660	58.20	2894.3	ok	0.78
C2	2291.6	19	2660	58.20	2894.3	ok	0.79
C3	3116.6	31	4340	74.34	4722.4	ok	0.66
C4	3059.4	43	6020	87.55	6550.4	ok	0.47
C5	3107.4	43	6020	87.55	6550.4	ok	0.47
C6	3298.3	43	6020	87.55	6550.4	ok	0.50
C7	4378.0	43	6020	87.55	6550.4	ok	0.67
C8	4058.5	43	6020	87.55	6550.4	ok	0.62
C9	4100.8	37	5180	81.21	5636.4	ok	0.73
C10	4040.9	37	5180	81.21	5636.4	ok	0.72

Tabla 4.24

Verificación de los tirantes en el estado límite de Evento Extremo I

Tirante	$\eta \sum \gamma_i P_i$ (modelo Midas)(kN)	N° de torones adoptado [DSI]	Área (mm ²)	Diámetro (mm)	ϕP_n (kN)	Check	Ratio $\eta \sum \gamma_i P_i / \phi P_n$
E1	8374.7	85	11900	123.09	18924.6	ok	0.44
E2	8417.5	85	11900	123.09	18924.6	ok	0.44
E3	7782.3	73	10220	114.07	16252.9	ok	0.48
C1	2110.3	19	2660	58.20	4230.2	ok	0.50
C2	2034.3	19	2660	58.20	4230.2	ok	0.48
C3	2502.2	31	4340	74.34	6901.9	ok	0.36
C4	2512.9	43	6020	87.55	9573.6	ok	0.26
C5	2594.5	43	6020	87.55	9573.6	ok	0.27
C6	2662.8	43	6020	87.55	9573.6	ok	0.28
C7	3416.1	43	6020	87.55	9573.6	ok	0.36
C8	3163.2	43	6020	87.55	9573.6	ok	0.33
C9	3217.9	37	5180	81.21	8237.8	ok	0.39
C10	3100.8	37	5180	81.21	8237.8	ok	0.38

4.4.7.4. Verificación por Fatiga

En la verificación por fatiga se tomó como referencia lo indicado en *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición, por PTI (2007). Donde se cumplió con la Ecuación 4.12.

$$\gamma(\Delta F) \leq (\Delta F)_\eta \quad (4.12)$$

$\gamma = 0.75$ = factor de carga.

(ΔF) = rango de tensión debido al paso de la carga de fatiga multiplicado por el factor 1.4.

$(\Delta F)_\eta$ = resistencia nominal a la fatiga.

Para determinar $(\Delta F)_\eta$,

$$\text{Tomar: } G = \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \text{ o } B = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}}$$

Si $\gamma(\Delta F) \leq G$ entonces $(\Delta F)_\eta = G$

Sino $\gamma(\Delta F) \leq B$ entonces $(\Delta F)_\eta = B$

Si $(\Delta F)_\eta$ no es igual a G o B entonces $\gamma(\Delta F)$ Es demasiado alta y se tomó medidas para reducirla, si fuera necesario.

Donde:

$(\Delta F)_{TH}$ = umbral de fatiga de amplitud constante (Ver Tabla 4.25).

A = Constante (ver Tabla 4.25).

$N = 365 \text{ días} \times N_y \times 1 \text{ ciclo} \times (ADTT)_{SL}$

$(ADTT)_{SL}$ = tráfico medio diario de camiones en una dirección y en un carril calculado en el punto 4.4.4.5.1 de este trabajo.

N_y = vida útil de los cables en años, en el presente trabajo se adoptó una vida útil de 75 años, que es también recomendado por DSI (ver Anexo D).

N = número de ciclos debido al paso del camión de diseño por fatiga durante la vida útil de diseño de los cables.

Tabla 4.25

Constantes de fatiga

Constantes de fatiga		
Tipo de cable	$A \times 10^{11}$ (MPa ³)	$(\Delta F)_{TH}$ Umbral (MPa)
Torones paralelos	39.3	110
Alambres paralelos	74.3	145
Barras desacopladas	39.3	110
Barras acopladas con epoxi	7.2	48

Nota. Tomado de la Tabla 5.1 de *Recommendations for stay cable design, testing and installation* (p.53). Quinta Edición, por PTI (2007).

Para la verificación de los cables de los tirantes, que son de tipo torones paralelos, por Fatiga se utilizaron los datos de la Tabla 4.26.

Tabla 4.26

Datos para la verificación de los cables por fatiga

Dato	Valor	Unidad
$(\Delta F)_{TH}$	110	MPa
A	39.3	$\times 10^{11}$ MPa ³
N_y	75	años de vida útil
ADTT	300	camiones/día
p	0.85	-
$(ADTT)_{SL}$	255	camiones/día
N	6980625	ciclos
ϕ	1.00	-
γ	0.75	-

$$Y, G = \frac{1}{2}(\Delta F)_H = 55.0 \text{ MPa}, \text{ y } B = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} = 82.6 \text{ MPa},$$

Tabla 4.27

Verificación de los tirantes en el estado límite de Fatiga

Tirante	$\sigma_{\text{máx}}$ MPa	$\sigma_{\text{mín}}$ MPa	ΔF MPa	$\gamma\Delta F$ MPa	$(\Delta F)_\eta$ MPa	$\gamma\Delta F \leq$ $(\Delta F)_\eta$	Ratio $\gamma\Delta F/(\Delta F)_\eta$
E1	20.1	-0.2	20.3	15.2	55.0	ok	0.28
E2	19.2	-0.3	19.5	14.6	55.0	ok	0.27
E3	18.3	-0.4	18.7	14.0	55.0	ok	0.26
C1	78.8	-8.9	87.7	65.8	82.6	ok	0.80
C2	72.0	-3.0	75.0	56.2	82.6	ok	0.68
C3	61.2	-0.1	61.3	45.9	55.0	ok	0.84
C4	52.4	-0.1	52.5	39.4	55.0	ok	0.72
C5	43.1	-0.2	43.3	32.5	55.0	ok	0.59
C6	36.6	-0.4	37.0	27.8	55.0	ok	0.50
C7	32.2	-0.9	33.0	24.8	55.0	ok	0.45
C8	25.8	-2.2	28.0	21.0	55.0	ok	0.38
C9	17.0	-4.3	21.4	16.0	55.0	ok	0.29
C10	6.8	-7.2	13.9	10.5	55.0	ok	0.19

Nota. Los valores de $\sigma_{\text{máx}}$ y $\sigma_{\text{mín}}$ corresponden a los efectos del camión de diseño para efectos de fatiga HS20 amplificado con el 15% de efecto del impacto, y mayorado con un factor de 1.4 de acuerdo al PTI (2007). Estos efectos en los tirantes para en el estado límite de Fatiga se muestran en la Figura 4.19 y Figura 4.20.

De acuerdo a la verificación mostrada en la Tabla 4.27, que se realizó a partir de los resultados que se muestra en las Figura 4.19 y Figura 4.20, podemos decir que los cables en los tirantes satisfacen los requisitos para el Estado Límite de Fatiga.

Figura 4.19

Esfuerzo máximo (σ_{\max}) en los tirantes en el estado límite de Fatiga

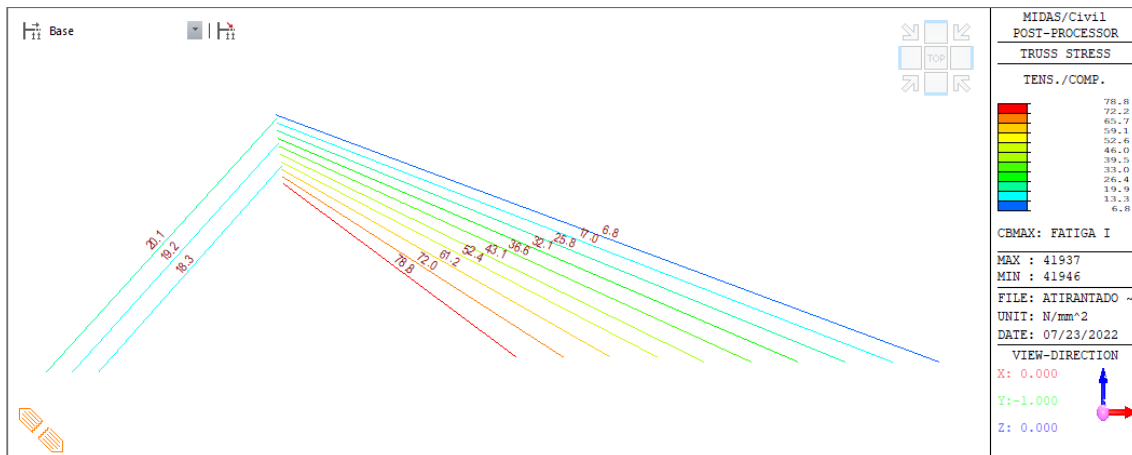
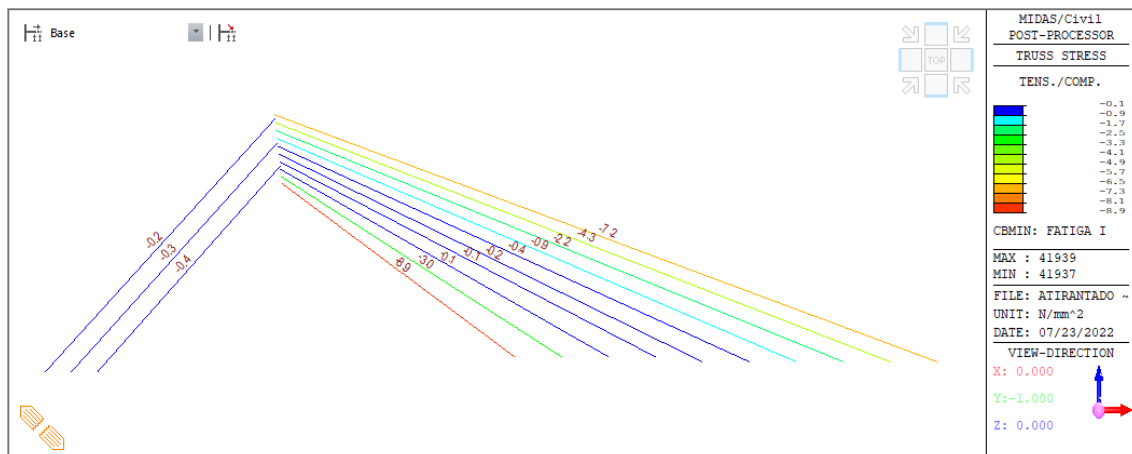


Figura 4.20

Esfuerzo mínimo (σ_{\min}) en los tirantes en el estado límite de Fatiga



Las secciones de los tirantes del puente atirantado fueron determinadas por la necesidad de rigidez en estos, para controlar las deflexiones verticales permitidas en el tablero, y no fue relevante su resistencia a cargas últimas de resistencia y fatiga, como se pudo ver en las verificaciones de la Tabla 4.23, Tabla 4.24 y Tabla 4.27.

4.4.8. Análisis y Diseño de los Elementos del Tablero

4.4.8.1. Losa

La losa fue dimensionada en principio por la recomendación que da AASHTO (2020), que indica que el peralte mínimo para una losa con armadura principal paralela al tráfico es: $\frac{S+10}{30} \geq 0.54 ft$

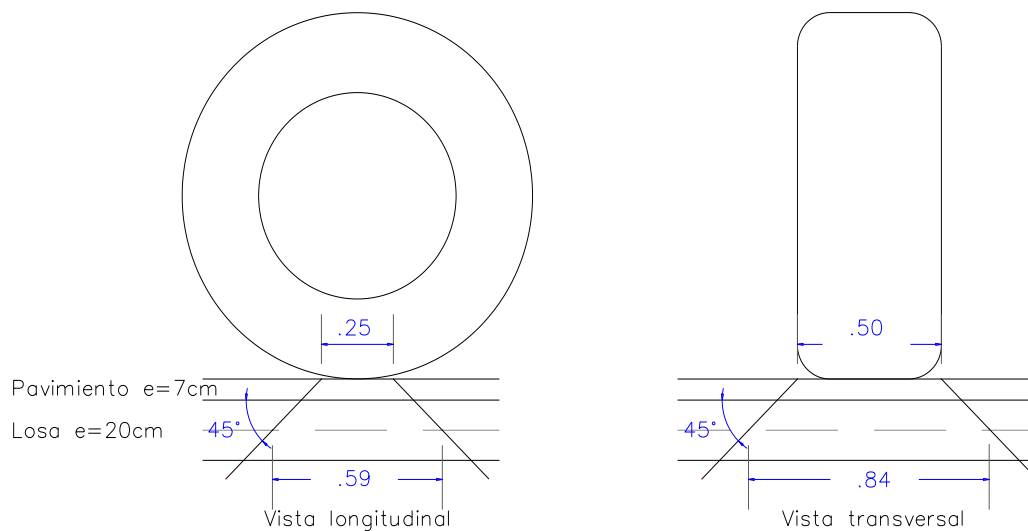
Para nuestro caso $\frac{10+10}{30} = 0.67 ft = 20.3 cm$; por lo que se optó una losa de 20 cm de espesor para el puente atirantado.

4.4.8.1.1. Diseño de la Losa por Resistencia a Flexión y Corte

Para representar la losa en el modelo matemático se utilizó elementos cáscara, que estuvieron discretizados a 25 cm longitudinal y transversalmente, el concreto con el que se modeló y diseñó fue el de 28 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días.

Figura 4.21

Área abierta del contacto del neumático



$$\text{Área de contacto} = 0.25 \times 0.50 = 0.125m^2$$

$$\text{Área abierta} = 0.59 \times 0.84 = 0.496m^2$$

Las cargas del camión y tándem de diseño HL 93 se cargaron en un área abierta a nivel del eje de la cáscara, como se muestra la Figura 4.21. En donde, el área de contacto del neumático, es de 25 cm x 50 cm (10 in x 20 in según AASHTO (2020)), hace contacto directo con el pavimento y se consideró que se abre con un ángulo de 45% hasta llegar al

eje de la losa; y este es el área que se usó para distribuir las cargas de las ruedas del camión y tándem de diseño para que actúen en la losa.

En la Tabla 4.28, para hallar la carga distribuida abierta por neumático se dividió el peso por neumático de cada eje del camión o tándem HL93 entre el área de contacto mostrado en la Figura 4.21.

Tabla 4.28

Carga abierta de los neumáticos del camión y tándem HL-93

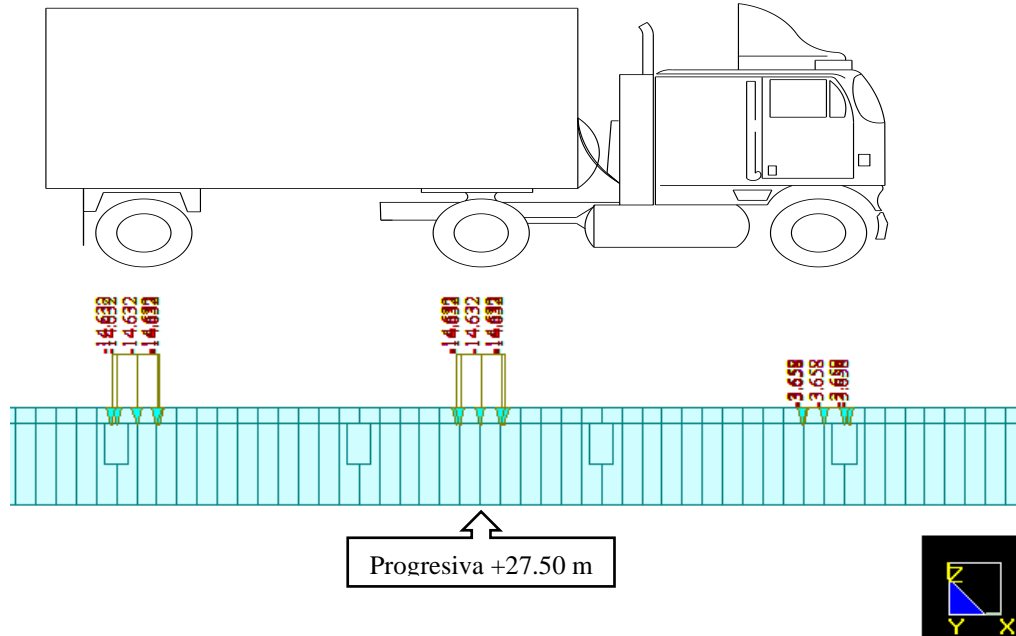
Carga		Ejes		
		Eje de 14.515 t	Eje de 14.515 t	Eje de 3.629 t
Camión	por eje (t)	14.515	14.515	3.629
	por neumático (t)	7.258	7.258	1.814
	distribuido en área abierta del neumático (t/m ²)	<i>14.632</i>	<i>14.632</i>	<i>3.658</i>
		Eje de 11.34 t	Eje de 11.34 t	
Tándem	por eje (t)	11.340	11.340	
	por neumático (t)	5.670	5.670	
	distribuido en área abierta del neumático (t/m ²)	<i>11.431</i>	<i>11.431</i>	

En el modelo matemático las cargas vivas abiertas del camión y tándem de diseño que se calcularon y resultaron los valores de la Tabla 4.28, se aplican al tablero como se muestra en la Figura 4.22. Estas cargas abiertas de los ejes del camión o tándem de diseño se ubicaron longitudinal y transversalmente en diferentes posiciones a lo largo del tablero para lograr los efectos máximos.

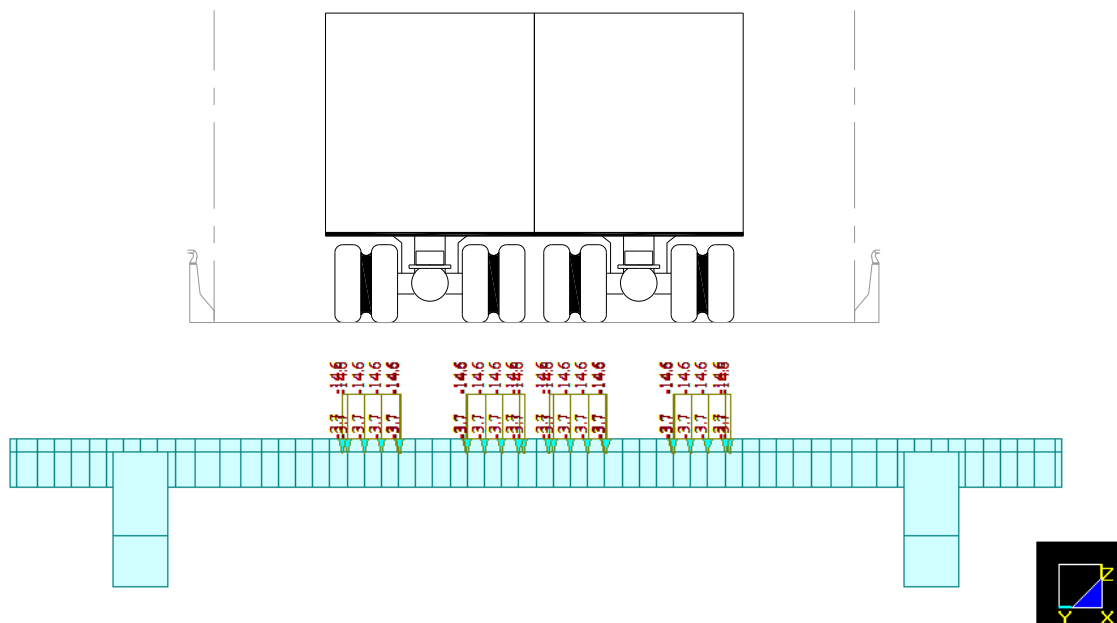
Figura 4.22

Ejemplo de ubicación del camión con carga abierta

4.22a. Ubicación longitudinal, que produce el máximo momento positivo en X-X



4.22b. Ubicación transversal, que produce el máximo momento positivo en Y-Y



Nota. En la Figura 4.22 se muestra un ejemplo de la aplicación de las cargas distribuidas del camión de diseño calculadas en la Tabla 4.28, sin los efectos dinámicos. Esta aplicación de carga es netamente para el estudio de la losa.

La combinación de carga para el que se diseñó la resistencia de la losa, fue el Estado Límite de Resistencia I, con los factores de carga del ítem 4.3.3. de este trabajo, se incluyeron los efectos de la carga permanente (DC y DW), el presfuerzo de los tirantes, la carga viva del camión o tándem de diseño HL-93 (aplicado como en la Figura 4.22 y amplificado por los efectos dinámicos), la sobrecarga distribuida de diseño, la carga de los peatones, la carga por temperatura uniforme y la carga por el gradiente de temperatura; cada uno de estos con sus respectivos factores de carga. También se consideró el factor de presencia múltiple m de la Tabla 4.6.

Se pudo observar que los efectos máximos tanto para momentos positivos, momentos negativos y cortante fueron originados al cargar los dos carriles vehiculares por el camión de diseño HL93 (las distancias entre los ejes de 14.515 t fueron de 4.27 m y 9.14 m) y la sobrecarga distribuida de diseño. Obteniendo los momentos que se muestran en la Tabla 4.29 y 4.30 y la fuerza cortante que se muestra en la Tabla 4.31.

El acero inferior de la losa se consideró típico para todo el tablero. Para su cálculo en el sentido X-X, se tomó una franja de un metro en el centro del tablero, para el sentido Y-Y, se tomó una franja de un metro en la progresiva +27.50 m, los resultados se muestran en la Tabla 4.29. El procedimiento del diseño de losa más detallado se encuentra en el Anexo I.

Tabla 4.29

Acero inferior en la losa de concreto

Dirección	$M^+_{u\text{ máx}}$ (kN.m)	d_s (m)	A_s (cm ² /m)	Distribución	$M_u/\phi M_n$	Estado límite condicionante
X-X	109.40	0.167	19.900	Φ5/8"@10cm	0.97	Resistencia I
Y-Y	89.80	0.151	18.091	Φ5/8"@11cm	0.97	Resistencia I

Nota: d_s es la profundidad del acero desde la fibra de concreto más comprimida.

En el cálculo del acero superior para momento negativo, se dividió longitudinalmente al tablero en tramos de 18 y 110 m, el tramo I abarca desde la progresiva -3.00 m a +15.00 m y el tramo II de la progresiva +15.00 m a +125.00 m. Para el cálculo del acero longitudinal se tomó una franja longitudinal de un metro en el centro del tablero; mientras que para el cálculo del acero transversal se tomó franjas de un metro transversales, en las progresivas +5.00 y +20.00 m, en la Tabla 4.30 se muestran los

resultados. El procedimiento del diseño de la losa más detallado se encuentra en el Anexo I.

Tabla 4.30

Refuerzo superior en la losa de concreto

a) Tramo I

Dirección	M_u máx (kN.m)	d_s (m)	A_s (cm ²)/(1m)	Distribución	$M_u/\phi M_n$	Estado límite condicionante
X-X	-92.24	0.167	16.583	$\Phi 5/8''@12.0\text{cm}$	0.97	Resistencia I
Y-Y	-59.39	0.151	16.583	$\Phi 5/8''@12.0\text{cm}$	0.69	Fatiga I

b) Tramo II

Dirección	M_u máx (kN.m)	d_s (m)	A_s (cm ²)/(1m)	Distribución	$M_u/\phi M_n$	Estado límite condicionante
X-X	-29.80	0.167	11.706	$\Phi 5/8''@17.0\text{cm}$	0.43	Fatiga I
Y-Y	-54.38	0.151	16.583	$\Phi 5/8''@12.0\text{cm}$	0.64	Fatiga I

La verificación por cortante de la losa (ver Anexo I) se hizo con los valores máximos de cortante que resultaron de la aplicación de las cargas para la combinación Estado Límite de Resistencia I, en vista de que la losa no cuenta con acero para cortante se verificó si el concreto resiste la cortante última. Los criterios para el cálculo de la resistencia de la losa se hicieron de acuerdo al Capítulo 5 de las *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020).

Tabla 4.31

Verificación de la losa por cortante

Dirección	d_v (m)	Cortante última V_u (t/m)	Resistencia de la losa ϕV_n (t/m)	$V_u/\phi V_n$
X-X	0.167	12.41	13.46	0.922
Y-Y	0.151	6.00	12.17	0.493

4.4.8.1.2. Verificación por Fatiga

La verificación del acero de refuerzo en la losa de concreto para el Estado Límite de Fatiga I, se realizó en las franjas donde la carga de fatiga del camión de diseño HS20, con los pesos de las ruedas distribuidas en el área abierta de acuerdo a la Figura 4.21 y

Tabla 4.28, producen los momentos máximos. Las franjas de losa para la verificación por fatiga coincidieron con las franjas para las cuales se calculó el acero para flexión. Se consideró una amplificación al camión de diseño por carga dinámica del 15%. Los criterios de la verificación por fatiga se tomaron del Capítulo 5 de las *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020).

Las propiedades de la sección para investigaciones de fatiga estuvieron basadas en secciones fisuradas (AASHTO, 2020). En la verificación por fatiga, se cumplió la Ecuación 4.13 en las barras de refuerzo.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (4.13)$$

Donde:

$$(\Delta F)_{TH} = 26 - 22f_{min}/f_y \quad (4.14)$$

γ = factor de carga de acuerdo a la Tabla 4.3 para combinación de carga de Fatiga I.

Δf = sollicitación, rango de esfuerzos debido al paso de la carga de fatiga (ksi).

$(\Delta F)_{TH}$ = valor máximo (umbral) de la constante de amplitud de fatiga (ksi).

f_{min} = mínimo esfuerzo por carga viva resultante de la combinación de la carga de Fatiga I, combinada con el más severo esfuerzo debido a las cargas permanentes no factoradas.

f_y = resistencia a la fluencia mínima especificada igual a 420 MPa.

Los resultados de la Tabla 4.32, muestran que el acero longitudinal y transversal, inferior y superior de la losa de concreto del puente atirantado de una torre satisfacen los requisitos para el Estado Límite de Fatiga I.

Finalmente, el acero de la losa que se calculó para cumplir los requisitos de resistencia a la flexión y cortante y los requisitos de fatiga, además de los detalles de refuerzo, representan una tasa de consumo de acero pasivo de 341.98 kilos por metro cúbico de concreto de losa.

Tabla 4.32

Verificación del acero de la losa por fatiga

	As cm ²	f_G MPa	$f_{q\ min}$ MPa	f_{\min} MPa	Umbral (ΔF) _{TH} MPa	Esfuerzos por fatiga			$\gamma(\Delta f)/$ (ΔF) _{TH}
						γf_{\max} MPa	γf_{\min} MPa	$\gamma(\Delta f)$ MPa	
Acero inferior x-x	19.900	40.48	0.00	40.48	164.64	136.40	0.00	136.40	0.83
Acero inferior y-y	18.091	45.98	0.00	45.98	162.66	114.84	0.00	114.84	0.71
Tramo I Acero superior x-x	16.583	134.85	0.00	134.85	130.56	51.69	0.00	51.69	0.40
Tramo I Acero superior y-y	16.583	175.71	0.00	175.71	115.80	115.78	0.00	115.78	1.00
Tramo II Acero superior x-x	11.706	90.73	0.00	90.73	146.49	141.24	0.00	141.24	0.96
Tramo II Acero superior y-y	16.583	90.09	0.00	90.09	146.73	137.77	0.00	137.77	0.94

Nota 1. Los esfuerzos en los aceros fueron calculados a partir de los momentos leídos en el modelo del puente atirantado elaborado en el programada *MIDAS CIVIL 2019.V.2* y con el procedimiento que se muestra en el Anexo I.

Nota 2. Para obtener una variación mayor de esfuerzos, si γf_{\min} es positivo se consideró igual a cero. Los valores negativos de esfuerzo representan compresión.

4.4.8.2. Vigas Longitudinales y Transversales

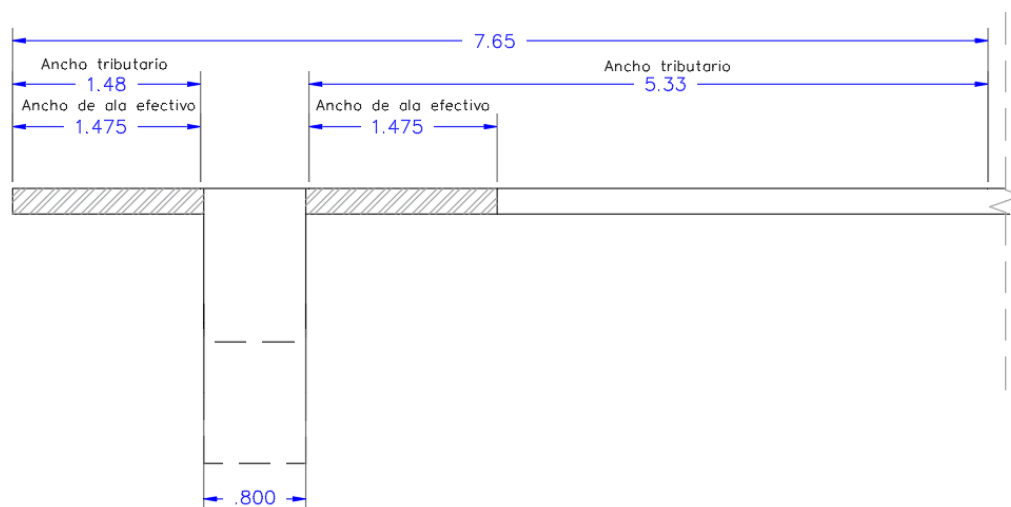
El tablero del puente atirantado cuenta con vigas longitudinales de sección rectangular de alto variable a lo largo del puente. Las dimensiones de altura de las vigas longitudinales estuvieron condicionadas al control de deflexiones por carga viva, el que fue mejor controlado por una sección más rígida en los extremos del tablero en lugar de aumentar la sección de los tirantes o aumentar el número de tirantes. Otro factor importante para la dimensión del ancho de las vigas longitudinales fue el espacio necesario para la instalación de los dispositivos de anclaje de los cables atirantados, el croquis del anclaje del cable de 47 torones paralelos que se realizó de acuerdo a las dimensiones del DSI (ver Anexo D) mostraron que era necesario un ancho de la viga longitudinal de 80 cm. Ante esto una opción era plantear una viga longitudinal con secciones de ancho variable en los lugares donde estaban instalados los anclajes, sin

embargo, esta no es una característica de un proyecto rápido de construir; por lo que se optó por diseñar una viga longitudinal de ancho constante.

En el modelo matemático se utilizó elementos barra discretizados a 25 cm para representar las vigas longitudinales. En vista de que en la estructura que se plantea es de vigas y losa de concreto monolítico, la sección transversal que se utilizará para el análisis, cálculo de las fuerzas solicitantes y para determinar la resistencia de la sección, fue una sección T, que corresponde a la sección rectangular de la viga y un ancho de ala efectivo de la losa de concreto. Para este caso AASHTO (2020), indica que el ancho de ala efectivo se puede tomar como el ancho tributario perpendicular al eje del miembro. Sin embargo, en el presente trabajo el ancho de ala efectivo que se utilizó para las vigas longitudinales se muestra en la Figura 4.23.

Figura 4.23

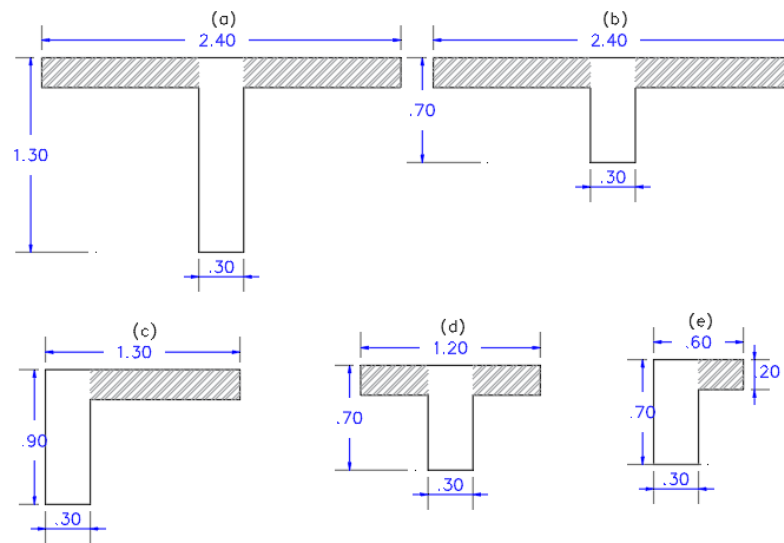
Sección T para análisis de la viga longitudinal



Las vigas transversales fueron dimensionadas de tal manera que tengan sección suficiente para evitar incrementos de esfuerzos en la losa transversalmente y cumplir los requisitos de servicio, resistencia y evento extremo. En el modelo matemático se utilizó elementos barra discretizados a 25 cm para representar las vigas transversales. Similar a las vigas longitudinales, la sección que se utilizó para el análisis, el cálculo de las fuerzas solicitantes y para determinar la resistencia de la sección, fue una sección T, y L en los extremos. Las secciones se muestran en la Figura 4.24.

Figura 4.24

Sección T y L para análisis de las vigas transversales



Nota. La Figura 4.24a, representa la viga transversal que se encuentra en la progresiva +5.50m entre los extremos del puntal inclinado; la Figura 4.24c, representa las vigas transversales en el inicio y final del tablero; la Figura 4.24b, representa a todas las demás vigas transversales; mientras que la Figura 4.24d y 4.24e, representan a las vigas interiores transversales en el voladizo del tablero y de los extremos respectivamente.

El refuerzo longitudinal de las vigas longitudinales y transversales fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión y fuerzas axiales que se presentaron en sus secciones simultáneamente, por lo que se diseñó las secciones por flexo compresión. Mientras que el refuerzo transversal fue dimensionado para resistir las fuerzas de corte vertical en las secciones. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Se tomó en cuenta la clasificación de la zona sísmica 3 en la que se encuentra la estructura, por lo que fue investigado para evento extremo. Las cargas aplicadas fueron la carga muerta de elementos estructurales y no estructurales (DC); carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades (DW), carga viva del camión y tándem de diseño HL-93 (LL) con su respectiva sobrecarga de diseño (LS), impacto (IM) y factor de presencia múltiple (m); fuerza de frenado (BR); cargas de peatones (PL); temperatura uniforme

(TU); efectos de la gradiente de temperatura (TG) y los efectos sísmicos (EQ). Las combinaciones de carga para los que se diseñó y verificó las secciones de las vigas longitudinales y transversales fueron los necesarios para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I; los factores de carga para estas combinaciones se encuentran en la Tabla 4.3. Los resultados del dimensionamiento del acero de las vigas longitudinales y transversales se encuentran descritos en el Anexo J (ver J.9 al J.13).

En la Tabla 4.33, se muestra que la sección de la viga longitudinal que presentó las fuerzas más grandes, es la que se encuentra inmediatamente después del puntal inclinado en la progresiva +6.85, esta sección presenta una cuantía de acero de 3.77% y el estado límite condicionante fue el de Resistencia I (como se muestra en la Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27), el resto de secciones de la viga longitudinal tuvieron cuantías cercanas a 1% y el estado condicionante para el dimensionamiento del refuerzo fue el de Evento Extremo I. Mientras que, como muestra el Anexo J, las cuantías de acero longitudinal en las vigas transversales están entre 1% y 3% y están condicionados tanto por el estado límite de Resistencia I y el estado límite de Evento Extremo I.

En la Figura 4.25, Figura 4.26 y Figura 4.27, se muestran las envolventes de las fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes de las vigas longitudinales y transversales; para el estado límite de Resistencia I.

Figura 4.25

Envolvente de fuerza axial $F_x(t)$ en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I

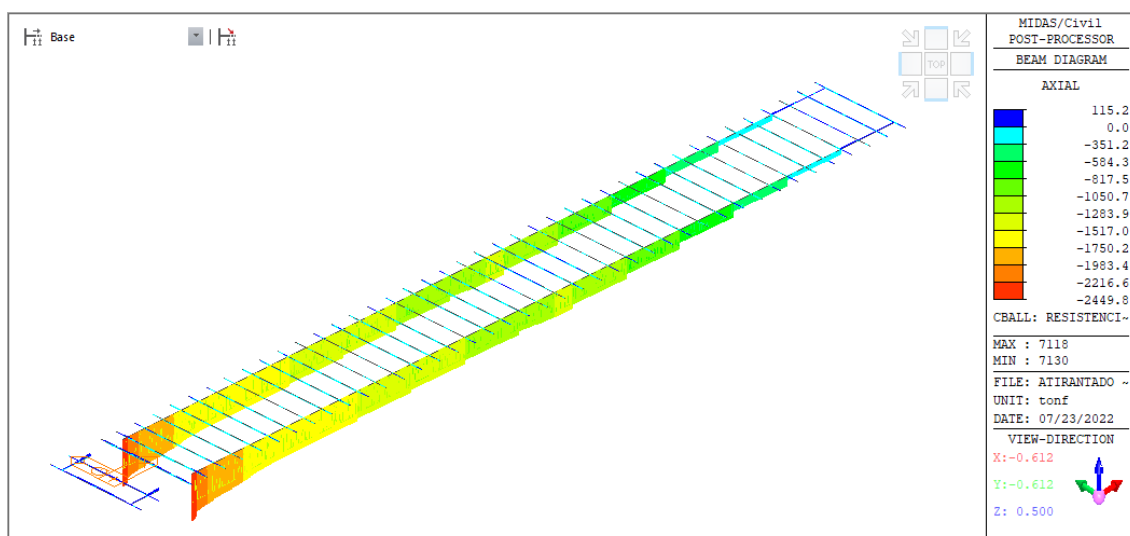


Figura 4.26

Envolvente de momentos flectores M_y (t.m) en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I

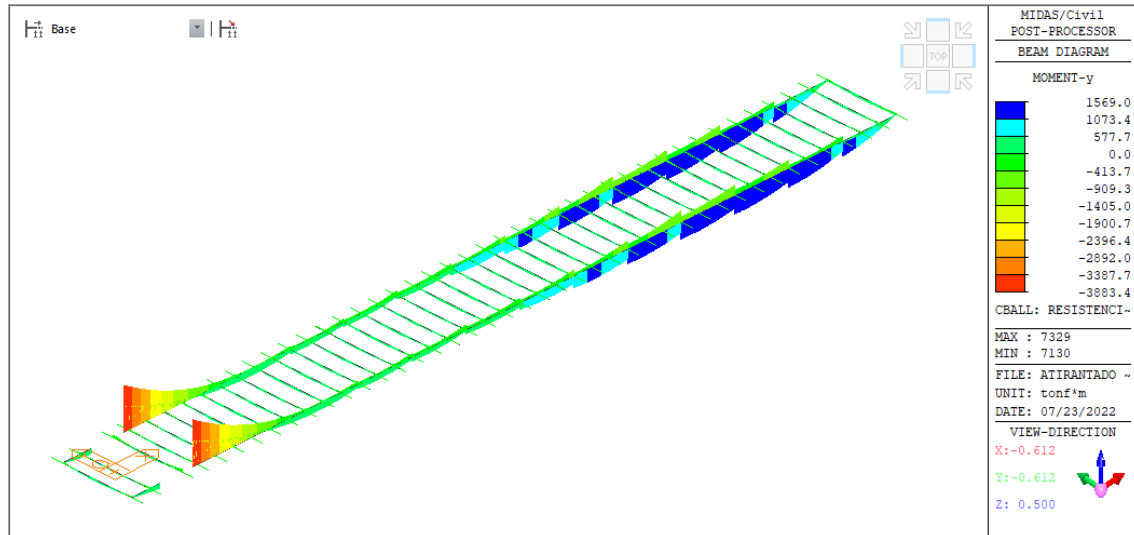
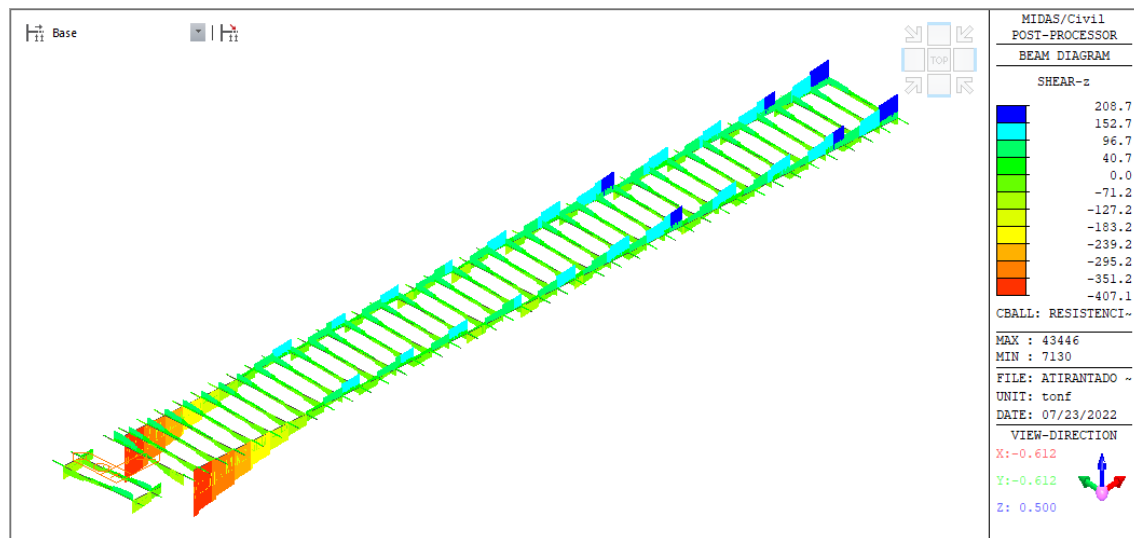


Figura 4.27

Envolvente de fuerzas cortantes V_z (t) en vigas longitudinales y transversales, para el ELR I



El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal que se calculó en las vigas longitudinales fue de 118.25 kg/m^3 (kilos por metro cúbico de concreto) y el consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal que se calculó en las vigas transversales fue de 248.41 kg/m^3 .

Tabla 4.33

Verificación de las secciones de la viga longitudinal

Solicitaciones para flexo compresión					Verificación		
Sección en la progresiva	h de la sección	Estado límite	F_x (t)	M_y (t.m)	As (cm ²)	Cuantía de acero	Ratio P- M_y/M_z
+2.00 m	1.20 m	EE I x-x	-73.7	457.7	178.4	1.14%	0.98
+6.85 m	2.15 m	ELR I	2449.8	-3892.4	875.5	3.77%	1.00
+15.00 m	2.15 m	ELR I	1785.7	-1570.6	235.4	1.01%	0.71
+19.00 m	1.20 m	ELR I	1251.3	-764.8	163.2	1.05%	1.00
+29.00 m	1.20 m	EE I x-x	622.0	605.7	163.2	1.05%	0.89
+35.00 m	1.20 m	EE I x-x	647.1	559.6	163.2	1.05%	0.78
+41.00 m	1.20 m	EE I x-x	594.5	649.6	163.2	1.05%	1.00
+53.00 m	1.20 m	ELR I	1393.8	-388.4	163.2	1.05%	0.58
+59.00 m	1.20 m	EE I x-x	507.2	531.3	163.2	1.05%	0.80
+62.00 m	1.20 m	EE I x-x	548.6	731.0	248.8	1.60%	0.92
+63.00 m	1.20 m	EE I x-x	405.1	776.9	248.8	1.60%	0.98
+67.00 m	2.15 m	EE I x-x	512.5	1061.0	235.4	1.01%	0.63
+71.00 m	2.15 m	EE I x-x	397.7	1317.5	235.4	1.01%	0.93
+89.00 m	2.15 m	ELR I	515.5	1392.5	235.4	1.01%	0.92
+98.00 m	2.15 m	ELR I	335.3	-823.3	372.3	1.60%	0.90
+107.00 m	2.15 m	EE I x-x	17.3	1794.7	372.3	1.60%	0.98
+116.00 m	2.15 m	ELR I	-53.7	-402.7	372.3	1.60%	0.93

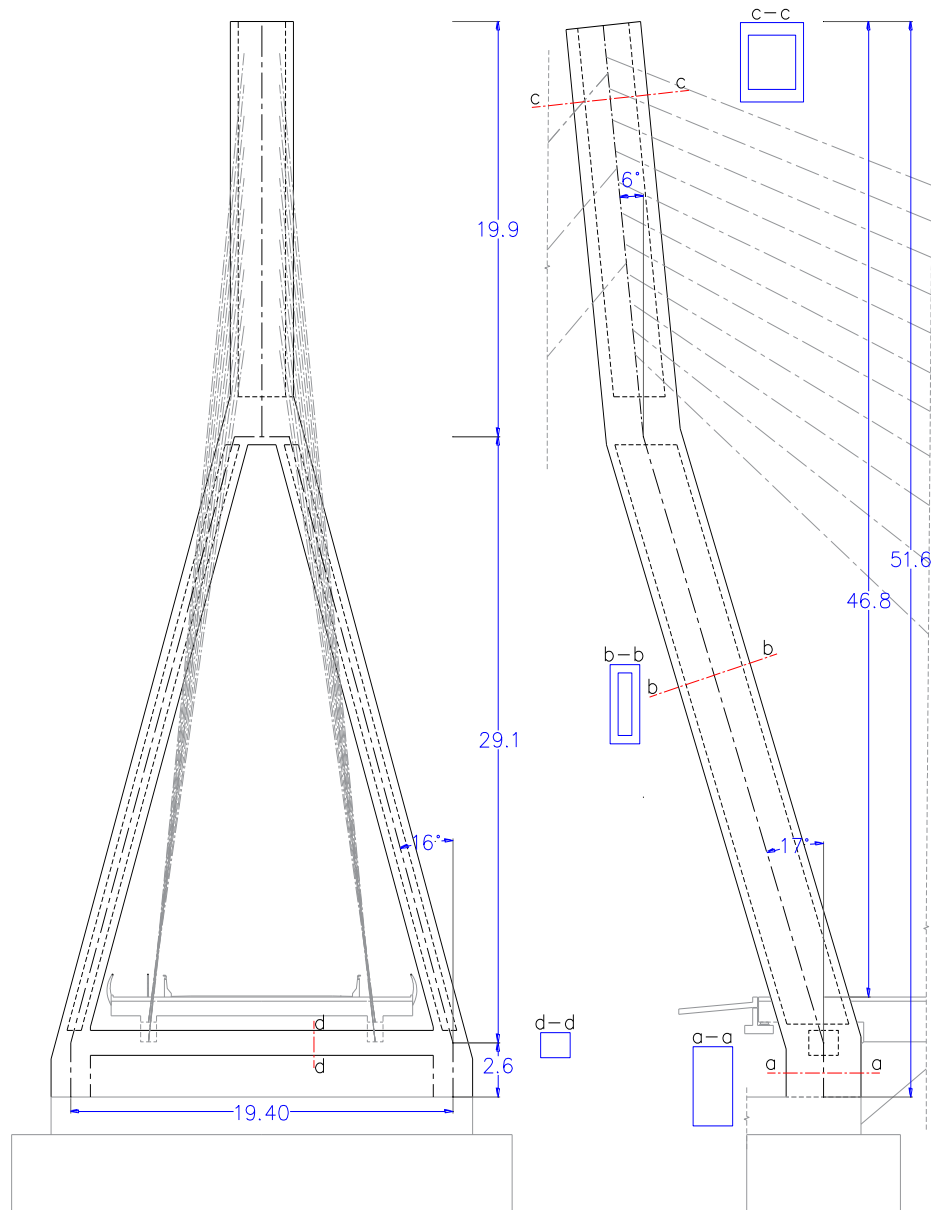
4.4.9. Análisis y Diseño de la Torre inclinada

La torre, de concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión, es el elemento que soporta una gran parte de las cargas permanentes del tablero y las cargas vivas que actúan sobre este, de acuerdo a los resultados de los análisis es un elemento altamente comprimido y el material económico que soporta adecuadamente las fuerzas de compresión es el concreto, además Svensson (2012) y Tang (2010) recomiendan usar una torre de concreto armado por resultar económico.

La torre de concreto armado, tiene una altura de 51.6 m a partir de la zapata y 46.8 m a partir de la superficie de rodadura por lo que se tiene una relación de 0.37 entre la altura de la torre a partir de la superficie de rodadura y el vano principal del puente. La torre es altamente rígida por la necesidad de contrarrestar desplazamientos que ocasionan deflexiones altas en el tablero. Tiene la forma de una Y invertida e inclinada hacia atrás en dos tramos como se muestra en la Figura 4.28.

Figura 4.28

Croquis de la torre del puente atirantado de una torre



La torre en un primer tramo vertical tiene una sección llena de 2.0 m x 3.8 m; en un segundo tramo la torre esta inclinada hacia atrás con 17° y hacia adentro con 16° respecto a la vertical y tiene una sección rectangular hueca de 1.5 m x 3.8 m con 40 cm de espesor de pared; un tercer tramo de la torre está inclinada hacia atrás en 6° respecto a la vertical y tiene una sección rectangular hueca de 3.2 m x 3.8 m con espesor de pared de 40 y 60 cm, las dimensiones de este, también fueron condicionados por el espacio necesario para la instalación de los anclajes de los tirantes delanteros y estabilizadores; para contrarrestar las fuerzas que abren las piernas de la torre, fue necesario un tirante de



concreto armado en la parte inferior de la torre el que tiene una sección rectangular llena de 1.5 m x 1.2 m.

En el modelo matemático para representar los elementos de la torre se utilizó elementos barra discretizados a 25 cm. Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas fueron la carga muerta de elementos estructurales y no estructurales (DC); carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades (DW), carga viva del camión y tándem de diseño HL-93 (LL) con su respectiva sobrecarga de diseño (LS), impacto (IM) y factor de presencia múltiple (m); fuerza de frenado (BR); cargas de peatones (PL); temperatura uniforme (TU); efectos de la gradiente de temperatura (TG); cargas de viento (WS y WL) y los efectos sísmicos (EQ) para la zona sísmica 3. Las combinaciones de carga para los que se diseñó y verificó las secciones de la torre fueron los requeridos para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I; se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V, no son mayores en ningún caso al de Resistencia I, por lo que se obvió la verificación para estos; los factores de carga para estas combinaciones se encuentran en la Tabla 4.3.

El refuerzo longitudinal de los elementos estructurales de la torre fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión y fuerzas axiales que se presentaron en sus secciones simultáneamente, por lo que se diseñó las secciones por flexo compresión. Mientras que el refuerzo transversal fue dimensionado para resistir las fuerzas de torsión y corte en sus dos direcciones. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión, torsión y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Los resultados de las verificaciones están detallados en el Anexo J.

Figura 4.29

Envolvente de fuerza axial $F_x(t)$ en la torre, para el ELR I

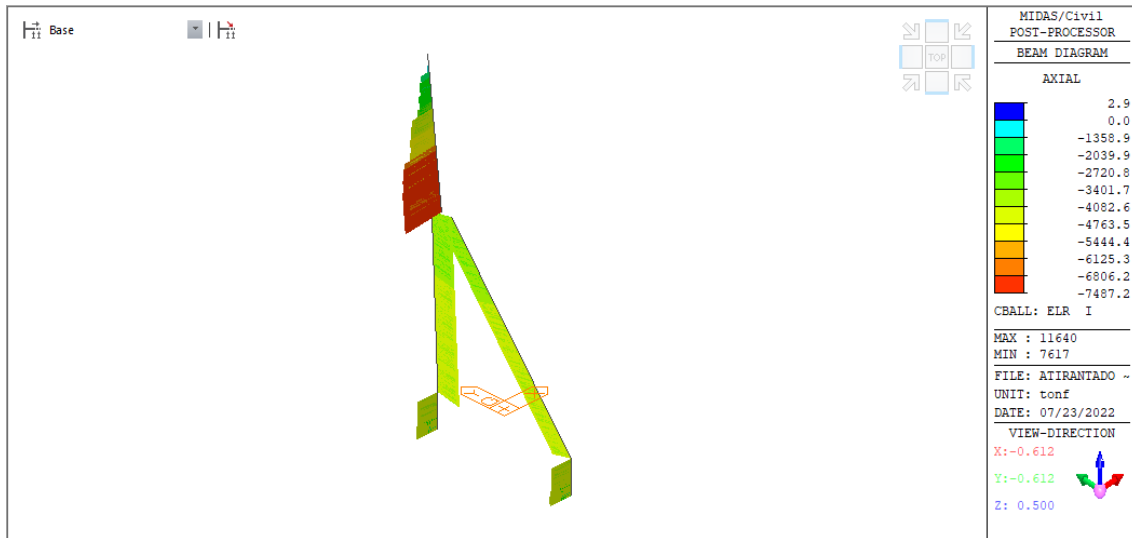


Figura 4.30

Envolvente de momentos flectores $M_{y-z}(t.m)$ en la torre, para el ELR I

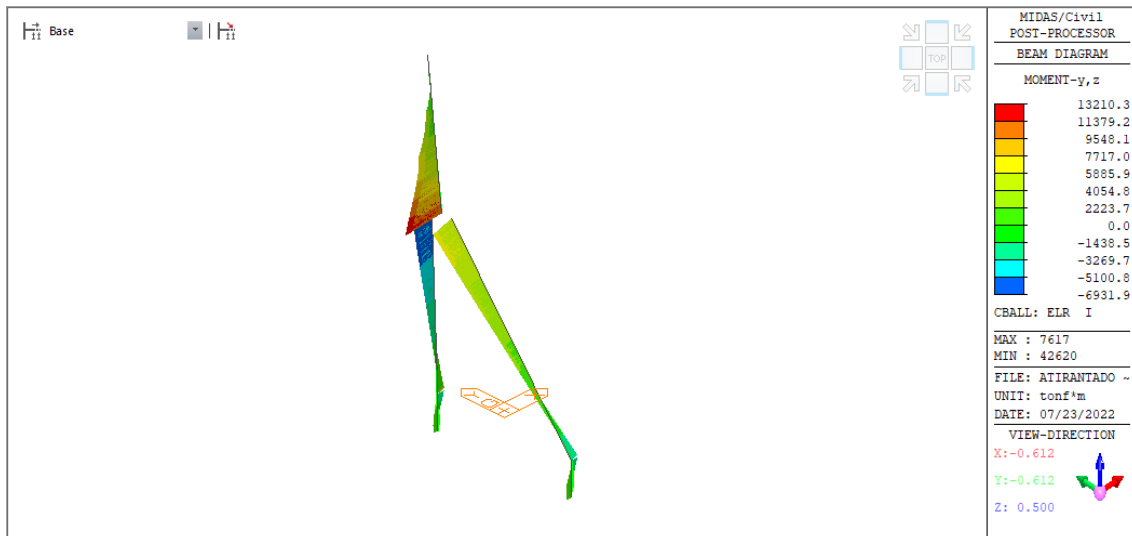


Figura 4.31

Envolvente de fuerzas cortantes V_{y-z} (t) en la torre, para el ELR I

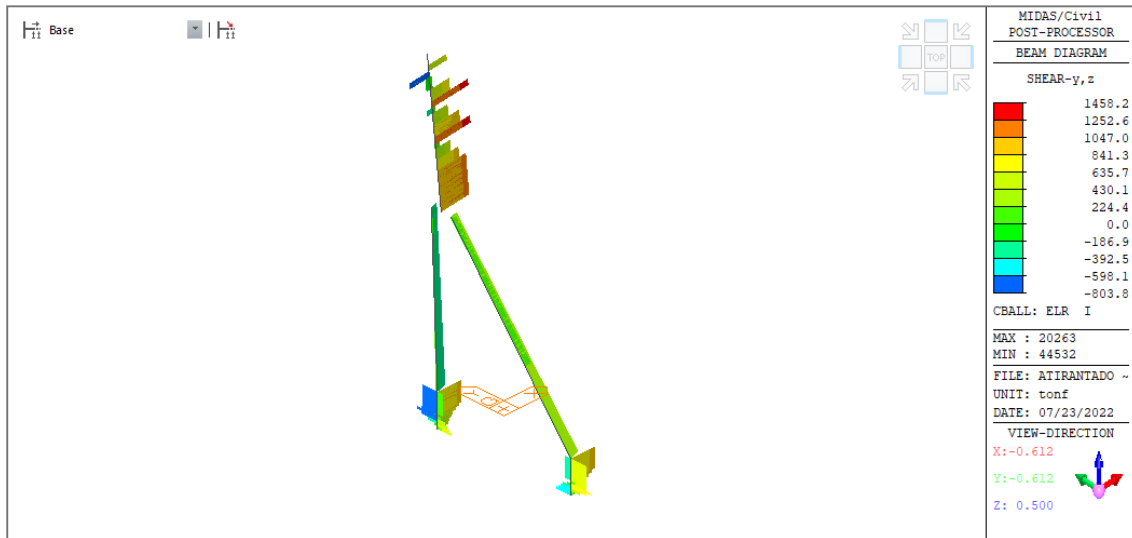
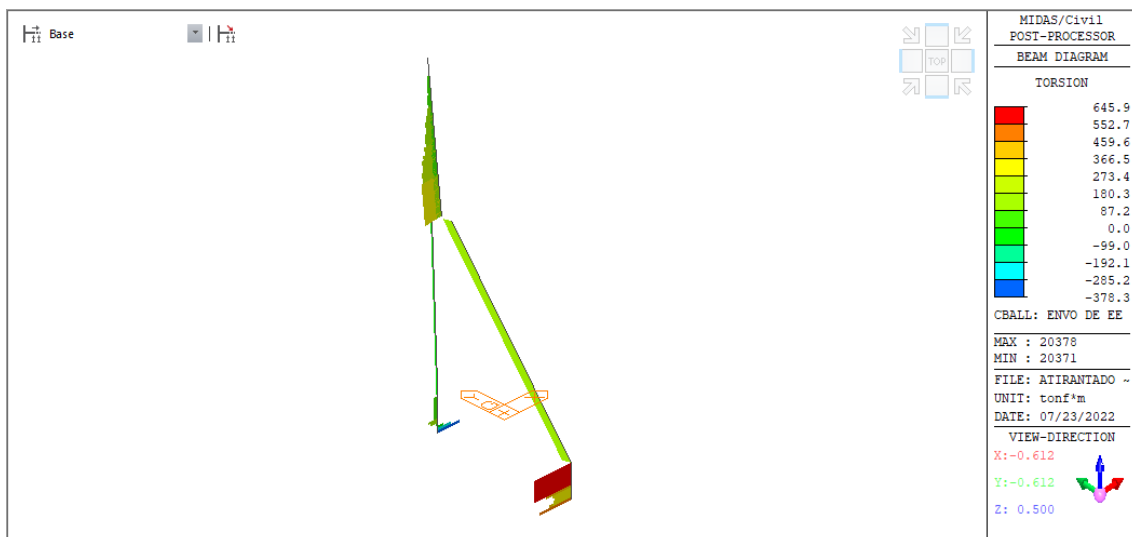


Figura 4.32

Envolvente de momentos torsores M_x (t.m) en la torre, para el EE I



Del Anexo J (ver J.1, J.2 y J.3). El primer tramo vertical de la torre tiene una cuantía para refuerzo longitudinal de 1.01%, debido a que las fuerzas de flexión en este tramo son relativamente pequeñas (como se muestra en la Figura 4.30), mientras que fue necesario una cantidad considerable de acero transversal, para resistir las fuerzas de torsión y cortante que tienen resultantes altas en el estado límite de Resistencia I y Evento Extremo I (como se muestran en la Figura 4.31 y Figura 4.32). En el segundo tramo de la torre, con dos inclinaciones, la sección inferior presenta una cuantía para refuerzo longitudinal de 1%, mientras que la sección superior de 2.23% debido a la presencia de

fuerzas de flexión altas en el estado límite de Resistencia I (como se muestra en la Figura 4.30); las solicitaciones para cortante y torsión fueron considerablemente bajas. En el tercer tramo de la torre, la sección inferior fue la más solicitada para fuerzas de flexo compresión (como se muestran en la Figura 4.29 y Figura 4.30) presentando una cuantía para acero longitudinal de 2.54%, y hubo una alta solicitación para fuerzas de corte en el estado límite de Resistencia I (como se muestra en la Figura 4.31), en el sentido longitudinal del puente, esto debido a la introducción de fuerzas por los tirantes. Mientras que, el tirante de concreto armado que une las torres cerca de su base presenta una cuantía para acero longitudinal de 2.91% (ver J.5 del Anexo J), necesario para resistir las solicitaciones en el estado límite de Resistencia I. El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal que se calculó en la torre de concreto armado del puente atirantado fue de 182.57 kg/m³.

4.4.10. Subestructura del Puente Atirantado

4.4.10.1. Puntal Inclinado Entre Tablero y Zapata

El puntal inclinado, de concreto de 35 MPa de resistencia a la compresión, es el elemento que une monólicamente las vigas longitudinales del tablero y los puntales enterrados que se conectan a la cámara de anclaje. Recibe las grandes fuerzas de compresión del tablero debido al atirantamiento y los traslada a la zapata de la torre, el mismo que es equilibrado con la fuerza de compresión que provienen de los puntales enterrados.

En el modelo matemático para representar el puntal inclinado, se utilizó elementos barra discretizados a 25 cm. Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas, fueron la carga muerta de elementos estructurales y no estructurales (DC); carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades (DW), carga viva del camión y tándem de diseño HL-93 (LL) con su respectiva sobrecarga de diseño (LS), impacto (IM) y factor de presencia múltiple (m); fuerza de frenado (BR); cargas de peatones (PL); temperatura uniforme (TU); efectos de la gradiente de temperatura (TG); cargas de viento (WS y WL) y los efectos sísmicos (EQ) para la zona sísmica 3. Las combinaciones de carga para los que se diseñó y verificó las secciones del puntal inclinado fueron los requeridos para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I; se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V no son

mayores en ningún caso al de Resistencia I, por lo que se obvió la verificación para estos; los factores de carga para estas combinaciones se encuentran en la Tabla 4.3.

El refuerzo longitudinal fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión y fuerzas axiales que se presentaron en sus secciones simultáneamente, por lo que se diseñó las secciones por flexo compresión. Mientras que el refuerzo transversal fue dimensionado para resistir las fuerzas de torsión y corte en sus dos direcciones. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión, torsión y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Los resultados de las verificaciones están mejor detallados en el Anexo J (ver J.4).

Figura 4.33

Envolvente de fuerza axial $F_x(t)$ en el puntal inclinado, para el EE I

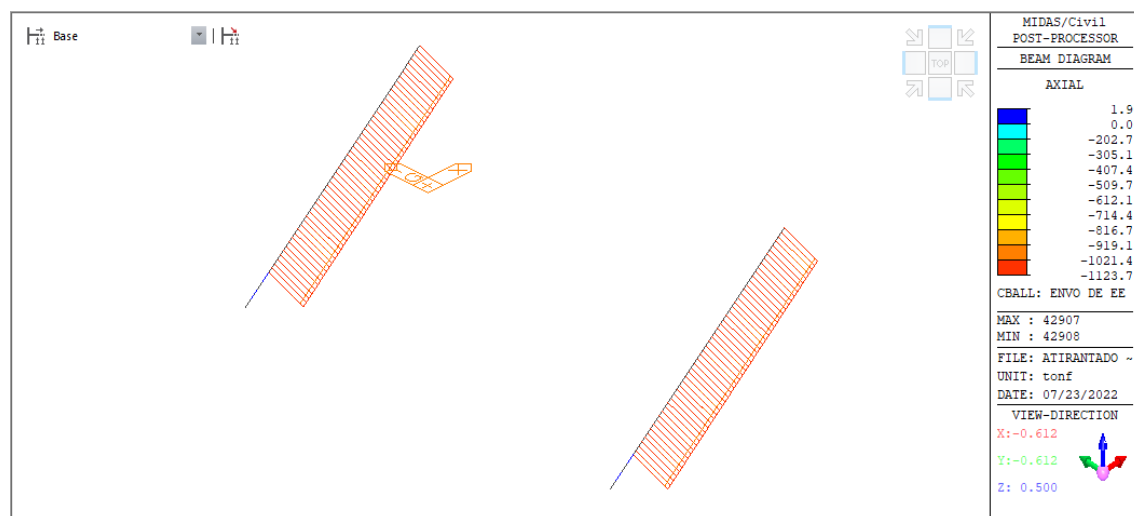


Figura 4.34

Envolvente de momentos flectores M_y (t.m) en el puntal inclinado, para el EE I

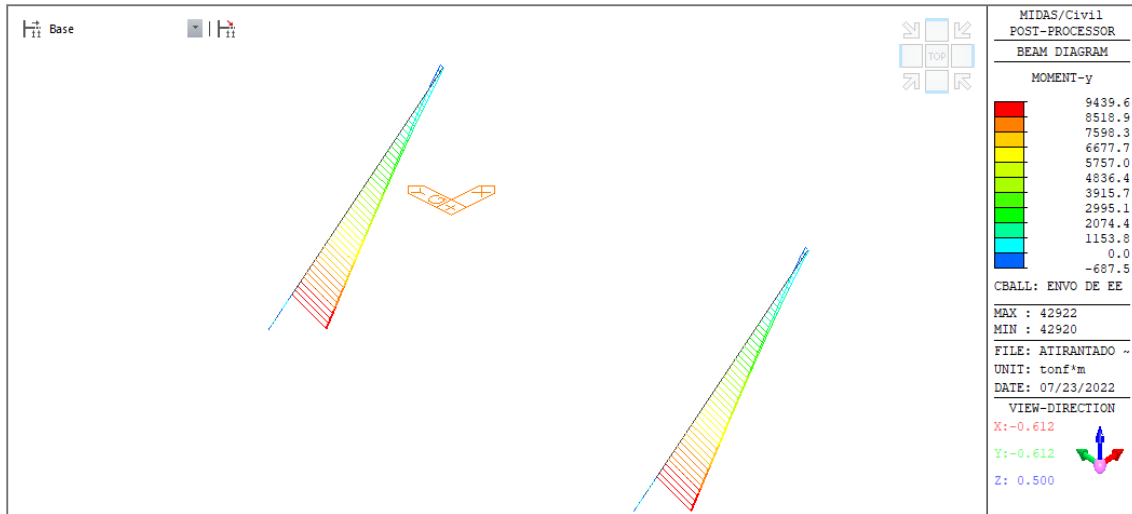


Figura 4.35

Envolvente de fuerzas cortantes V_z (t) en el puntal inclinado, para el EE I

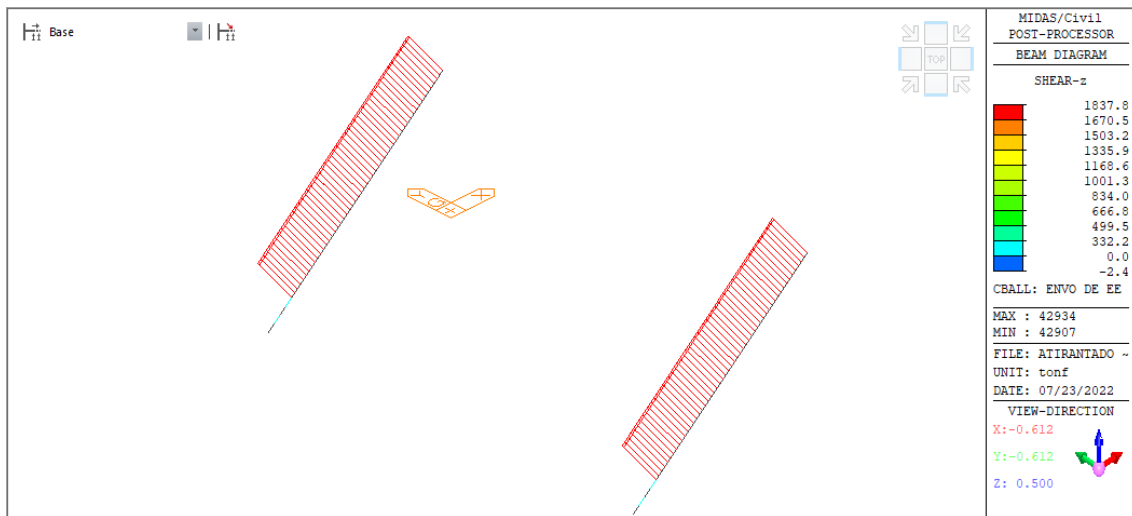
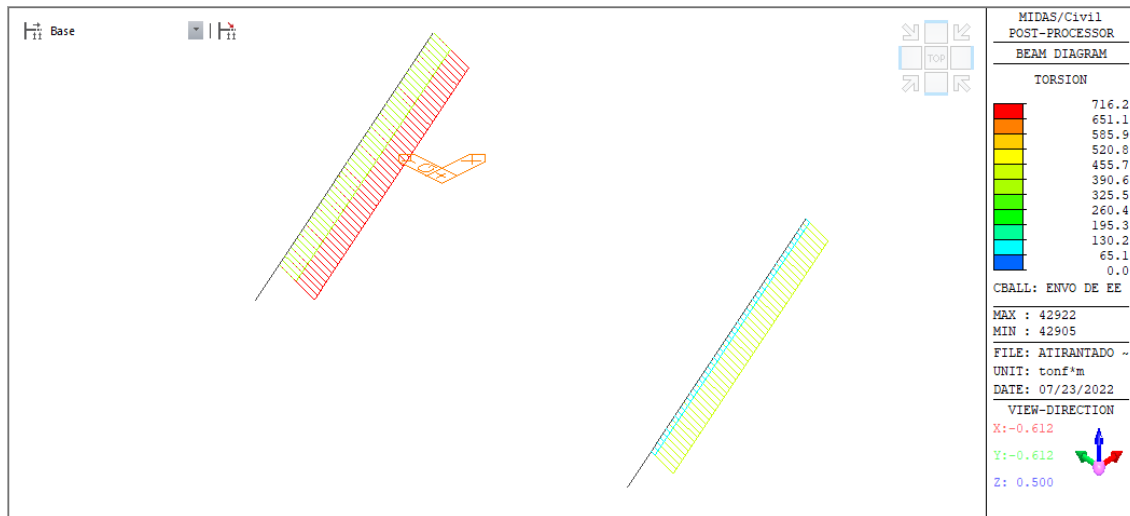


Figura 4.36

Envolvente de fuerzas de torsión M_x (t.m) en el puntal inclinado, para el EE I



Del Anexo J. La sección inferior del puntal inclinado tiene una cuantía para refuerzo longitudinal de 3.84%, valor alto debido a las fuerzas de flexo compresión resultantes del estado límite de Evento Extremo I (como se muestran en la Figura 4.33 y Figura 4.34). La sollicitación para flexión se reduce significativamente para la sección superior, en donde la cuantía para acero longitudinal es de 1.12%. Las fuerzas resultantes para torsión y cortante resultaron de la combinación de cargas para el estado límite de Evento Extremo I (como se muestran en la Figura 4.35 y Figura 4.36), se necesitó más refuerzo transversal para la cortante en la dirección Z. El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal que se calculó en el puntal inclinado de concreto armado del puente atirantado fue de 398.18 kg/m³.

4.4.10.2. Apoyos de Elastómero Reforzado

Los criterios que se utilizaron para seleccionar el elastómero reforzado, que es un bloque de elastómero vulcanizado reforzado internamente con placas de acero unidas químicamente, como apoyo fueron: la disponibilidad de ese tipo de apoyo en el mercado, larga vida útil, fiabilidad y ligereza; la facilidad de instalación, mantenimiento y reemplazabilidad. Sin embargo, Freyssinet (ver Anexo G) indica que la calidad de instalación es una condición vital para el funcionamiento eficiente y una calidad duradera. El elastómero reforzado permite resistir cargas verticales, la rotación en cualquier eje por deformación elástica y la traslación en todas las direcciones del plano. Y transmite de forma correcta las fuerzas de diseño y acomoda los movimientos de diseño derivados del

análisis estructural de un componente estructural a otro. En la etapa de análisis estructural se aseguró que no exista fuerzas de levantamiento en los apoyos.

En el puente atirantado el tipo de apoyo que se utilizó en concordancia con el Anexo G, fueron los apoyos de elastómeros reforzados con acero Tipo B. En nuestro estudio se consideró que el módulo de corte del elastómero es de 100 t/m^2 , valor que está dentro del rango especificado en el Artículo 14.7.5.2 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020).

La selección del elastómero se realizó de acuerdo a los valores de los desplazamientos, rotaciones y fuerza vertical de la Tabla 4.34, que corresponde a la combinación de carga del estado límite de Servicio I y Evento Extremo I. En la determinación de los desplazamientos y rotaciones se despreció los efectos que origina la carga permanente, podríamos decir que esto es lo correcto ya que la construcción del puente se realizará por voladizos sucesivos, que consistirá de construir el puente iniciando de la torre y culminando en el apoyo donde se encuentra con el estribo, es decir que mientras el puente se va construyendo mediante voladizos sucesivos los desplazamientos que llegaran al apoyo sobre el estribo por carga permanente se irán disipando hasta ser aproximadamente cero. Mientras que las cargas vivas con impacto, de temperatura uniforme, gradiente de temperatura y los efectos de viento ocasionaran aún desplazamientos y rotaciones.

Tabla 4.34

Deformaciones en los apoyos

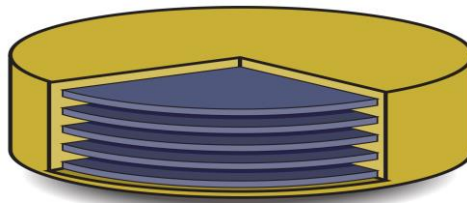
Combinación de carga	Desplazamientos (mm)			Rotaciones (rad)			Fuerzas (t)
	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz	Px
Apoyo Derecho – Fin							
Servicio I	46.09	64.10	0.00	-0.003	-0.009	0.001	163.1
Evento Extremo I	59.71	429.03	0.00	0.001	-0.002	0.004	243.1
Apoyo Izquierdo – Fin							
Servicio I	44.39	63.53	0.00	0.003	-0.009	0.001	166.1
Evento Extremo I	59.71	429.03	0.00	0.004	-0.002	0.004	243.1

De acuerdo a la *Tabla Dimensions* (pp. 4-5) (ver Anexo G), el elastómero reforzado elegido es de Tipo B, circular de 400 mm de diámetro, con capacidad de carga

vertical de 3220 kN, espesor de las capas de elastómero $t = 12$ mm, número de capas de elastómero $n = 5$, número de placas de refuerzo $n_s = 6$, espesor de la placa de refuerzo $t_s = 4$ mm, espesor total del apoyo $h_{rt} = 89$ mm, desplazamiento permitido de 65 mm y una rotación permitida de 0.012 rad. Los apoyos de elastómero reforzado Tipo B de Freyssinet están completamente recubiertos con una capa de 4mm lateralmente y 2.5mm en las partes superior e inferior, como se muestra en la Figura 4.37.

Figura 4.37

Apoyo circular Tipo B utilizado en el puente atirantado



Se utilizó las propiedades geométricas, ($D = 400$ mm, $A = 0.126$ m², $h_{rt} = 89$ mm) y el módulo de corte del elastómero reforzado igual a 100 t/m², para hallar la rigidez horizontal del apoyo. La rigidez horizontal del apoyo es igual a $K_n = GA/h_{rt} = 141.20$ t/m. La rigidez horizontal calculada fue insertada en el modelo matemático como elemento tipo resorte que restringe los movimientos en X y Y en los nudos donde se modelan los apoyos y para el desplazamiento vertical restringido se tomó $K_n \approx \infty$.

El elastómero reforzado, debido a su baja rigidez en comparación con la rigidez de las estructuras de concreto, permite disipar los desplazamientos de la subestructura hacia la superestructura durante algún evento sísmico. Sin embargo, de acuerdo a las dimensiones del elastómero y a la Tabla 4.34, el elastómero reforzado elegido no es suficiente para soportar los desplazamientos en el estado límite de Evento Extremo I, para el sismo de diseño, por lo que es necesario un estudio exhaustivo de estos aparatos de apoyo en una posterior etapa de estudio.

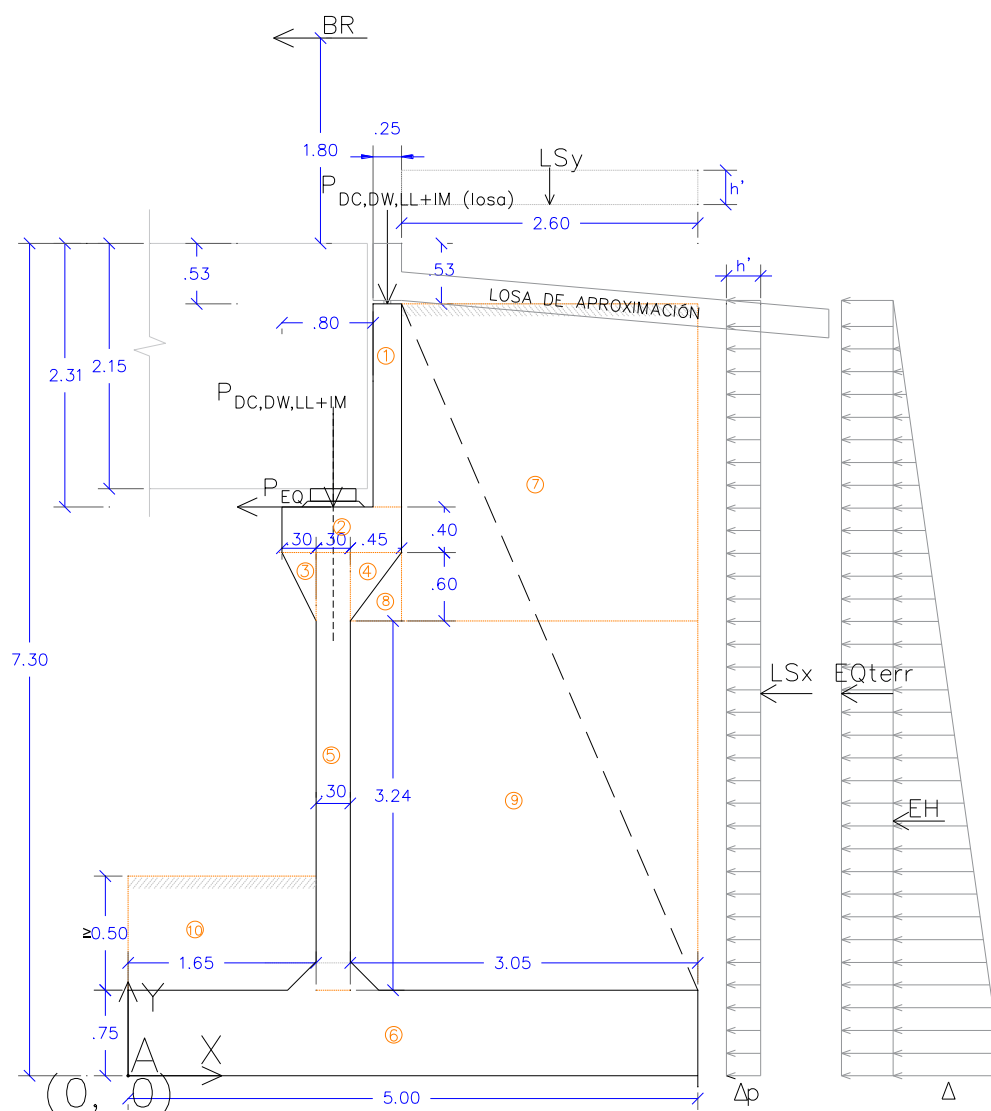
4.4.10.3. Estribo

En el puente atirantado, se planteó utilizar un estribo de gravedad al final del puente con tres contrafuertes y aleros laterales para proteger al terraplén de la erosión. La geometría del estribo es de acuerdo como se muestra en la Figura 4.38, donde la pantalla frontal tiene un espesor de 30 cm, los contrafuertes tienen un espesor de 30 cm, los aleros tienen un espesor de 30 cm, la zapata tiene una altura de 75 cm y un ancho de 5 m. El

material que se usó es el concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días y acero de refuerzo de Grado 60 de $f_y = 420$ MPa. La información geotécnica que se utilizó fue tomada del trabajo de investigación realizado por Chacón Rosello et al. (2015), y de acuerdo a los criterios de Capítulo 10 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020); se calculó una resistencia de carga nominal del suelo de 15.68 kg/cm^2 (ver Anexo M), también se calculó un módulo de balasto vertical de 1450 t/m^3 .

Figura 4.38

Estribo del puente en arco atirantado



El modelo matemático de interacción suelo estructura que se utilizó, fue tal que, el suelo que va estar en contacto con la estructura tenga que representarse a manera de resortes con rigidez equivalente al módulo de balasto vertical del suelo. Para fines de

análisis estructural, los elementos del estribo fueron modelados como elementos cáscara en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

Las fuerzas que fueron aplicadas están de acuerdo a lo descrito en el punto 4.4.4 de este trabajo; al Capítulo 11 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), (ver Anexo K.1). Para la verificación de estabilidad al vuelco y deslizamiento, tomando como punto de pivote el punto A de la Figura 4.38; se utilizó los factores de carga máximos para las cargas horizontales que generan el vuelco y deslizamiento en la base (LSx, EH, EQ y BR) (desestabilizadoras) y los factores de carga mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LSy) y de esta manera se maximizaron las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura; este estado límite fue denominado como Resistencia Ia. Para la verificación de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos; a este estado límite lo denominamos Resistencia Ib. Se realizó la verificación de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones en el estado límite de Evento Extremo I. Además, se realizó la verificación de las presiones en la base del estribo para el estado límite de Servicio I. Los factores de carga para las combinaciones expuestas están en la Tabla 4.35.

Tabla 4.35

Factores de carga utilizados

Estado límite	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia Ia	0.9	0.65	1.00	-	-	1.75	1.5	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.5	-	1.75	Presiones
Evento Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Presiones

Los resultados de las verificaciones por vuelco alrededor del punto A, se muestran en la Tabla 4.36, donde el estado límite más crítico es el de Evento Extremo I y se da cuando sobre el estribo también actúa la carga que le transmite la estructura del puente. En la Tabla 4.37 se muestra la verificación al deslizamiento de la base del estribo, resultando el estado límite Resistencia I el más crítico, en este caso los deslizamientos fueron más relevantes cuando sobre el estribo no actúan las cargas que se transmiten del puente. En la Tabla 4.38 se muestra los resultados de la verificación de las presiones

actuantes en la base del estribo, estas presiones fueron relevantes en el estado límite de Resistencia I, para el caso donde sobre el estribo están actuando las cargas que se transmiten del puente. Los resultados más desarrollados se muestran en el Anexo K (ver K.1) del presente trabajo.

Tabla 4.36

Vuelco alrededor del punto A (estribo con puente)

Estado	V_u (t/m)	M_{Vu} (t-m/m)	M_{Hu} (t-m/m)	$x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m)	$e = B/2 - x_o$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)	$e/e_{m\acute{a}x}$
Resistencia Ia	51.74	147.04	68.62	1.52	0.98	1.67	0.59
Evento Extremo I	65.17	176.10	79.24	1.49	1.01	1.84	0.55

Tabla 4.37

Deslizamiento en base del estribo (estribo sin puente)

Estado	V_u (t/m)	Resistente (t/m) R_R	Actuante (t/m) H_u	Ratio
Resistencia Ia	44.21	30.96	18.70	0.60
Evento Extremo I	46.95	32.87	19.56	0.59

Tabla 4.38

Presiones actuantes en la base (estribo con puente)

Estado	V_u (t/m)	M_{Vu} (t- m/m)	M_{Hu} (t- m/m)	$x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m)	$e = B/2 - x_o$ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$ (kg/cm ²)	q_R (kg/cm ²)	q/q_R
Resistencia Ib	107.81	281.63	68.62	1.98	0.52	2.73	8.62	0.32
Evento Extremo I	65.17	176.10	79.24	1.49	1.01	2.19	15.68	0.14
Servicio I	74.95	197.84	42.56	2.07	0.43	1.81	15.68	0.12

En el contrafuerte, la pantalla del estribo y las zapatas; el refuerzo vertical y horizontal fueron dimensionados para resistir fuerzas de flexión. Los requisitos para el cálculo de la resistencia a flexión, y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, recubrimientos,



espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado.

El consumo de acero de refuerzo que se calculó en el estribo con sus respectivos aleros de concreto armado es de 71.84 kg/m^3 .

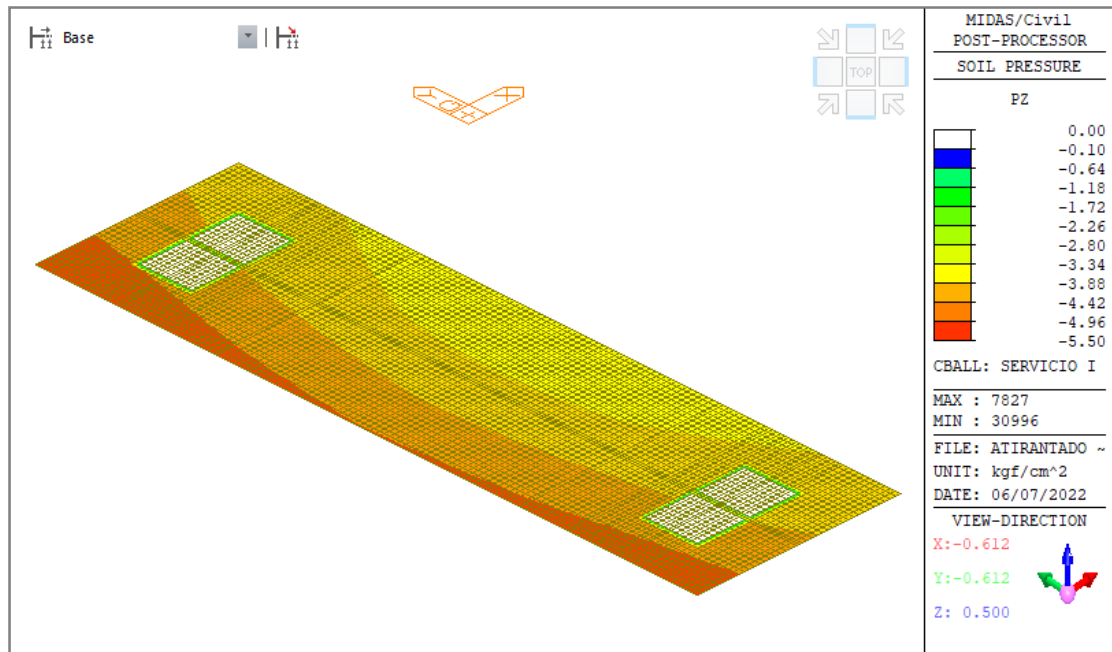
4.4.10.4. Zapata Combinada de la Torre

La zapata de la torre consta de una zapata combinada de $7.8 \times 25.4 \text{ m}$ y una altura de 3.8 m , esta es de concreto armado de 28 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días. La función de la zapata de la torre es transmitir las fuerzas verticales que la torre le transmite, también es un punto de apoyo para que las fuerzas horizontales del puntal inclinado y del puntal enterrado se equilibren. Se tuvo en cuenta, durante la concepción, que la zapata de la torre solo esté solicitada a fuerzas verticales, mas no a fuerzas horizontales, ya que de lo contrario sería necesario una zapata de grandes dimensiones o con condiciones especiales. La información geotécnica que se utilizó fue tomada del trabajo de investigación realizado por Chacón Rosello et al. (2015). Y de acuerdo a los criterios de Capítulo 10 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), se calculó una resistencia de carga nominal del suelo de 29.06 kg/cm^2 (Ver Anexo M), también se calculó un módulo de balasto vertical de 1500 t/m^3 .

En el modelo matemático, para representar la zapata combinada se utilizó elementos cáscara discretizados a 20 cm . Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas fueron las descritas en el punto 4.4.4. de este trabajo y se consideró que el puente se encuentra en la zona sísmica 3. Las combinaciones de carga que produjeron los máximos efectos fueron los de los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V no son mayores en ningún caso al de Resistencia I; los factores de carga para estas combinaciones se encuentran en la Tabla 4.3. Haciendo uso de la Figura 4.39, los momentos más altos en la dirección X-X se dio en el Estado Límite de Evento Extremo I y los momentos más altos en la dirección Y-Y se dio en el Estado Límite de Resistencia I; mientras que la fuerza cortante máxima se dio en el Estado Límite de Resistencia I, para resistir la fuerza resultante de corte vertical fue necesario el uso de acero transversal.

Figura 4.39

Presiones del suelo en la base de la zapata combinada de la torre



Nota. En la imagen se muestra el modelo matemático de la zapata combinada de 7.8 x 25.4 m, Y la envolvente total de las presiones del suelo para Servicio I, generado a partir de los modelos matemáticos en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

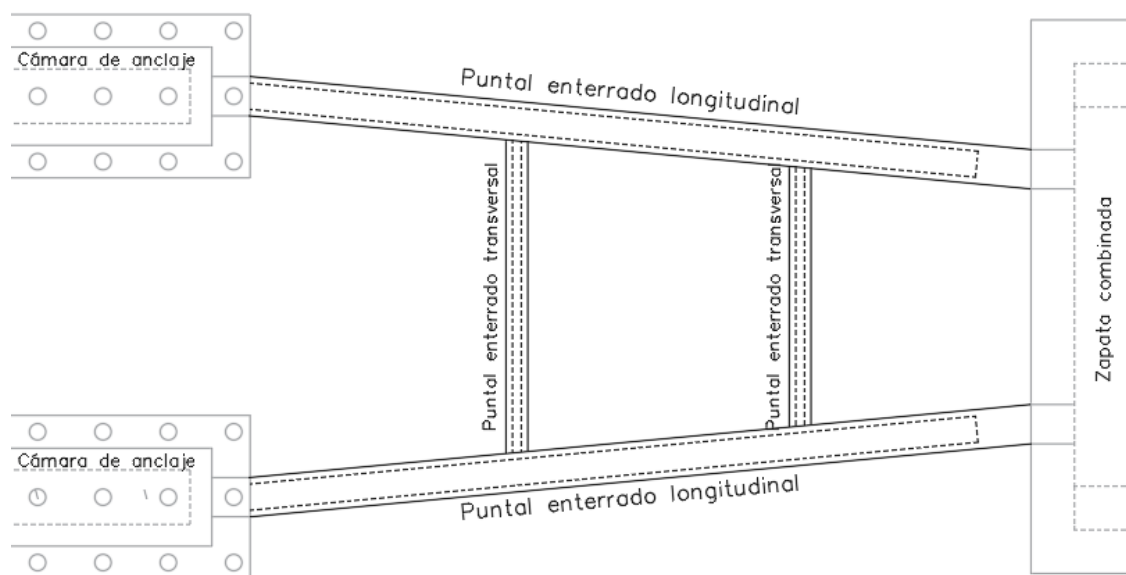
Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexión y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción del concreto, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Las presiones en la base de la zapata en el estado límite de Servicio I fueron menores a 5.50 kg/cm², como se muestra en la Figura 4.39; estas presiones son menores al esfuerzo admisible del suelo, es decir menores que $\phi_b q_n = 0.45 \times 29.06 \text{ kg/cm}^2 = 13.08 \text{ kg/cm}^2$, donde $\phi_b = 0.45$ es el factor de resistencia para resistencia geotécnica (AASHTO, 2020, p. 10.42) y q_n es la resistencia de carga nominal del suelo. El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal en la zapata combinada de concreto armado adoptado fue de 95.00 kg/m³.

4.4.10.5. Puntales Enterrados

Los puntales enterrados son elementos de concreto armado de 28 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días. Los puntales enterrados longitudinales, Figura 4.40, son elementos de sección hueca con dimensiones exteriores de 1.8 x 1.8 m y una pared de 30 cm de espesor, son elementos principalmente comprimidos que transmiten las fuerzas horizontales de las cámaras de anclaje a la zapata de la torre, en donde se equilibra con la fuerza horizontal proveniente del puntal inclinado. Y los puntales enterrados transversales, Figura 4.40, son elementos de sección hueca con dimensiones exteriores de 1.0 x 1.8 m con una pared de 30 cm de espesor, y son elementos que proporcionan estabilidad frente al pandeo a los puntales enterrados longitudinales.

Figura 4.40

Vista en planta de los puntales enterrados



En el modelo matemático, para representar los puntales enterrados se utilizaron elementos barra discretizados a 50 cm. Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas fueron las descritas en el punto 4.4.4. de este trabajo y se consideró que el puente se encuentra en la zona sísmica 3. Además, en el modelo matemático los puntales enterrados estuvieron apoyados sobre resortes que representan en suelo, estos resortes verticales tienen rigidez equivalente al módulo de balasto vertical del suelo de 1450 t/m^3 , valor que fue calculado a partir de la información geotécnica del trabajo de investigación realizado por Chacón Rosello et al. (2015). Las combinaciones de carga, de

acuerdo a la Tabla 4.3, para los que se diseñó y verificó las secciones del puntal enterrado longitudinal y transversal fueron los requeridos para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V no son mayores en ningún caso al de Resistencia I.

El refuerzo longitudinal fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión y fuerzas axiales que se presentaron en sus secciones simultáneamente, por lo que se diseñó las secciones por flexo compresión. Mientras que el refuerzo transversal fue dimensionado para resistir las fuerzas de torsión y corte en sus dos direcciones. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión, torsión y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Los resultados de las verificaciones están detallados en el Anexo J (Ver J.6, J.7 y J.8).

Del Anexo J. La sección del puntal enterrado longitudinal próxima a la zapata combinada, estuvo sujeta principalmente a los efectos de las fuerzas resultantes de la combinación de cargas en el Estado Límite de Evento Extremo I con el sismo en la dirección X-X. Por lo tanto, la totalidad del acero longitudinal fue dimensionado con las fuerzas resultantes del estado límite de Evento Extremo I (de acuerdo a las fuerzas resultantes mostradas en la Figura 4.41 y Figura 4.42), mientras que el acero transversal fue dimensionado con las fuerzas resultantes del estado límite de Resistencia I (de acuerdo a las fuerzas resultantes mostradas en la Figura 4.43). Mientras que el acero longitudinal y transversal de los puntales enterrados transversales fueron los mínimos requeridos de acuerdo a AASHTO (2020). El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal que se calculó en los puntales enterrados de concreto armado del puente atirantado fue de 210.29 kg/m^3 .

Figura 4.41

Envolvente de fuerzas axiales $F_x(t)$ en los puntales enterrados, para el EE I

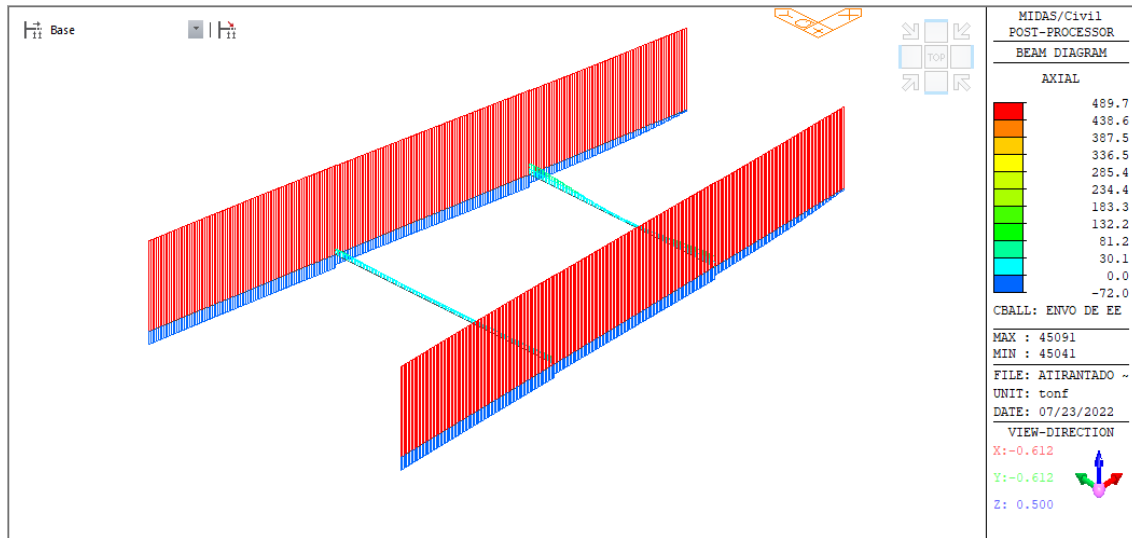


Figura 4.42

Envolvente de momentos flectores $M_y(t,m)$ en los puntales enterrados, para el EE I

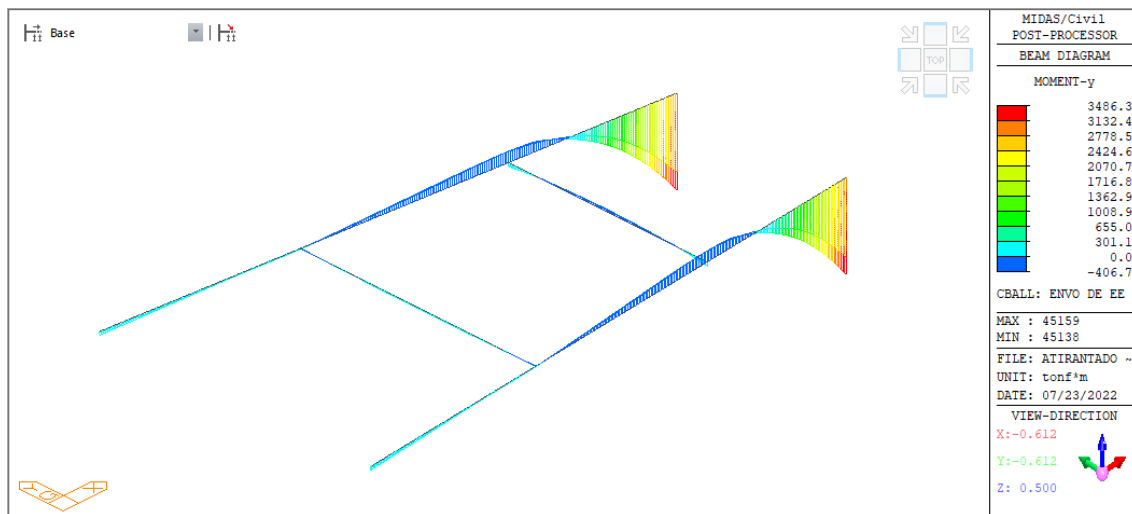
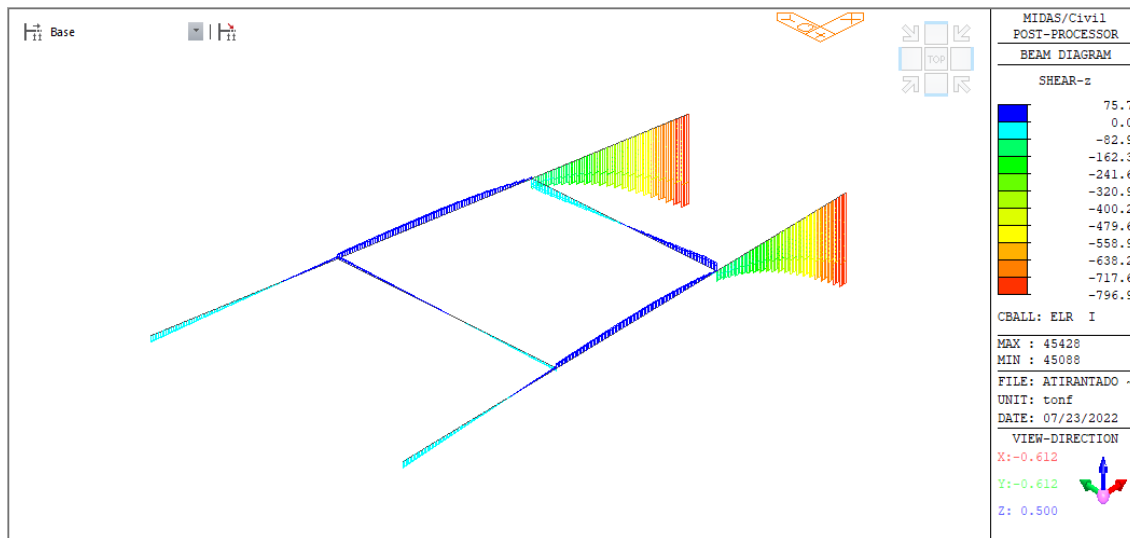


Figura 4.43

Envolvente de fuerzas cortantes $V_z(t)$ en los puntales enterrados, para el ELR I



4.4.10.6. Cámara de Anclaje

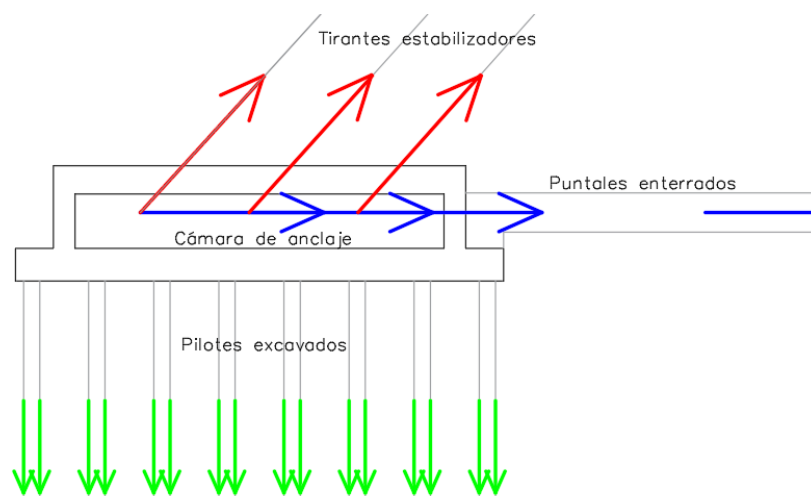
La cámara de anclaje es uno de los elementos más importantes de la subestructura del puente atirantado con una torre asimétrica, ya que en estos están instalados los tirantes estabilizadores provenientes de la torre, estas cámaras de anclaje tienen la tendencia a levantarse, Figura 4.44, debido a las fuerzas que le transmiten los tirantes estabilizadores, por lo tanto, sus paredes estarán sujetos a fuerzas de flexión y tracción. A través de la cámara de anclaje las fuerzas verticales de levantamiento serán transmitidas a los pilotes excavados y las fueras horizontales serán transmitidos a los puntales enterrados. Las cámaras de anclaje tienen dimensiones exteriores de 4.5 x 19.0 m y una altura de 3.8 m, tienen paredes de 1 m de espesor y una losa de techo de 1.3 m de espesor; además, la cámara de anclaje tiene una losa de concreto armado cuyas dimensiones son de 7.5 x 22.5 m y una altura de 1.5 m y contiene a su vez los cabezales de los pilotes excavados.

En el modelo matemático, para representar los elementos de la cámara de anclaje se utilizaron elementos cáscara discretizados a 25 cm. Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas fueron las descritas en el punto 4.4.4. de este trabajo y se consideró que el puente se encuentra en la zona sísmica 3. Las combinaciones de carga de acuerdo a la Tabla 4.3, para los que se verificó las secciones de la cámara de anclaje, fueron los requeridos para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V no son mayores en ningún caso al de Resistencia I. Los requisitos para el

cálculo de la resistencia de los elementos de la cámara de anclaje, fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. El consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal en la zapata combinada de concreto armado adoptado fue de 95.00 kg/m³.

Figura 4.44

Corte de la cámara de anclaje



Nota. Las flechas representan las fuerzas actuantes sobre la cámara de anclaje.

4.4.10.7. Losa de Aproximación

La losa de aproximación, tiene como principal finalidad el de mitigar los efectos de los desplazamientos diferenciales verticales que se producen entre la calzada de acceso del puente y el estribo en el que se apoya el tablero. Esto logrará más comodidad, seguridad del tránsito, favorece el comportamiento del terraplén inmediato al puente, y una transición adecuada entre la geometría de la calzada de la vía y del puente.

El acero de refuerzo de la losa de aproximación se diseñó de manera similar a la losa del puente, con la diferencia de que la losa de aproximación se modeló de tal manera que toda su superficie esté apoyada y que los apoyos representen el módulo de balasto vertical del suelo de 1450 t/m³. Se obtuvo una tasa de consumo de acero de refuerzo de 82.06 kg/m³.

4.4.11. Análisis y Diseño de los Pilotes Excavados

En el puente atirantado estudiado, los cables estabilizadores tienden a levantar la cámara de anclaje; para resistir esta fuerza de levantamiento no fue suficiente el peso propio de la cámara de anclaje porque se utilizó una cimentación profunda de tipo de pilotes excavados cuya separación de los pilotes de centro a centro es de 4 veces su diámetro. Por lo que una secuencia de su construcción en una etapa definitiva deberá ser descrita, mas no especificada (AASHTO, 2020).

Los pilotes están colocados de tal manera que forman un grupo de pilotes. Por lo que la distancia entre la cara de un pilote extremo y el borde del cabezal de los pilotes es mayor que 12 in o 30 cm (AASHTO, 2020). Y los pilotes quedaron suficientemente embebidos dentro del cabezal para desarrollar la resistencia estructural requerida. Se plantea que el pilote será manualmente inspeccionado. Por lo que el diámetro del pilote excavado no es menor de 30 in o 75 cm (AASHTO, 2020).

4.4.11.1. Verificación de la Capacidad Geotécnica de los Pilotes

Tabla 4.39

Factores de resistencia para la resistencia geotécnica de los pilotes excavados

Condición / Suelo / Método			Factor de resistencia
Resistencia nominal a la compresión axial de los pilotes excavados individuales, ϕ_{stat}	Resistencia del fuste en arenas	Método - β (Brown et al., 2010)	0.55
	Resistencia de la punta en arenas	Brown et al. (2010)	0.50
Resistencia al levantamiento de los pilotes excavados individuales, ϕ_{up}	Arenas	Método - β (Brown et al., 2010)	0.45
Resistencia al levantamiento del grupo, ϕ_{ug}	Arenas y arcillas		0.45

Nota. Tomado de la Tabla 10.5.5.2.4-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 10-50). Por la AASHTO (2020).

La verificación de la capacidad geotécnica de los pilotes excavados se realizó de acuerdo a los criterios del Capítulo 10 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*

(9na edición), por la AASHTO (2020). Por lo que se utilizaron los factores de resistencia de la Tabla 4.39.

4.4.11.1.1. Diseño para el Estado Límite de Resistencia

Resistencia Nominal a la Compresión Axial de un Solo Pilote Excavado

La resistencia factorada de pilotes excavados, R_R , fue tomada de acuerdo a la Ecuación 4.15.

$$R_R = \phi R_n = \phi_{qp} R_p + \phi_{qs} R_s \quad (4.15)$$

En el cual:

$$R_p = q_p A_p \quad (4.16)$$

$$R_s = q_s A_s \quad (4.17)$$

Donde:

R_p = resistencia nominal de la punta del pilote (kips).

R_s = resistencia nominal del fuste del pilote (kips).

ϕ_{qp} = factor de resistencia para la resistencia de punta del pilote, Tabla 4.39.

ϕ_{qs} = factor de resistencia para la resistencia de fuste del pilote, Tabla 4.39.

q_p = resistencia unitaria de punta (ksf).

q_s = resistencia unitaria del fuste (ksf).

A_p = área de la punta del pilote (ft²).

A_s = área del fuste del pilote (ft²).

Para el tipo de suelo en el que nos encontramos, que es un suelo no cohesivo de acuerdo a las clasificaciones realizadas por Chacón Rosello et al. (2015), haremos uso del artículo 10.8.3.5.2 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020).

Resistencia del Fuste

La resistencia del fuste de pilotes excavados individuales en suelos no cohesivos se determinará usando el método β (AASHTO, 2020, p. 10-141), que fue tomado de acuerdo a la Ecuación 4.18.

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (4.18)$$

En el cual:

$$\beta = \left(1 - \sin \phi'_f\right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}\right)^{\sin \phi'_f} \tan \phi'_f \quad (4.19)$$

Donde:

β = coeficiente de transferencia de carga (adimensional).

ϕ'_f = ángulo de fricción del suelo no cohesivo ($^\circ$).

σ'_p = esfuerzo efectivo de preconsolidación vertical.

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo en el punto medio de la altura del estrato.

La correlación para el ángulo de fricción efectivo del suelo para su uso en las ecuaciones anteriores se tomó de acuerdo a la Ecuación 4.20.

$$\phi'_f = 27.5 + 9.2 \log[(N_1)_{60}] \quad (4.20)$$

Donde:

$(N_1)_{60}$ = SPT – N valor corregido para esfuerzo de sobrecarga efectivo.

El esfuerzo efectivo de preconsolidación σ'_p fue aproximado a través de la correlación con SPT – N valores, como sigue:

Para arenas:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.47(N_{60})^m \quad (4.21)$$

Donde:

$m = 0.6$ para las arenas cuarcíticas limpias.

$m = 0.8$ para las arenas limosas o limos arenosos.

p_a = presión atmosférica (misma unidad que σ'_p).

Para los suelos con grava:

$$\frac{\sigma'_p}{p_a} = 0.15(N_{60}) \quad (4.22)$$

Cuando se utiliza una camisa permanente, la resistencia lateral debe ser ajustada con la consideración del tipo y la longitud de la camisa a ser utilizada, y como este será instalado (AASHTO, 2020)

Resistencia de la Punta

La resistencia de punta nominal, q_p , en ksf, para pilotes excavados en suelos no cohesivos, debe ser tomado como describe el método en Brown et al. (2010) como cita AASHTO (2020) (p. 10-142):

$$\text{Si } N_{60} \leq 50, \text{ entonces } q_p = 1.2N_{60}$$

Donde: N_{60} = número de golpes promedio del SPT (corregidos solamente por eficiencia del martillo) en la zona de diseño, bajo consideración golpes/ft).

El valor de q_p fue limitado a 60 ksf, a no ser que valores más grandes puedan estar justificados mediante pruebas de carga.

En la Tabla 4.40, se muestra la resistencia geotécnica factorada de un solo pilote excavado para fuerzas de compresión axial y fuerzas de levantamiento. En este caso de cimentación profunda estudiada; la resistencia geotécnica a la compresión axial de un solo pilote excavado de 10 metros de longitud es de 111.3 t y la resistencia geotécnica al levantamiento del mismo pilote excavado es de 71.4 t. Estas resistencias se calcularon para un nivel de desplante de los pilotes excavados de 17.4 m debajo del nivel del terreno natural.

Tabla 4.40

Resistencia geotécnica factorada de un solo pilote excavado

Datos del suelo por Chacón Rosello et al. (2015)				β	q_s	R_s en tramo de 60 cm	R_s (Σ)	Levanta miento $\phi_{up} \times R_s$	Compresión			
Profun didad	P.E.	TIPO	N (SPT)						ϕ_{stat} (side) X R_s	ϕ_{stat} (tip) X R_p	R_R	
m	t/m ³		N ^o		t/m ²	t	T	t	t	t	t	
0.6	1.65	GM	5.0	0.920	0.91							
1.2	1.65	GM	10.0	0.979	1.94							
1.8	1.65	GM	6.0	0.536	1.59							
2.4	1.48	SP	4.0	0.532	1.89							
3.0	1.48	SP	7.0	0.590	2.62							
3.6	1.48	SP	9.0	0.588	3.13							
4.2	1.48	SP	12.0	0.605	3.76							
4.8	1.48	SP	10.0	0.515	3.66							
5.4	1.76	GW	11.0	0.405	3.64							
6.0	1.76	GW	15.0	0.479	4.54							
6.6	1.76	GW	21.0	0.583	5.78							
7.2	1.76	GW	20.0	0.548	5.68							
7.8	1.76	GW	21.0	0.551	5.96	8.43	8.4	3.8	4.6	24.1	28.7	
8.4	1.76	GW	21.0	0.536	6.05	8.56	17.0	7.6	9.3	24.1	33.4	
9.0	1.76	GW	21.0	0.523	6.14	8.68	25.7	11.5	14.1	24.1	38.2	
9.6	1.76	GW	21.0	0.510	6.22	8.79	34.5	15.5	19.0	24.1	43.0	
10.2	1.76	GW	21.0	0.498	6.30	8.91	43.4	19.5	23.9	24.1	47.9	
10.8	1.76	GW	21.0	0.487	6.38	9.02	52.4	23.6	28.8	24.1	52.9	
11.4	1.76	GW	21.0	0.476	6.46	9.14	61.5	27.7	33.8	24.1	57.9	
12.0	1.76	GW	21.0	0.466	6.54	9.25	70.8	31.8	38.9	24.1	63.0	
12.6	1.76	GW	21.0	0.457	6.62	9.35	80.1	36.1	44.1	24.1	68.1	
13.2	1.76	GW	21.0	0.448	6.69	9.46	89.6	40.3	49.3	24.1	73.3	
13.8	1.76	GW	21.0	0.440	6.76	9.56	99.1	44.6	54.5	24.1	78.6	
14.4	1.76	GW	21.0	0.431	6.84	9.66	108.8	49.0	59.8	24.1	83.9	
15.0	1.76	GW	21.0	0.424	6.91	9.77	118.6	53.4	65.2	24.1	89.3	
15.6	1.76	GW	21.0	0.416	6.98	9.86	128.4	57.8	70.6	24.1	94.7	
16.2	1.76	GW	21.0	0.409	7.05	9.96	138.4	62.3	76.1	24.1	100.2	
16.8	1.76	GW	21.0	0.403	7.12	10.06	148.5	66.8	81.7	24.1	105.7	
17.4	1.76	GW	21.0	0.396	7.18	10.15	158.6	71.4	87.2	24.1	111.3	
18.0	1.76	GW	21.0	0.390	7.25	10.25	168.9	76.0	92.9	24.1	117.0	

Nota 1. En el Anexo H. del presente trabajo se encuentra la misma tabla desarrollada.

Nota 2. Para profundidades que no fueron exploradas por Chacón Rosello et al. (2015), se consideró que las propiedades geotécnicas son iguales a la última capa de suelo explorado. Este criterio da resultados conservadores.

Tabla 4.41

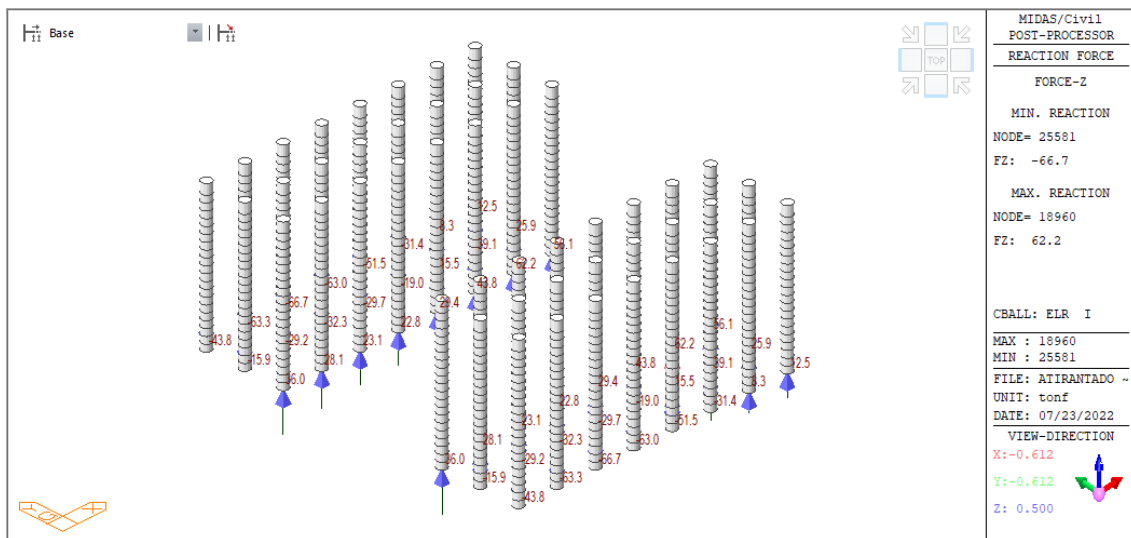
Verificación de la resistencia geotécnica individual de los pilotes excavados

	Levantamiento		Compresión	
	L_U (t)	$L_U/\phi L_n$	C_U (t)	$C_U/\phi C_n$
ELR I	66.7	0.93	62.2	0.56
ELR III	51.9	0.73	66.5	0.60
ELR V	65.6	0.92	64.9	0.58

En la Tabla 4.41, podemos ver las fuerzas de levantamiento y de compresión máximas de los pilotes más críticos, en cada estado límite de resistencia estudiado, en donde la resistencia al levantamiento de los pilotes individuales fue determinante para su dimensionamiento; en la Figura 4.45, se muestran los resultados de la fuerza de levantamiento o compresión solicitante para el ELR I (Las reacciones negativas sugieren levantamiento del pilote, las reacciones positivas sugieren compresión en la base del pilote). Cabe mencionar que hubo pilotes solicitados al levantamiento y otros a compresión, esto debido a que las cargas que introducen los tirantes estabilizadores llegan con cierto ángulo de inclinación, esto hace que los pilotes del frente se compriman y los pilotes traseros se levanten.

Figura 4.45

Envolvente de reacciones R_z (t) en los pilotes, para el ELR I



Resistencia de un Grupo de Pilotes Excavados en Suelos no Cohesivos

La resistencia geotécnica a la compresión del grupo de pilotes excavados fue la suma de las resistencias individuales de los pilotes reducidos por el factor de ajuste η , tomado de la Tabla 10.8.3.6.3-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 10-148) por la AASHTO (2020), para nuestro caso η es igual a 1.0.

Mientras que la resistencia geotécnica factorada al levantamiento del grupo de pilotes, fue tomado como:

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{ug} R_{ug} \quad (4.23)$$

Donde:

R_{ug} = resistencia nominal contra el levantamiento del grupo de pilotes

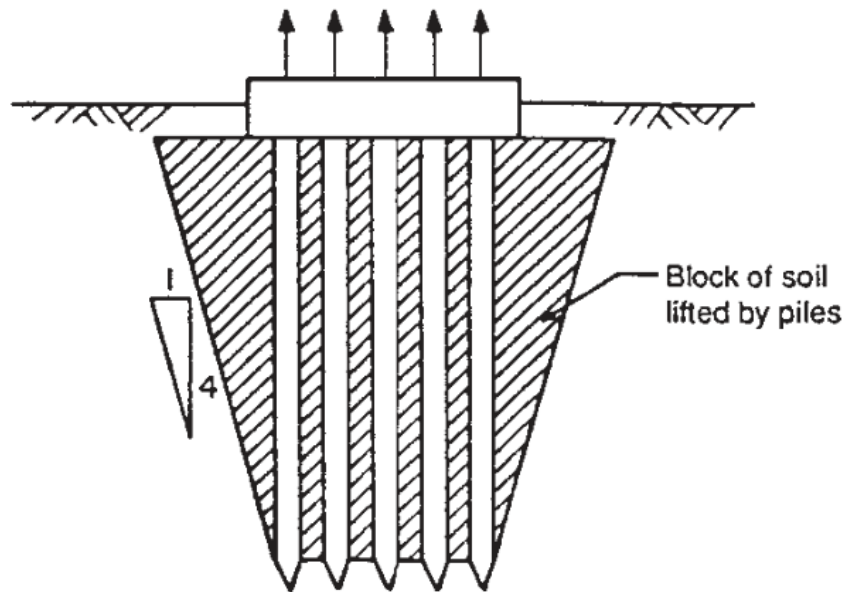
φ_{ug} = factor de resistencia especificado en Tabla 4.39

La resistencia contra el levantamiento R_{ug} de un grupo de pilotes fue tomado como el menor de:

- La suma de las resistencias factoradas de los pilotes excavados individuales contra el levantamiento. Esto es igual al producto del número de pilotes y la resistencia factorada al levantamiento de un pilote individual (Tabla 4.40), este producto es igual a 1713.6 t. El peso del concreto de la cámara de anclaje y los pilotes aportan 2933.0 t adicionales. En este primer caso hay un total son 4646.6 t del grupo de pilotes que resisten el levantamiento.
- La resistencia contra el levantamiento del grupo de pilotes considerado como un bloque. Se determinó considerando el peso del bloque de suelo que será levantado, de acuerdo a la Figura 4.46, utilizando los pesos unitarios sumergidos del suelo. Esto resultó en un volumen de suelo de 2034.7 m³ que equivale a un peso de 3581.1 t reducido por $\varphi_{ug} = 0.45$ (de acuerdo a la Tabla 4.39) resulta una resistencia factorada al levantamiento de 1611.5 t. El peso del concreto de la cámara de anclaje y los pilotes aportan 2933.0 t adicionales. En este segundo caso hay un total son 4544.5 t del grupo de pilotes que resisten el levantamiento.

Figura 4.46

Levantamiento de un grupo de pilotes estrechamente espaciados en suelos no cohesivos



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 10-121). Por la AASHTO (2020).

Las fuerzas de levantamiento del grupo de pilotes, R_U , en los estados límites de Resistencia I, Resistencia III y Resistencia V son 2103.8 t, 1874.5 t y 2056.4 t respectivamente; comparándolos con la resistencia R_R menor calculada igual a 4544.5 t, se tienen relaciones de R_U / R_R iguales a 0.46, 0.41 y 0.45 respectivamente. Por lo que la resistencia al levantamiento del grupo de pilotes es considerablemente alta.

Para la verificación en el estado límite de evento extremo de los pilotes individuales y del grupo de pilotes, AASHTO (2020) nos da el factor de resistencia de 1.0 para calcular la resistencia factorada a compresión axial y el factor de resistencia de 0.8 para calcular la resistencia factorada al levantamiento. En la Tabla 4.42 se muestran los resultados de la verificación por evento extremo en donde se puede ver que este estado límite no modificó las dimensiones de los pilotes excavados.

Tabla 4.42

Verificación de la resistencia geotécnica en el estado límite de Evento Extremo I de los pilotes excavados

	Solicitud (t)	Resistencia (t)	Ratio
Levantamiento del grupo de pilotes	1846.4	5797.9	0.32
Compresión de un pilote individual	16.9	206.7	0.08
Levantamiento de un pilote individual	126.0	126.9	0.99

Diseño del Refuerzo de los Pilotes

Los pilotes son de concreto armado tienen un diámetro de 75 cm y una longitud de 10 m, en el modelo matemático fueron representados por elementos barra discretizados a 50 cm. Se utilizaron apoyos que representen las restricciones que el suelo aporta horizontalmente a los pilotes; aplicando módulos de balasto en función a la profundidad, en donde $K_h = 3520 \text{ t/m}^3$ de 0 a 2.5m de profundidad relativa del pilote, $K_h = 5450 \text{ t/m}^3$ de 2.5 a 6.0m de profundidad relativa del pilote y $K_h = 6510 \text{ t/m}^3$ de 6.0 a 10.0 m de profundidad relativa del pilote. Los módulos de balasto fueron calculados a partir de los datos geotécnicos proporcionados por Chacón Rosello et al. (2015).

Las cargas que se aplicaron fueron las descritas en el punto 4.4.4. de este trabajo. Las resultantes de fuerzas últimas fueron tomadas de los elementos más solicitados para las combinaciones de carga en los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, de acuerdo a la Tabla 4.3. Se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V en ningún caso son mayores al de Resistencia I, por lo que se obvió la verificación para estos.

Los requisitos para el cálculo de la resistencia de la sección de concreto armado fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado. Los resultados de las verificaciones están mejor detallados en el Anexo J.

Figura 4.47

Envolvente de fuerzas axiales $F_x(t)$ en los pilotes excavados, para el EE I

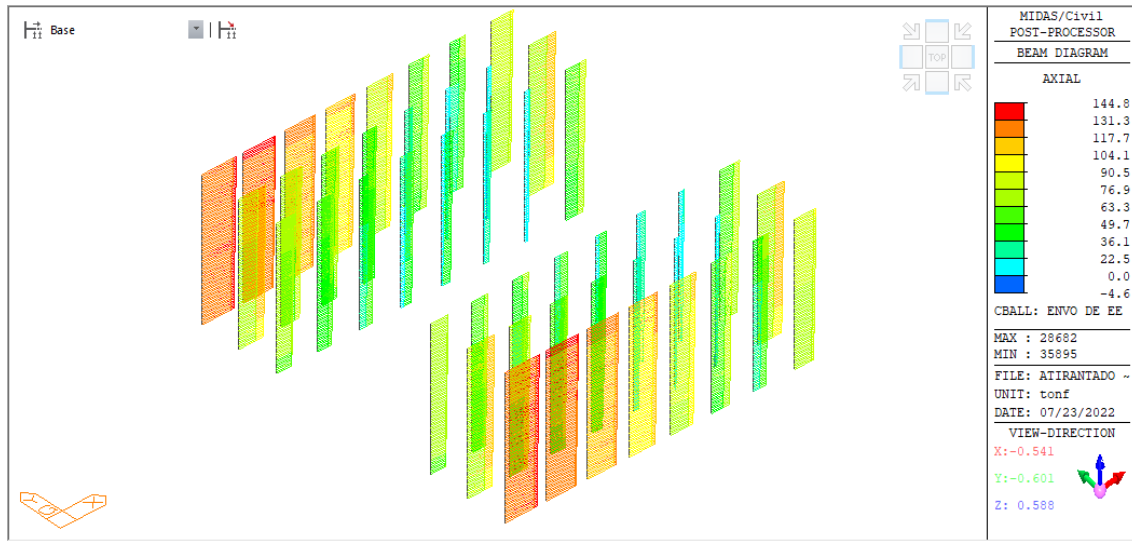
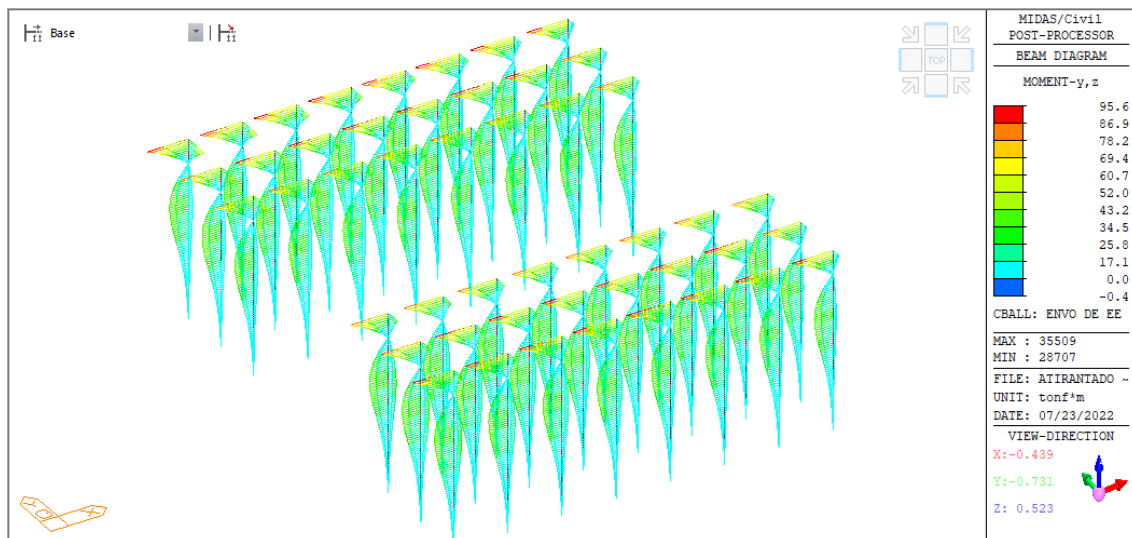


Figura 4.48

Envolvente de momentos flectores M_{y-z} (t.m) en los pilotes excavados, para el EE I

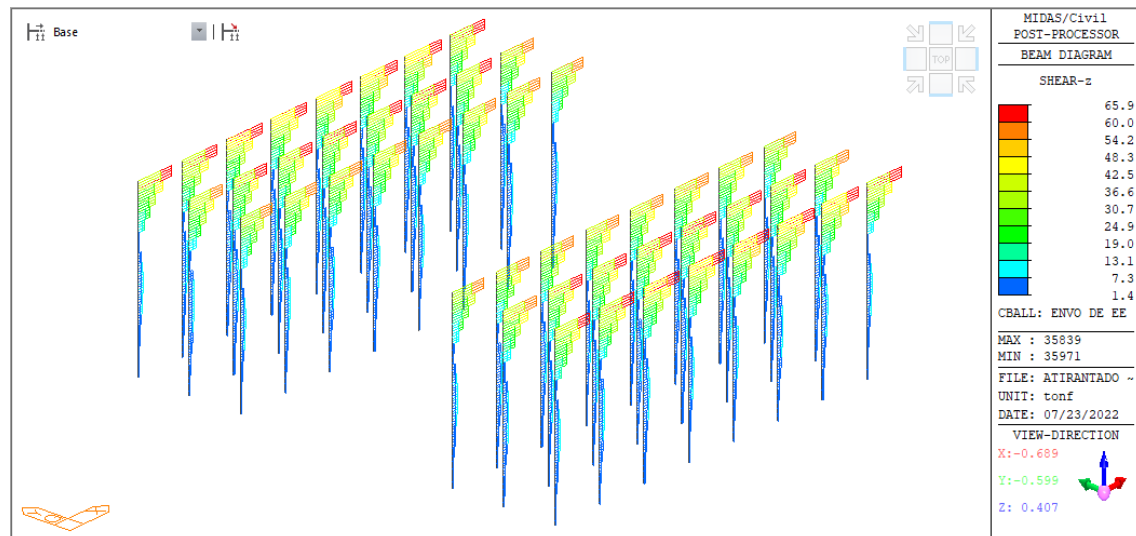


De acuerdo al Anexo J (ver J.14), la porción superior de los pilotes excavados son las más solicitadas, tuvieron una cuantía de acero longitudinal de 3.64%, las fuerzas de flexión y de corte van decreciendo hasta aproximarse a cero mientras se va profundizando en los pilotes. Cabe mencionar el estado límite de Evento Extremo I, fue el que determinó el dimensionamiento del acero longitudinal y transversal en los pilotes excavados, los diagramas resultantes en los pilotes de fuerzas axiales, de momentos flectores y fuerzas cortantes se muestran en la Figura 4.47, Figura 4.48 y Figura 4.49 respectivamente. El

consumo de acero de refuerzo longitudinal y transversal calculado en los pilotes excavados del puente atirantado fue de 212.22 kg/m^3 .

Figura 4.49

Envolvente de fuerzas cortantes $V_z(t)$ en los pilotes excavados, para el EE I

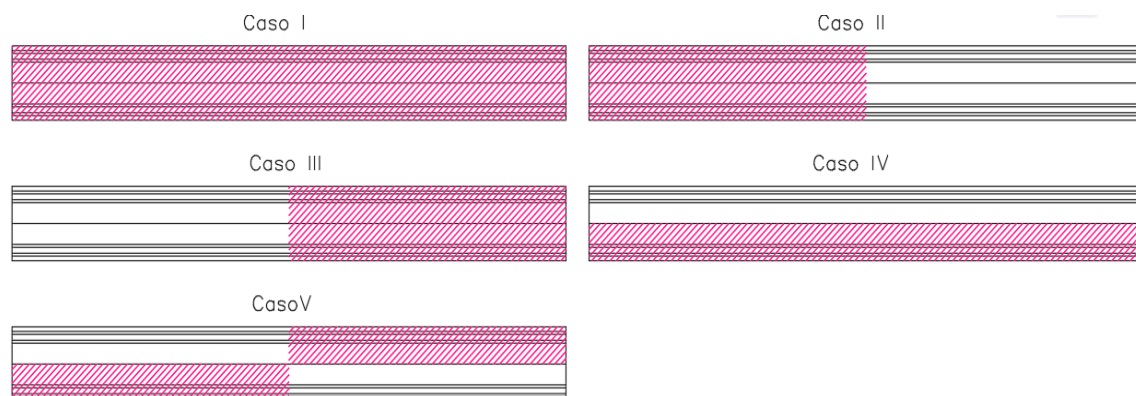


4.4.12. Análisis de Pandeo

El análisis de pandeo fue importante en los elementos comprimidos propensos a pandearse; como la torre y las vigas longitudinales del tablero. La verificación del pandeo de los elementos mencionados se realizó con diferentes distribuciones de carga sobre el tablero, como se muestra en la Figura 4.50.

Figura 4.50

Distribuciones de carga unitaria, para investigar la inestabilidad por pandeo



El análisis por pandeo lineal se realizó en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2.* en donde se consideró como carga constante las cargas permanentes, y como carga

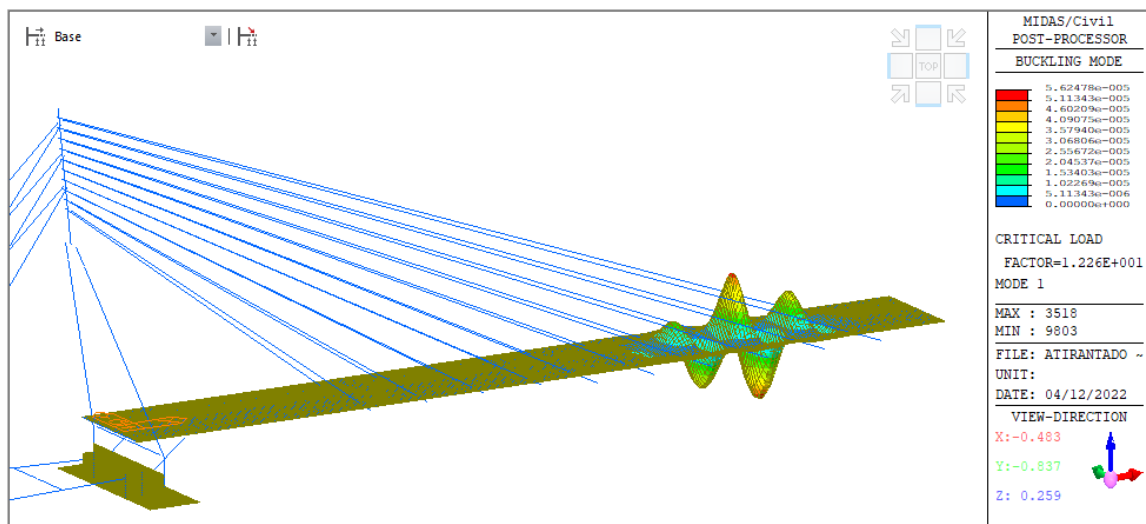
variable que produce el pandeo las distintas distribuciones de carga de la Figura 4.50 con una intensidad de 1 t/m^2 . El factor de seguridad resulta de la división de la carga crítica hallada en el modelo para los diferentes modos de pandeo y la carga viva aplicada al puente por metro cuadrado que es igual a 0.25 t/m^2 .

En todos los casos, de acuerdo a la Figura 4.51, la losa de concreto comprimida es el primer elemento que presenta pandeo, esto no es correcto porque no se analizó las losas a compresión, se deberían de buscar los modos de pandeo que pandeen la viga, la torre, el puntal inclinado o los puntales enterrados. Sin embargo, no es necesario ya que las cargas que producen los primeros modos de pandeo, de acuerdo a la Tabla 4.43, son muy altas; por lo que la estructura, así como la torre y las vigas longitudinales son seguras al pandeo.

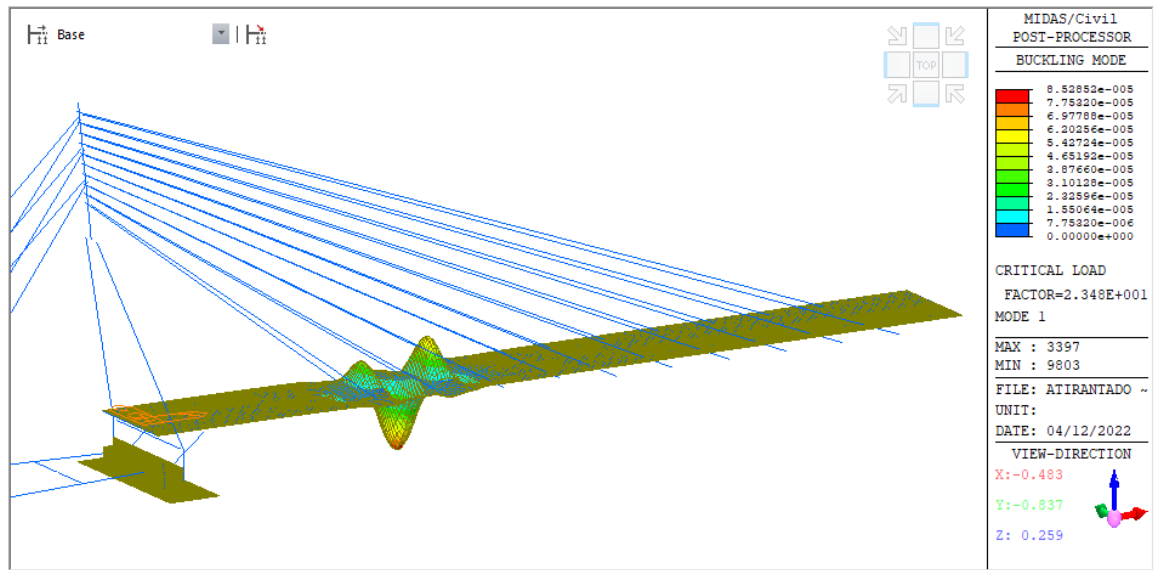
Figura 4.51

Modos de pandeo

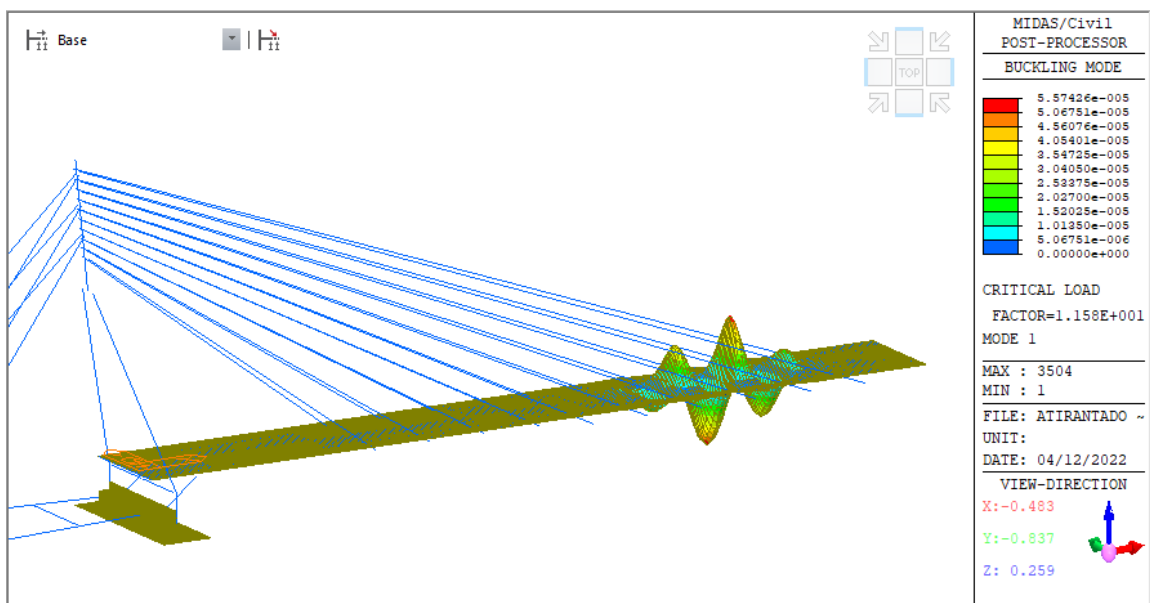
4.51a. Primer modo de pandeo del Caso I, para la carga variable unitaria distribuida en todo el tablero.



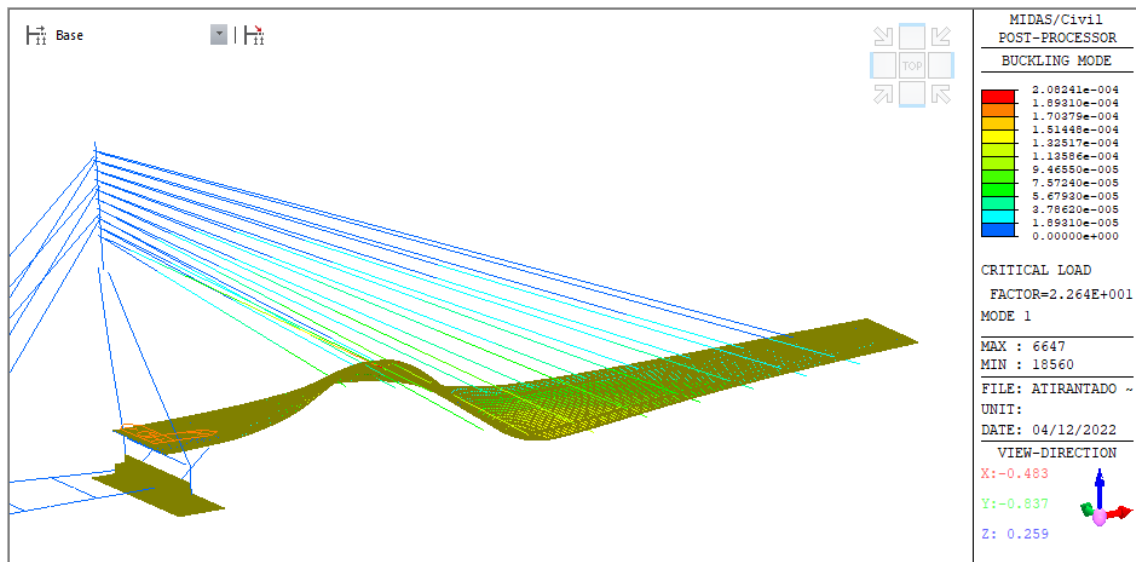
4.51b. Primer modo de pandeo del Caso II, para la carga variable unitaria distribuida en la primera mitad del tablero.



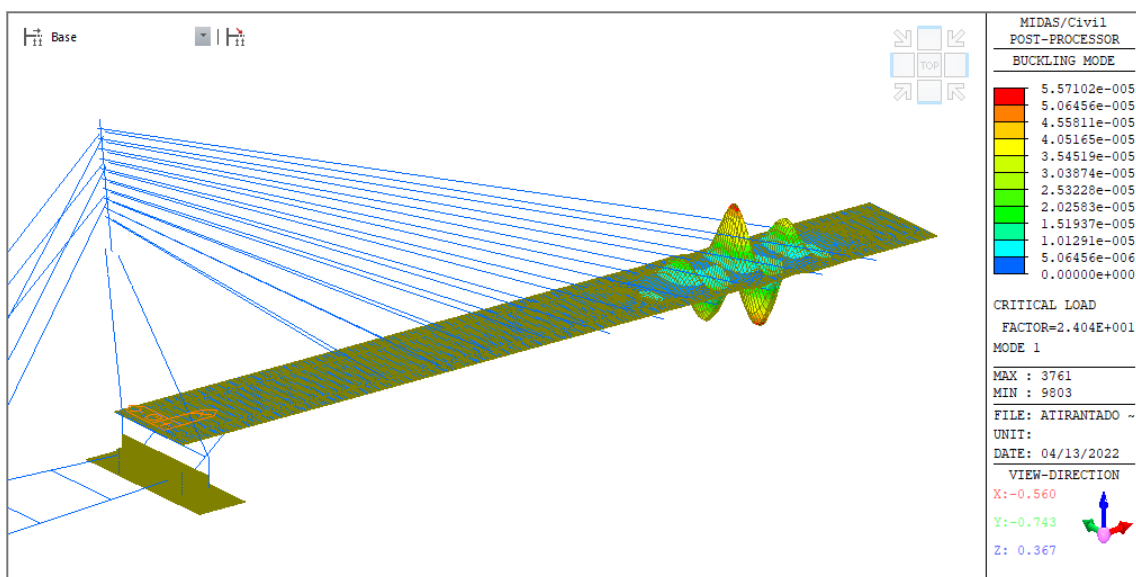
4.51c. Primer modo de pandeo del Caso III, para la carga variable unitaria distribuida en la segunda mitad del tablero.



4.51d. Primer modo de pandeo del Caso IV, para la carga variable unitaria distribuida en la mitad derecha del tablero.



4.51e. Primer modo de pandeo del Caso V, para la carga variable unitaria distribuida en la mitad derecha en el primer tramo y la mitad izquierda en el segundo tramo.



Nota. En la Figura 4.51a, Figura 4.51b, Figura 4.51c, Figura 4.51d y Figura 4.51e, se muestra los primeros modos de pandeo para cada caso de carga estudiado de acuerdo a la Figura 4.50, para los cuales los modos de pandeo fueron generados en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2.*

Tabla 4.43

Verificación del pandeo

Caso	Modo de pandeo	Carga crítica (t/m ²)	Factor de seguridad al pandeo	Conclusión	Figura
I	1 ^{er}	12.3	49.2	no pandea	#a
II	1 ^{er}	23.5	94.0	no pandea	#b
III	1 ^{er}	11.6	46.4	no pandea	#c
IV	1 ^{er}	22.6	90.4	no pandea	#d
V	1 ^{er}	24.0	96.0	no pandea	#e

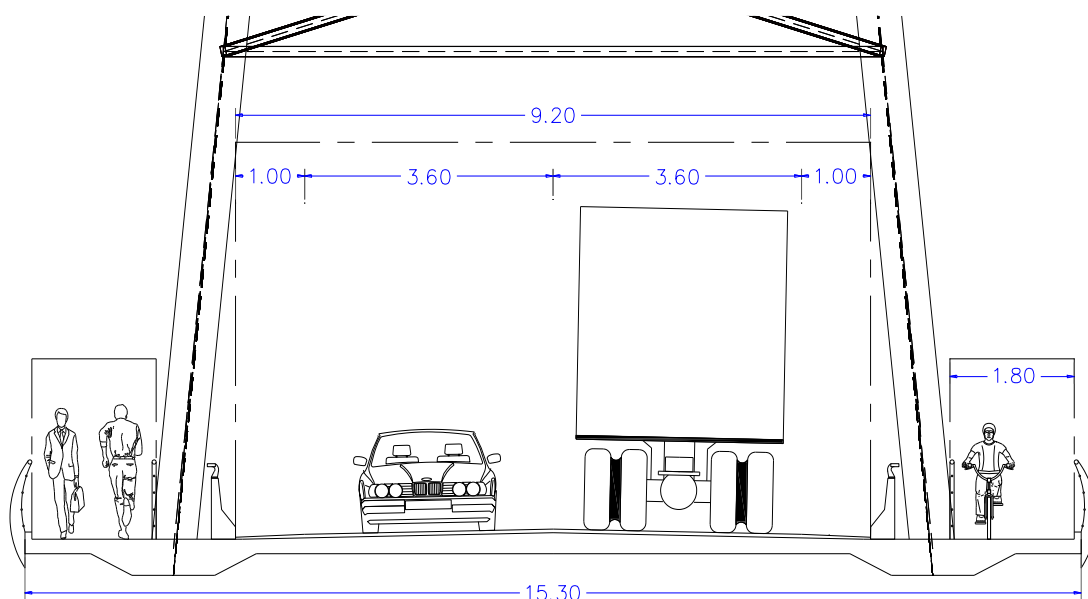
4.5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK

4.5.1. Descripción General

La estructura principal del puente se compone de dos arcos de sección mixta, la distancia entre sus extremos es de 125 m, tiene directriz parabólica y es de sección circular compuesta, disponiéndose cada arco con una inclinación de 6° hacia el interior del puente. Los arcos en la parte superior se encuentran arriostrados transversalmente por vigas de acero de sección rectangular formando una viga tipo Warren doble.

Figura 4.52

Sección transversal del puente arco tipo Network



Como se muestra en la Figura 4.52, el tablero del puente mide 15.30 m de ancho, el cual cuenta con dos carriles de 3.6 m cada uno, una berma de seguridad en los lados del carril de 1 m cada uno, dos veredas a los extremos del puente de 1.8 m, las aceras tienen barandas de 1.40 a cada lado y ocupan un ancho de 10 cm cada uno, existen dos barreras rígidas que protegen la calzada de la vía. La disposición de los arcos y las péndolas cumple con los gálibos libres verticales de 5.50 m sobre la superficie de rodadura y de 2.5 m sobre las veredas.

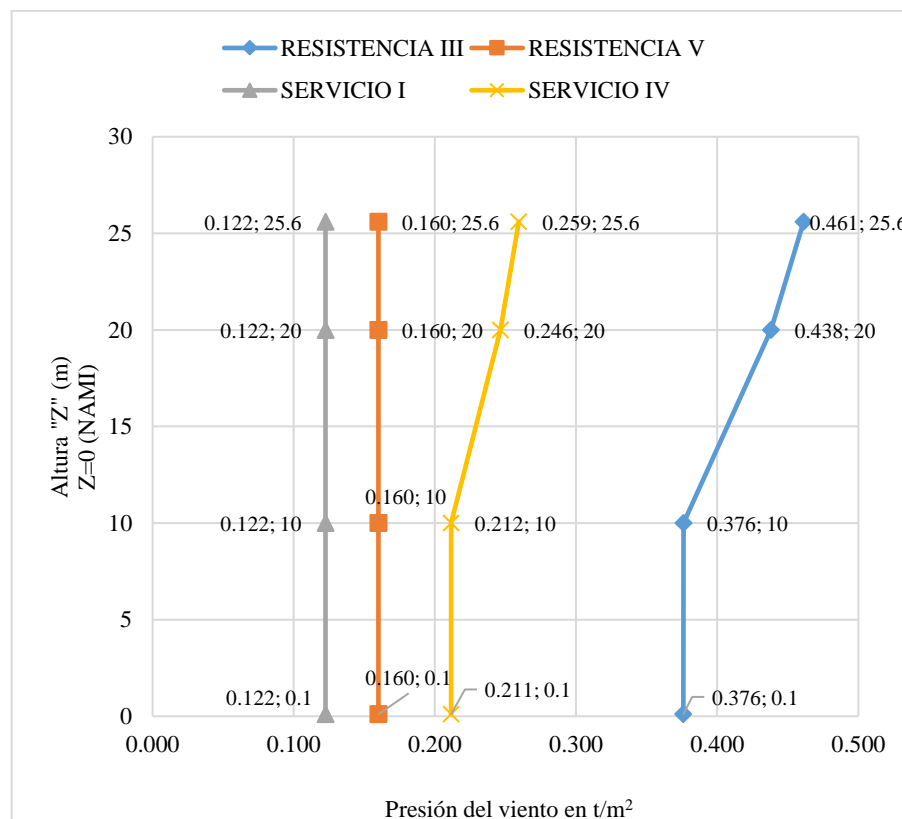
4.5.2. Cargas Aplicadas

Al modelo matemático del puente en arco tipo Network se le aplicaron las cargas de acuerdo al punto 4.4.4. del presente trabajo.

A diferencia del puente atirantado con una torre asimétrico las presiones de viento que se calcularon para ser aplicados en el arco se muestran en la Figura 4.53. Y su aplicación fue de la misma manera como se explicó en el punto 4.4.4.9. de este trabajo.

Figura 4.53

Presión de viento para el barlovento del arco para diferentes combinaciones de carga



4.5.3. Condiciones de Apoyo

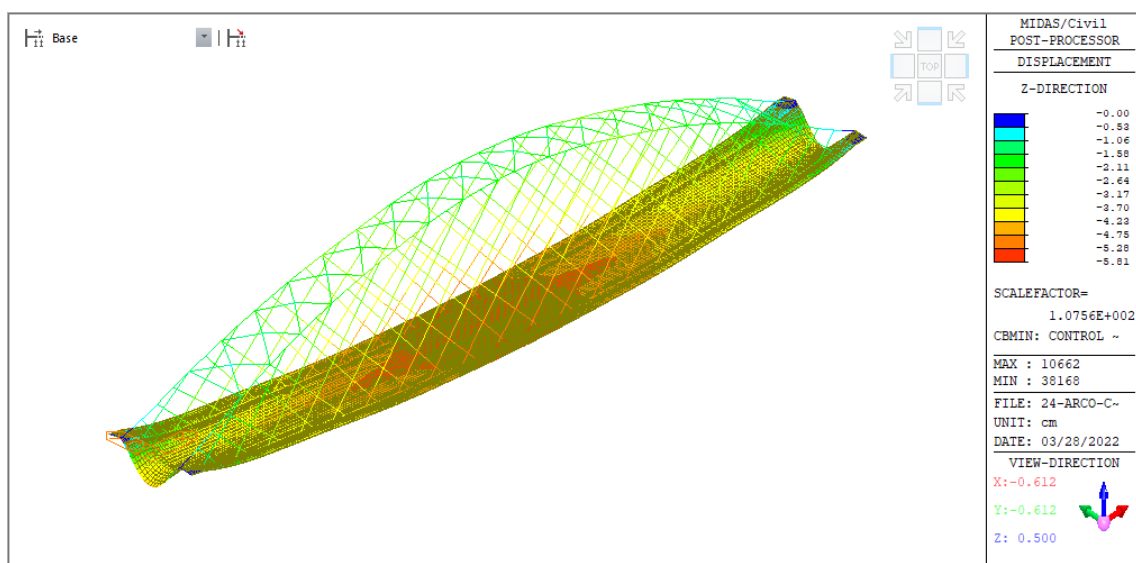
El conjunto del puente en arco tipo Network quedó apoyado en un sistema de cuatro elastómeros reforzados que funcionan como apoyos móviles. Las condiciones de apoyo adoptadas maximizan la libertad de deformación de la estructura, manteniendo su capacidad para resistir aceleraciones de los vehículos, las fuerzas de viento y una porción de las acciones de diseño sísmico. En el modelo matemático los cuatro apoyos estuvieron representados con resortes que tienen rigidez horizontal de $175.0 t/m^2$, están restringidos a desplazamientos verticales y pueden rotar libremente en las tres direcciones.

4.5.4. Análisis del Control de Deflexión

De la misma manera que en el puente atirantado, de acuerdo al punto 4.4.6. de este trabajo, se verificó la deflexión de puente en arco Network. En la Figura 4.54 se observa la envolvente de deflexiones máximas para las combinaciones de carga del control de deflexión, esta deflexión es de 5.81 cm; por lo que estamos dentro del rango permitido. La combinación que produce la máxima deflexión es el de dos carriles cargados solo por los camiones de diseño amplificadas con un 33% por impacto. Se aplicó un factor de presencia múltiple de 1.00.

Figura 4.54

Control de deflexiones



4.5.5. Análisis y Diseño de las Péndolas

Las péndolas en el arco Network se dispusieron de tal manera que los apoyos de las péndolas estén distribuidos equidistantemente en el arco y en el tablero; en el arco la primera péndola se ubica a 4.26 m del extremo de arco y el resto a 3.19 m, en el tablero la primera péndola se ubica a 4 m del extremo y el resto a cada 3 m. Las péndolas tienen un ángulo de inclinación de aproximadamente 50° a partir de una tangente del arco.

Hay un total de 40 pares de péndolas entre los dos arcos, cada plano de péndolas está formado por dos juegos de 20 péndolas, P1 al P20, en cada dirección. Están arreglados de acuerdo como se muestra en la Figura 4.55 y tienen las propiedades de la Tabla 4.44, además de las propiedades mencionadas en el punto 4.2.4. del presente trabajo.

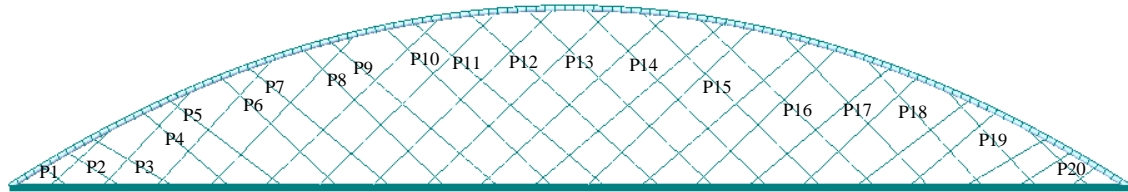
Tabla 4.44

Propiedades de las péndolas del puente en arco tipo Network

Péndola	L (m)	Área de sección (cm ²)	Cantidad de torones (D torón = 15.2mm catalogo DSI)	Fuerza de presfuerzo (ton)
P1	4.27	7.0	5	48.5
P2	7.87	7.0	5	58.0
P3	11.42	7.0	5	65.5
P4	13.40	7.0	5	57.5
P5	16.69	7.0	5	57.0
P6	18.41	7.0	5	53.0
P7	21.43	7.0	5	58.0
P8	22.75	7.0	5	60.5
P9	25.52	9.8	7	71.0
P10	26.38	9.8	7	72.0
P11	28.92	9.8	7	71.0
P12	29.29	9.8	7	60.5
P13	29.38	9.8	7	58.0
P14	29.17	9.8	7	53.0
P15	28.68	9.8	7	57.0
P16	27.93	15.4	11	57.5
P17	24.23	15.4	11	65.5
P18	20.10	15.4	11	58.0
P19	15.58	15.4	11	51.5
P20	10.81	9.8	7	35.0

Figura 4.55

Disposición de los cables en el puente en arco tipo Network



Nota. En la figura se nombraron a un juego de péndolas desde P1 a P20, en solo una dirección de izquierda a derecha, las péndolas en el sentido opuesto son el reflejo de este juego de péndolas.

Al contarse con péndolas cortas y de secciones pequeñas en el puente en arco Network, en esta etapa de diseño no es necesario verificar el módulo de elasticidad efectivo en las péndolas del sistema Network, ya que este no variará por el poco peso de estos.

4.5.5.1. Verificación por Resistencia y Evento Extremo

Los cables que se usó en el modelo matemático son los fabricados por DSI, (ver Anexo D). En la Figura 4.56 y Figura 4.57 se muestran las fuerzas axiales solicitantes en las péndolas para los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, respectivamente; estos valores son utilizados para el diseño de las secciones de los tirantes.

Figura 4.56

Envolvente de fuerza axial (kN) en las péndolas, para el ELR I

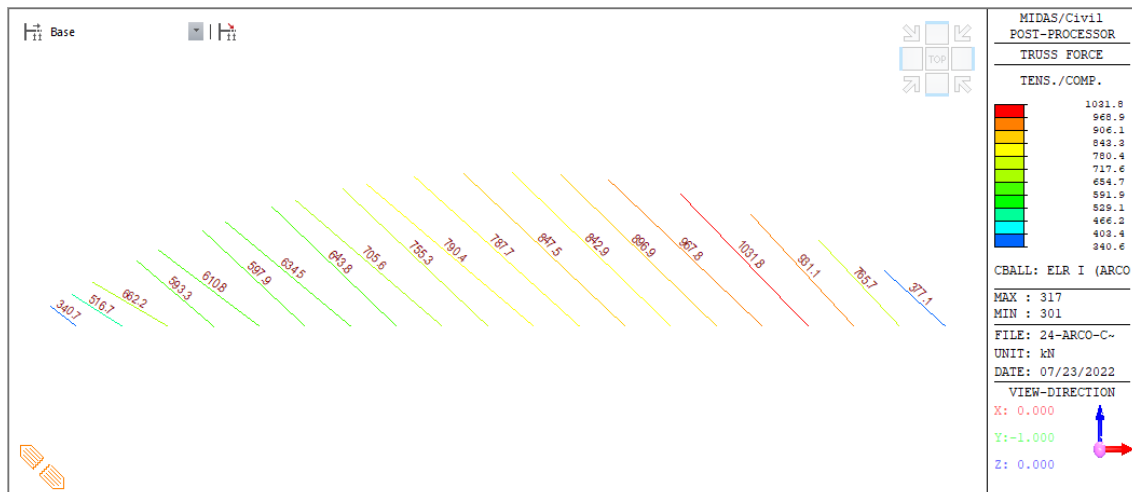
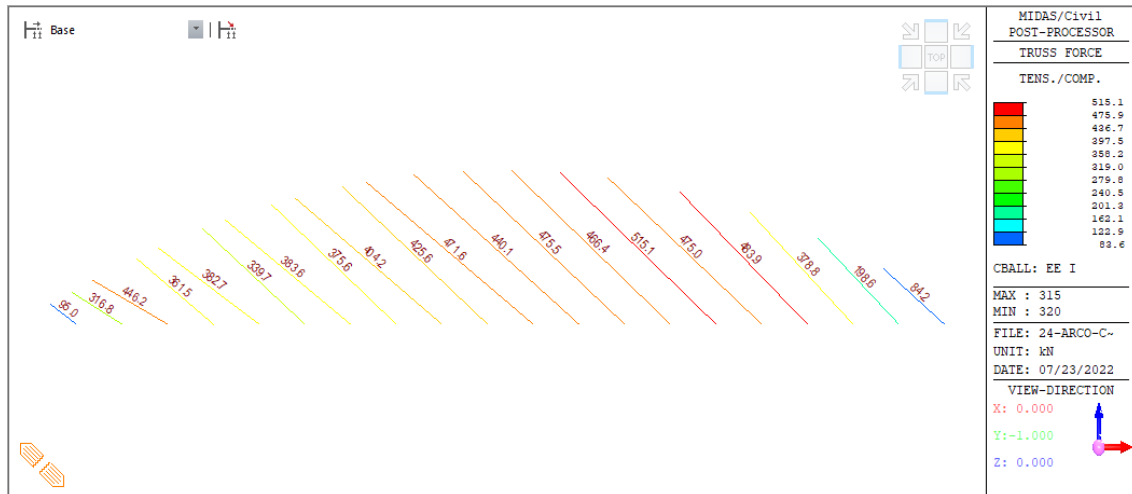


Figura 4.57

Envolvente de fuerza axial (kN) en las péndolas, para el EE I



Haciendo uso de la Ecuación 4.11, se muestran las verificaciones de las secciones de los tirantes para el ELR I y EE I en la Tabla 4.23 y Tabla 4.24 respectivamente, podemos concluir que los cables de los tirantes satisfacen los requisitos para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo.

Tabla 4.45

Verificación de las péndolas para el estado límite de Resistencia I

Péndola	$\eta \sum \gamma_i P_i$ (modelo Midas)(kN)	Nº de torones adoptado [DSI]	Área (mm ²)	Diámetro (mm)	ϕP_n (kN)	Check	Ratio $\eta \sum \gamma_i P_i / \phi P_n$
P1	340.7	5	700	29.85	761.7	ok	0.45
P2	516.7	5	700	29.85	761.7	ok	0.68
P3	662.2	5	700	29.85	761.7	ok	0.87
P4	593.3	5	700	29.85	761.7	ok	0.78
P5	610.8	5	700	29.85	761.7	ok	0.80
P6	597.9	5	700	29.85	761.7	ok	0.78
P7	634.5	5	700	29.85	761.7	ok	0.83
P8	643.8	5	700	29.85	761.7	ok	0.85
P9	705.6	7	980	35.32	1066.3	ok	0.66
P10	755.3	7	980	35.32	1066.3	ok	0.71
P11	790.4	7	980	35.32	1066.3	ok	0.74
P12	787.7	7	980	35.32	1066.3	ok	0.74
P13	847.5	7	980	35.32	1066.3	ok	0.79

Péndola	$\eta \sum \gamma_i P_i$ (modelo Midas)(kN)	N° de torones adoptado [DSI]	Área (mm ²)	Diámetro (mm)	ϕP_n (kN)	Check	Ratio $\eta \sum \gamma_i P_i / \phi P_n$
P14	842.9	7	980	35.32	1066.3	ok	0.79
P15	896.9	7	980	35.32	1066.3	ok	0.84
P16	967.8	11	1540	44.28	1675.7	ok	0.58
P17	1031.8	11	1540	44.28	1675.7	ok	0.62
P18	931.1	11	1540	44.28	1675.7	ok	0.56
P19	765.7	11	1540	44.28	1675.7	ok	0.46
P20	377.1	7	980	35.32	1066.3	ok	0.35

Tabla 4.46

Verificación de las péndolas para el estado límite de Evento Extremo

Péndo la	$\eta \sum \gamma_i P_i$ (modelo Midas)(kN)	N° de torones adoptado [DSI]	Área (mm ²)	Diámetro (mm)	ϕP_n (kN)	Check	Ratio $\eta \sum \gamma_i P_i / \phi P_n$
P1	95.0	5	700	29.85	1113.2	ok	0.09
P2	316.8	5	700	29.85	1113.2	ok	0.28
P3	446.2	5	700	29.85	1113.2	ok	0.40
P4	361.5	5	700	29.85	1113.2	ok	0.32
P5	382.7	5	700	29.85	1113.2	ok	0.34
P6	339.7	5	700	29.85	1113.2	ok	0.31
P7	383.6	5	700	29.85	1113.2	ok	0.34
P8	375.6	5	700	29.85	1113.2	ok	0.34
P9	404.2	7	980	35.32	1558.5	ok	0.26
P10	425.6	7	980	35.32	1558.5	ok	0.27
P11	471.6	7	980	35.32	1558.5	ok	0.30
P12	440.1	7	980	35.32	1558.5	ok	0.28
P13	475.5	7	980	35.32	1558.5	ok	0.31
P14	466.4	7	980	35.32	1558.5	ok	0.30
P15	515.1	7	980	35.32	1558.5	ok	0.33
P16	475.0	11	1540	44.28	2449.1	ok	0.19
P17	483.9	11	1540	44.28	2449.1	ok	0.20
P18	378.8	11	1540	44.28	2449.1	ok	0.15
P19	198.6	11	1540	44.28	2449.1	ok	0.08
P20	84.2	7	980	35.32	1558.5	ok	0.05

4.5.5.2. Verificación por Fatiga

En la verificación por fatiga, se tomó como referencia lo indicado en *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición, por PTI

(2007), y se desarrolló de manera similar a los tirantes del puente atirantado (ítem 4.4.7.4), y se obtuvo las verificaciones de la Tabla 4.47 a partir de las fuerzas solicitantes que se muestran en la Figura 4.58 y Figura 4.59.

Tabla 4.47

Verificación de las péndolas por fatiga

Péndola	$\sigma_{m\acute{a}x}$ MPa	$\sigma_{m\acute{i}n}$ MPa	ΔF MPa	$\gamma\Delta F$ MPa	$(\Delta F)_\eta$ MPa	$\gamma\Delta F \leq$ $(\Delta F)_\eta$	Ratio $\gamma\Delta F/(\Delta F)_\eta$
P1	54.7	-11.5	66.2	49.7	55.0	ok	0.90
P2	39.7	-8.6	48.2	36.2	55.0	ok	0.66
P3	36.1	-15.4	51.5	38.6	55.0	ok	0.70
P4	51.6	-11.7	63.3	47.5	55.0	ok	0.86
P5	50.5	-16.9	67.3	50.5	55.0	ok	0.92
P6	71.1	-19.4	90.5	67.9	82.6	ok	0.82
P7	61.1	-19.6	80.7	60.5	82.6	ok	0.73
P8	72.6	-18.9	91.5	68.6	82.6	ok	0.83
P9	58.1	-15.9	74.1	55.6	82.6	ok	0.67
P10	67.0	-16.1	83.2	62.4	82.6	ok	0.76
P11	57.6	-15.7	73.3	55.0	55.0	ok	1.00
P12	69.4	-20.8	90.2	67.7	82.6	ok	0.82
P13	74.9	-22.3	97.1	72.8	82.6	ok	0.88
P14	77.1	-23.2	100.3	75.2	82.6	ok	0.91
P15	75.4	-22.9	98.3	73.7	82.6	ok	0.89
P16	68.7	-23.5	92.2	69.1	82.6	ok	0.84
P17	76.1	-29.1	105.2	78.9	82.6	ok	0.96
P18	79.8	-24.5	104.2	78.2	82.6	ok	0.95
P19	81.5	-22.2	103.7	77.8	82.6	ok	0.94
P20	54.2	-16.1	70.3	52.7	55.0	ok	0.96

Nota. Los valores de $\sigma_{m\acute{a}x}$ y $\sigma_{m\acute{i}n}$ corresponden a los efectos del camión de diseño para efectos de fatiga HS20 amplificado con el 15% de efecto del impacto, y mayorado con un factor de 1.4 de acuerdo al PTI (2007). Estos efectos en los tirantes para en el estado límite de Fatiga se muestran en la Figura 4.58 y Figura 4.59.

Figura 4.58

Esfuerzo máximo ($\sigma_{\text{máx}}$) en los péndolas en el ELF I

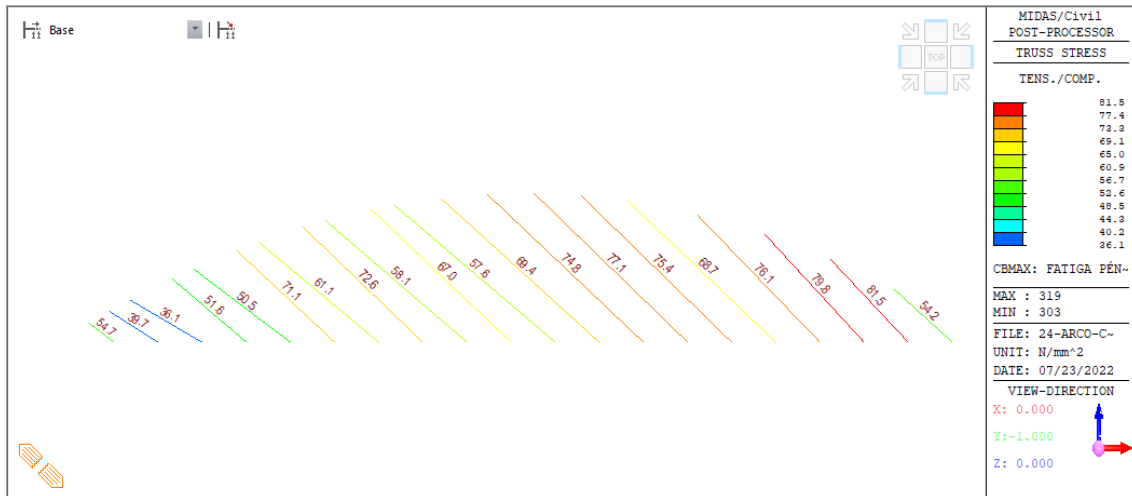
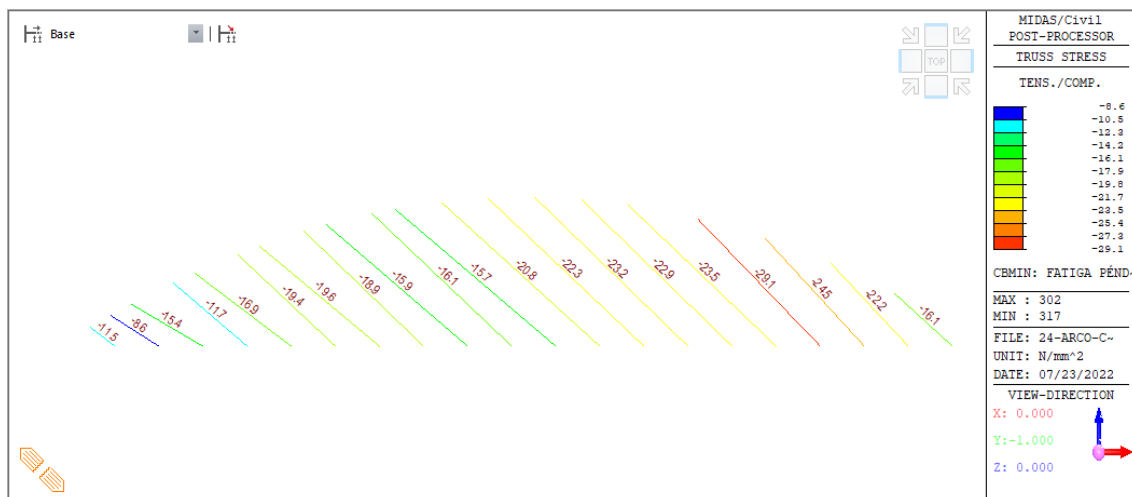


Figura 4.59

Esfuerzo mínimo ($\sigma_{\text{mín}}$) en los péndolas en el ELF I



Debemos recalcar que en el caso del puente en arco Network los cables de las péndolas estuvieron condicionados para su dimensionamiento por el Estado Límite de Fatiga, de acuerdo a los resultados de la Tabla 4.45, Tabla 4.46 y Tabla 4.47. Por lo que es muy importante verificar y hacer estudios de fatiga en un puente en arco tipo Network. Ahora, si se decidiera optimizar las péndolas del arco Network, se puede utilizar cables de alambres paralelos; que son los que soportan más amplitud de fatiga, pero menor resistencia a la tracción. Sin embargo, este tipo de cables están siendo desplazados por los cables de torones paralelos que son más comerciales.

4.5.6. Análisis y Diseño del Tirante – Tablero

4.5.6.1. Diseño del Presfuerzo

En los puentes en arco, el arco funciona de manera satisfactoria cuando sus bases no sufren desplazamientos considerables. Para contrarrestar los desplazamientos en la base de los arcos es necesaria una cimentación muy rígida que soporte las grandes cargas que intentaran abrir el arco; o la necesidad de diseñar un tablero que absorba las fuerzas que intenten abrir el arco, en los casos de puentes en arco con tablero inferior.

Figura 4.60

Propiedades del cable de presfuerzo longitudinal

Property	Value	Unit
Tendon Name	T19c d15.2	
Tendon Type	Internal(Post-Tension)	
Material	2: A416-270(Low)	
Total Tendon Area	0.0026353	m ²
Duct Diameter	0.1	m
Relaxation Coefficient	<input type="checkbox"/>	
Name		
Ultimate Strength	186000	tonf/m ²
Yield Strength	167400	tonf/m ²
Curvature Friction Factor	0.2	
Wobble Friction Factor	0.002	1/m
External Cable Moment Magnifier	0	tonf/m ²
Anchorage Slip(Draw in)	Begin: 0.006, End: 0.006	m
Bond Type	<input checked="" type="radio"/> Bonded, <input type="radio"/> Unbonded	

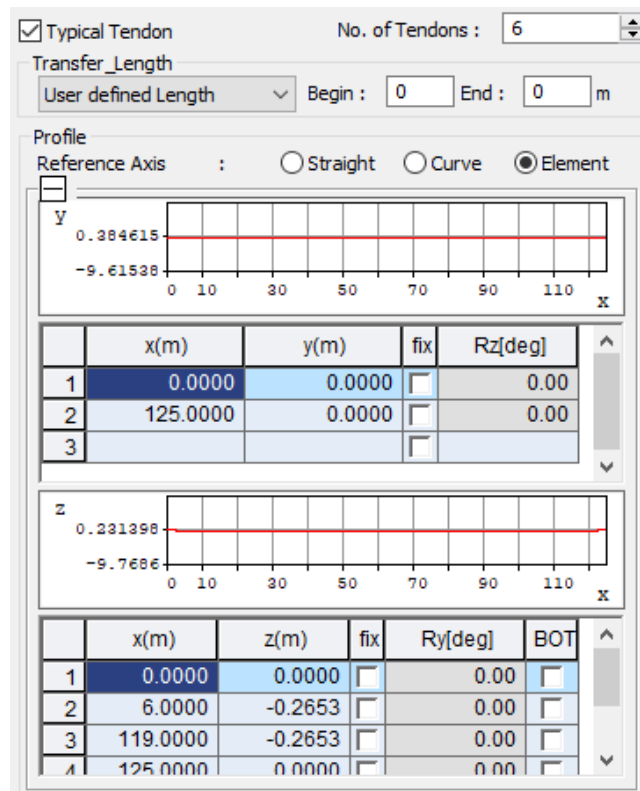
Nota. Se muestra el cuadro de diálogo para ingresar las propiedades del cable de presfuerzo longitudinal, de acuerdo a las propiedades descritas en la Tabla 4.2, en el modelo matemático del puente en arco Network elaborado en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

En nuestro caso de puente en arco tipo Network, se diseñó un tablero – tirante presforzado que sea capaz de contrarrestar las fuerzas de tracción en el tablero y que reduzca los desplazamientos horizontales en los extremos del arco. El presfuerzo

longitudinal que se planteó fue el de un presfuerzo de alta resistencia de Gama C, de acuerdo a *Freyssinet Prestressing* (ver Anexo F), que consta de un juego de 6 cables con 19 torones paralelos cada uno, las propiedades de cada cable se muestran en la Figura 4.60, estos cables estarán contenidos en ductos y embebidos con concreto, los torones tienen un diámetro nominal de 15mm y son de acero ASTM A416-270 de baja relajación, el diámetro exterior de los ductos que contienen los cables es de 10 cm y la distancia libre entre los ductos del presfuerzo no son menores de 10 cm. El diseño del trazo de los cables presforzados se muestra en la Figura 4.61. Los detalles de anclaje para este tipo de presfuerzo están mejor detallados en el Anexo F.

Figura 4.61

Trazo del presfuerzo longitudinal



Nota. En la imagen se muestra el cuadro de diálogo donde se ingresaron las propiedades geométricas del trazo del cable de presfuerzo longitudinal, en donde el trazo inicia en el centroide de la sección transversal del tablero en la progresiva +0.00 m, en la progresiva +6.00 m el trazo baja a una cota de -0.2653 m del centroide de la sección transversal del tablero y continúa con un trazo recto hasta la progresiva +119.00 m y termina en el centroide de la sección transversal del tablero en la progresiva +125.00 m. Este trazo de

los cables de presfuerzo se vinculan con el tablero dentro del modelo matemático del puente en arco Network elaborado en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

Al ser el tablero una losa de concreto, se presentaron fuerzas de flexión considerables en el sentido transversal; lo mismo que mostró la necesidad de un presfuerzo transversal en el tablero. El presfuerzo transversal en la losa concreto necesario fue de cables de 5 torones paralelos cada uno espaciados a 60 cm a lo largo del tablero (como se muestra en la Figura 4.63), en ductos rectangulares de 21 x 90 mm y embebidos con concreto, los torones tienen un diámetro nominal de 15mm y son de acero ASTM A416-270 de baja relajación. Las propiedades de los cables de presfuerzo insertados en el modelo matemático se muestran en la Figura 4.62. Los detalles de anclaje para este tipo de presfuerzo están mejor detallados en el Anexo F.

Figura 4.62

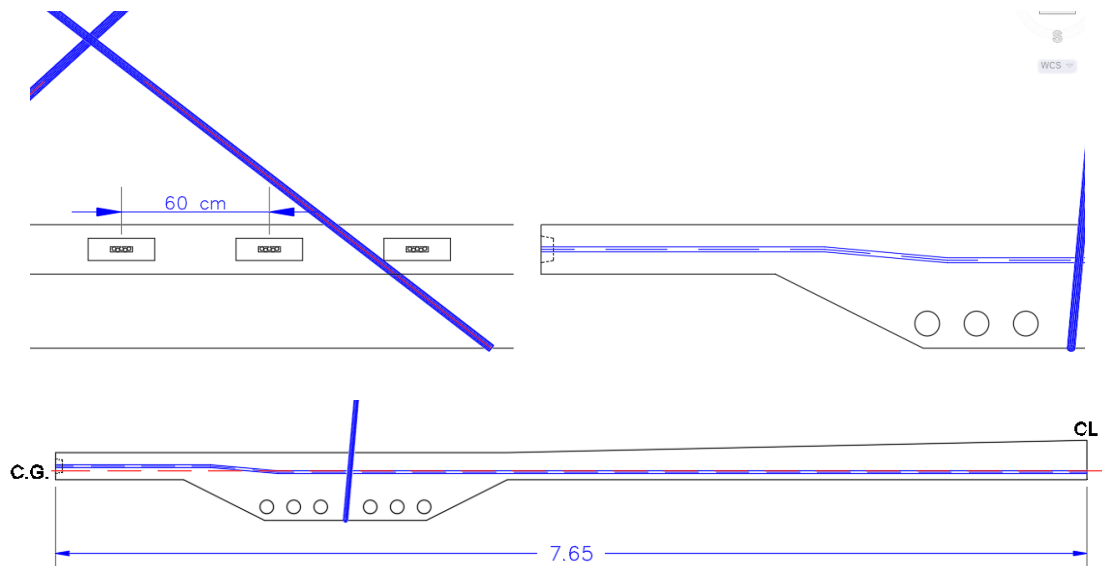
Propiedades del cable de presfuerzo transversal

Property	Value	Unit
Tendon Name	T10c d15.2	
Tendon Type	Internal(Post-Tension)	
Material	2: A416-270(Low)	
Total Tendon Area	0.001387	m ²
Duct Diameter	0.06	m
Relaxation Coefficient	Magura 45	
Ultimate Strength	186000	tonf/m ²
Yield Strength	167400	tonf/m ²
Curvature Friction Factor	0.2	
Wobble Friction Factor	0.002	1/m
External Cable Moment Magnifier	0	tonf/m ²
Anchorage Slip(Draw in) - Begin	0.006	m
Anchorage Slip(Draw in) - End	0.006	m
Bond Type	Bonded	

Nota. Se muestra el cuadro de diálogo para ingresar las propiedades del cable de presfuerzo transversal, de acuerdo a las propiedades descritas en la Tabla 4.2, en el modelo matemático del puente en arco Network elaborado en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

Figura 4.63

Trazo del presfuerzo transversal



Nota. En la imagen se muestra el trazo del cable de presfuerzo transversal, en donde el trazo inicia a media altura de la losa en volado, mantiene ese nivel hasta llegar a la porción de la losa más alta a partir del cual el trazo del presfuerzo transversal baja de cota al mínimo nivel permitido para que sea eficiente al momento absorber los momentos flectores transversales del tablero. Este trazo de los cables de presfuerzo se vinculan con el tablero dentro del modelo matemático del puente en arco Network elaborado en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

4.5.6.2. Pérdidas del Presfuerzo

La pérdida total del presfuerzo según AASHTO (2020), para miembros postensionados es igual a:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (4.24)$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total.

Δf_{pF} = pérdida debida a la fricción.

Δf_{pA} = pérdida debido al deslizamiento de los torones en sus dispositivos de anclaje.



Δf_{pES} = suma de todas las pérdidas o ganancias debidas al acortamiento o alargamiento elástico en el momento de la aplicación de presfuerzo y/o cargas externas.

Δf_{pLT} = pérdidas debidas a la retracción a largo plazo del concreto, la fluencia del concreto y la relajación del acero.

Las pérdidas inmediatas Δf_{pF} , Δf_{pA} y Δf_{pES} están consideradas en el modelo de análisis computacional. Y para las pérdidas lentas Δf_{pLT} , para esta etapa de diseño se consideró 12%.

4.5.6.3. Límites de Esfuerzo

El esfuerzo en el acero de presfuerzo en el estado límite de servicio después de las pérdidas, como es el caso que se estudió, no excedió $0.80f_{py} = 0.8(1674) = 1339.2$ MPa de acuerdo a la Tabla 5.9.2.2-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 5-123), por la AASHTO (2020). Y el esfuerzo en el acero presforzado en los estados límite de resistencia y evento extremo no excedió el límite de resistencia a la tracción de $f_{pu} = 1860$ MPa (AASHTO, 2020, p. 5-123).

En la losa presforzada, los límites de esfuerzos en el concreto que se tuvieron en cuenta para su control fueron los esfuerzos producidos por la combinación de cargas para el estado límite de Servicio III, después de las pérdidas. De acuerdo al Artículo 5.9.2.3.2 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 5-125), por la AASHTO (2020); para un concreto de 35 MPa, el límite de esfuerzos compresivos resulta de 15.75 MPa, mientras que el límite para esfuerzos de tensión es de 2.95 MPa.

4.5.6.4. Control de Fisuración en el Tirante de Concreto Presforzado

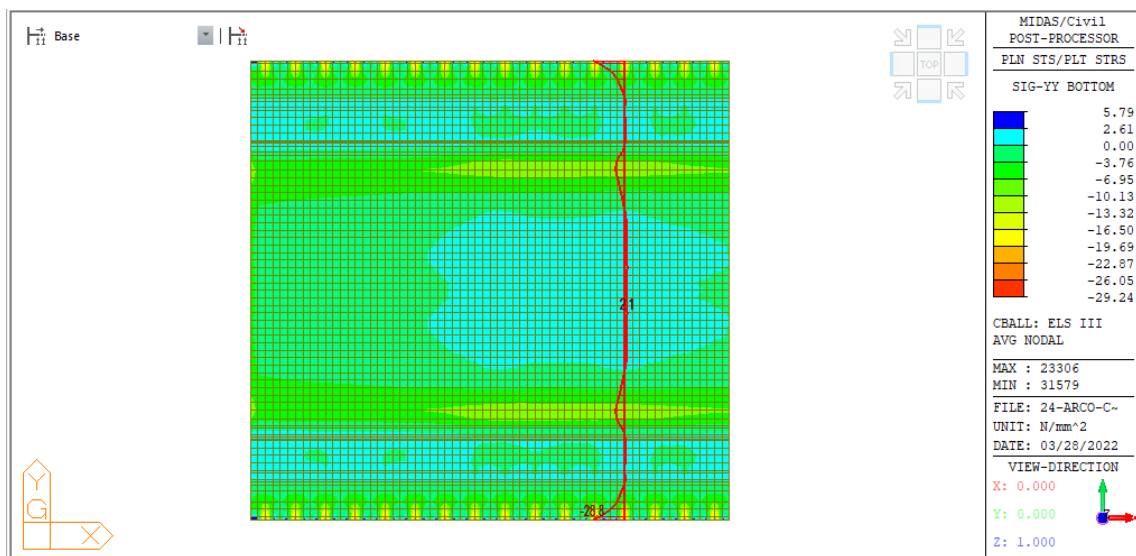
En vista de que nuestra losa es un elemento de concreto presforzado, se tuvo en cuenta el control de fisuras a lo largo de este. Por lo que se tuvo que cumplir los esfuerzos máximos y mínimos expuestos en el punto anterior tanto para el acero de presfuerzo y para las fibras superior e inferior de la losa de concreto. Este objetivo se logró asignando los valores de presfuerzo a las péndolas de manera muy cuidadosa y se tuvo que tener en cuenta que el desplazamiento vertical a lo largo del tablero - tirante se dé de manera controlada y gradual, ya que al ser un sistema muy sensible cualquier desplazamiento vertical o variación de fuerza de presfuerzo en las péndolas ocasionará que existan esfuerzos de tracción excesivos. Para el control de fisuramiento de la losa presforzada se

utilizó la combinación de cargas para el estado límite de Servicio III de acuerdo al AASHTO (2020). La combinación de cargas para Servicio III se muestra en la Tabla 4.3. El control de fisuramiento en la losa se muestra de manera detallada en el Anexo I.

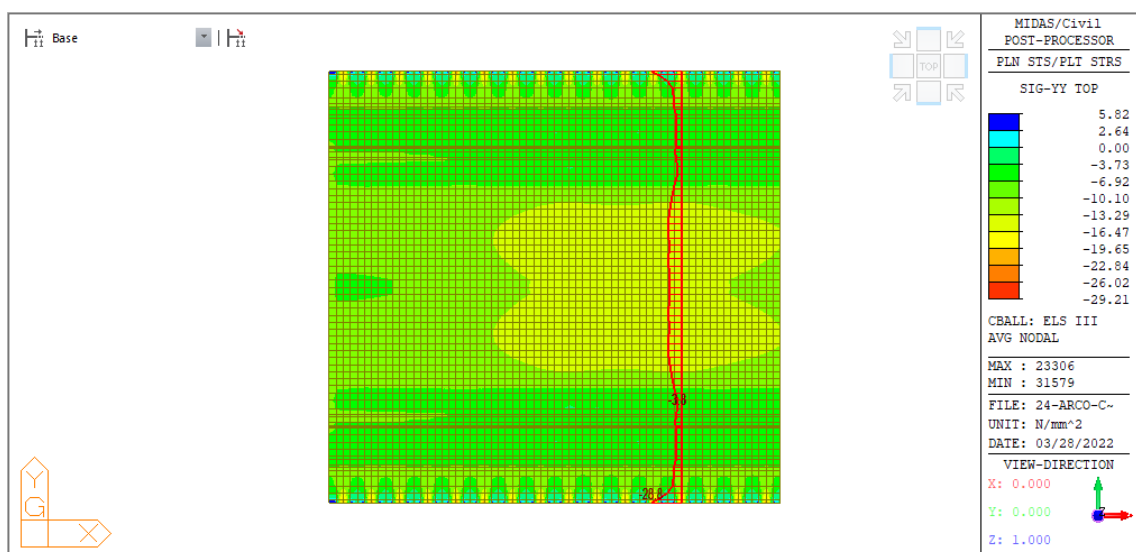
Figura 4.64

Esfuerzos en la losa de concreto presforzado

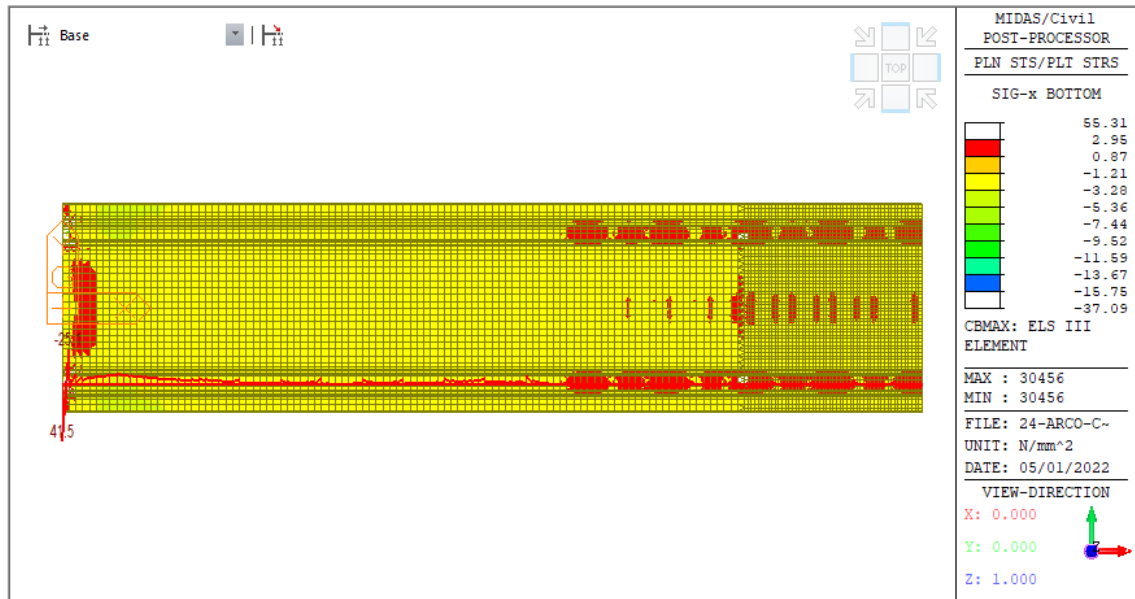
4.64a. *Envolvente de esfuerzos en la dirección y-y en la fibra inferior de la losa presforzada en el estado límite de Servicio III.*



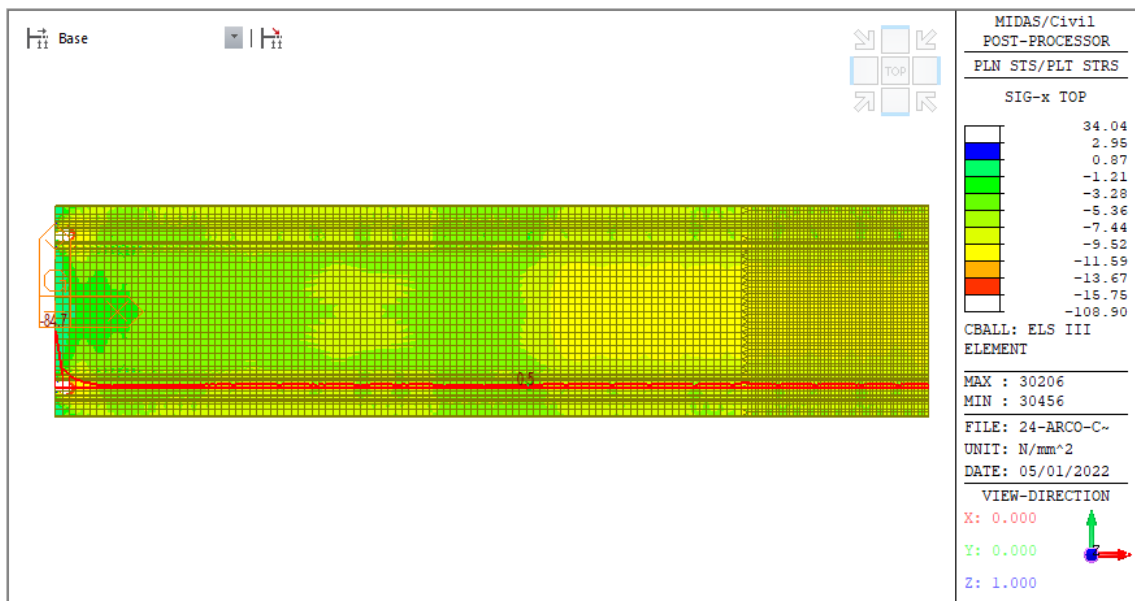
4.64b. *Envolvente de esfuerzos en la dirección y-y en la fibra superior de la losa presforzada en el estado límite de Servicio III.*



4.64c. *Envoltente de esfuerzos en la dirección x-x en la fibra inferior de la losa presforzada en el estado límite de Servicio III.*



4.64d. *Envoltente de esfuerzos en la dirección x-x en la fibra superior de la losa presforzada en el estado límite de Servicio III.*



Nota. El rango de esfuerzos en las figuras 4.64a, 4.64b, 4.64c y 4.64d se encuentran entre 2.95 MPa y -15.75 MPa, salvo en las zonas donde se introduce las fuerzas de presfuerzo o las zonas de anclaje las cuales tienen que ser posteriormente estudiadas.

Como se puede ver en la Figura 4.64, los esfuerzos en la losa de concreto presforzada tanto la fibra inferior y superior se encuentran dentro de los rangos expuestos

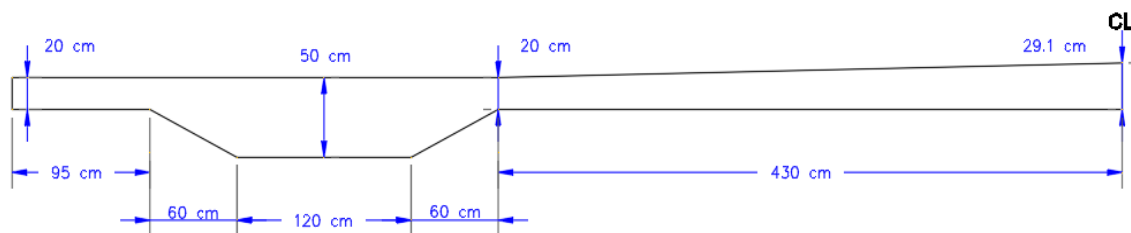
en el punto 4.5.6.3. de este trabajo; por lo que se logró controlar la fisuración de la losa de concreto presforzada.

4.5.6.5. Diseño del Tablero Tirante por Resistencia a Flexión y Corte

La losa de concreto presforzado del puente atirantado se diseñó con un espesor variable transversalmente, como se muestra en la Figura 4.65.

Figura 4.65

Espesor variable transversalmente de la losa



Nota. En el modelo matemático se utilizó elementos cáscara, que representen la losa, discretizados a 25 cm longitudinal y transversalmente, el concreto con el que se modeló y diseñó es el de 35 MPa de resistencia a la compresión a los 28 días.

La combinación de carga para calcular las fuerzas de flexión y cortante fue la combinación de carga para el estado límite de Resistencia I de acuerdo al punto 4.3.3. de este trabajo; incluyendo solo los efectos de la carga permanente (DC y DW), el presfuerzo de las péndolas, la carga viva del camión o tándem de diseño HL-93 (amplificado por impacto), la sobrecarga distribuida de diseño, la carga de los peatones, la carga por temperatura uniforme y la carga por el gradiente de temperatura; cada uno de estos con sus respectivos factores de carga. También se consideró el factor de presencia múltiple m de la Tabla 4.6.

Las cargas del camión y tándem de diseño HL 93 se cargaron en un área abierta a nivel del eje de la cáscara, con las cargas distribuidas que se muestran en la Tabla 4.48, cuyos valores fueron calculados con el mismo criterio al del puente atirantado como se muestra en el punto 4.4.8.1.1. de este trabajo. En el modelo matemático, las cargas vivas del camión y tándem de diseño se ubicaron longitudinal y transversalmente en diferentes posiciones para lograr los efectos máximos. En la Figura 4.66, se muestra un ejemplo de

la aplicación de las cargas distribuidas de los ejes del camión HL93, en este caso la ubicación mostrada produce los máximos momentos positivos transversales.

Tabla 4.48

Carga distribuida de los neumáticos del camión y tándem HL-93

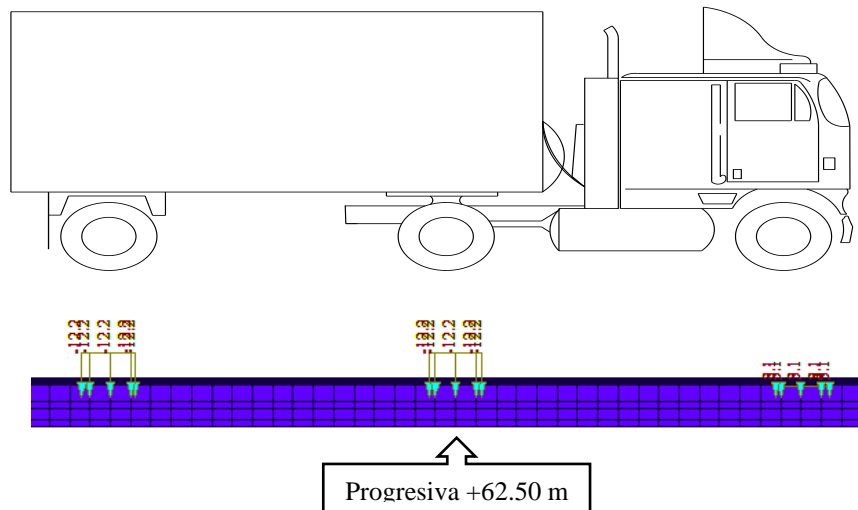
Área abierta para el camión y tándem próximo al eje longitudinal del tablero $A = 0.5928 \text{ m}^2$				
	Carga	Ejes		
		Eje de 14.515 t	Eje de 14.515 t	Eje de 3.629 t
Camión	Por eje (t)	14.515	14.515	3.629
	Por neumático (t)	7.258	7.258	1.814
	Distribuido en área abierta del neumático (t/m^2)	12.244	12.244	3.061
		Eje de 11.34 t	Eje de 11.34 t	
Tándem	Por eje (t)	11.340	11.340	
	Por neumático (t)	5.670	5.670	
	Distribuido en área abierta del neumático (t/m^2)	9.565	9.565	
Área abierta para el camión y tándem próximo a la barrera rígida $A = 0.4713 \text{ m}^2$				
	Carga	Ejes		
		Eje de 14.515 t	Eje de 14.515 t	Eje de 3.629 t
Camión	Por eje (t)	14.515	14.515	3.629
	Por neumático (t)	7.258	7.258	1.814
	Distribuido en área abierta del neumático (t/m^2)	15.400	15.400	3.850
		Eje de 11.34 t	Eje de 11.34 t	
Tándem	Por eje (t)	11.340	11.340	
	Por neumático (t)	5.670	5.670	
	Distribuido en área abierta del neumático (t/m^2)	12.031	12.031	

Nota. Para hallar la carga distribuida abierta por neumático, se dividió el peso por neumático de cada eje del camión o tándem HL93 entre el área de contacto calculado con el mismo criterio de la Figura 4.21, pero con diferente espesor de losa.

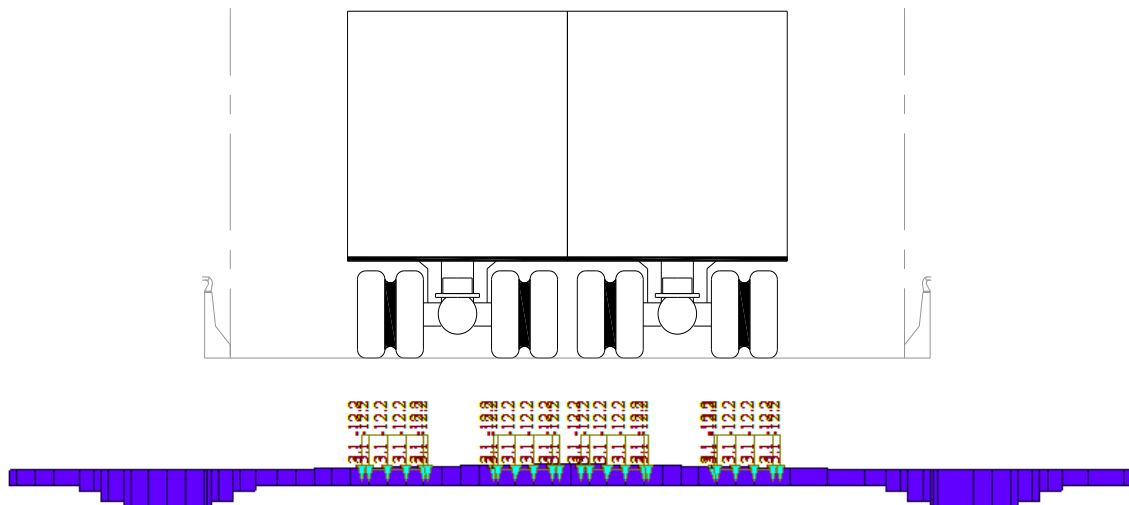
Figura 4.66

Ejemplo de ubicación del camión con carga abierta

a. Ubicación longitudinal, que produce el máximo momento positivo en X-X, en la franja de estudio



b. Ubicación transversal, que produce el máximo momento positivo en X-X, en la franja de estudio



En general, los efectos máximos tanto para momentos positivos, momentos negativos y cortante fueron originados al cargar los dos carriles vehiculares por el camión de diseño HL93 (las distancias entre los ejes de 14.515 t fueron de 4.27 y 9.14 m) y la sobrecarga distribuida de diseño. Y, para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal en el tablero; se tomó, la parte central y el volado como si fuera una losa de concreto armado y el tramo donde se encuentra los cables postensados como una viga T presforzada.

4.5.6.5.1. Diseño de la Porción Losa

Para el cálculo del acero de refuerzo longitudinal en la losa de concreto se tomó una franja de un metro en el centro del tablero, a tres metros del centro del tablero y en el volado, los resultados se muestran en la Tabla 4.49. La distribución del acero de refuerzo longitudinal inferior para momentos positivos, así como la distribución del acero de refuerzo longitudinal superior para momentos negativos se muestran en la Tabla 4.49.

Tabla 4.49

Acero de refuerzo longitudinal en la porción losa

Refuerzo longitudinal inferior						
Tramo	M_u^+ máx (kN.m)	d_s (m)	A_s (cm ²)/(1m)	Distribución	$M_u/\phi M_n$	Estado Límite Condicionante
Centro de luz	183.5	0.258	19.900	$\Phi 5/8''@10\text{cm}$	1.00	Resistencia I
A 3 m del centro	99.5	0.194	13.267	$\Phi 5/8''@15\text{cm}$	0.97	Resistencia I
Volado	29.4	0.168	5.733	$\Phi 1/2''@22.5\text{cm}$	0.74	Requerimiento de refuerzo 9.7.2.5 AASHTO (2020)
Refuerzo longitudinal superior						
Tramo	M_u^- máx (kN.m)	d'_s (m)	A'_s (cm ²)/(1m)	Distribución	$M_u/\phi M_n$	Estado Límite Condicionante
Centro de luz	-	0.030	3.944	$\Phi 3/8''@18\text{cm}$	-	Requerimiento de refuerzo 9.7.2.5 AASHTO (2020)
A 3 m del centro	-	0.030	3.944	$\Phi 3/8''@18\text{cm}$	-	Requerimiento de refuerzo 9.7.2.5 AASHTO (2020)
Volado	-16.9	0.030	3.944	$\Phi 3/8''@18\text{cm}$	0.61	Requerimiento de refuerzo 9.7.2.5 AASHTO (2020)

Nota. d_s es la profundidad del acero desde la fibra de concreto más comprimida.

Transversalmente, se tomaron franjas de 60 cm para diseñarlas como vigas presforzadas, en donde se nota que no es necesario acero de refuerzo, pero si acero para retracción y temperatura, los resultados se muestran en la Tabla 4.50.

La verificación por cortante de la losa se hizo con los valores máximos de cortante que resultaron de la aplicación de las cargas para la combinación Estado Límite de Resistencia I, en vista de que la losa no cuenta con acero para cortante se verificó si el concreto resiste la cortante última. Los criterios para el cálculo de la resistencia de la losa se hicieron de acuerdo al Capítulo 5 de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*

(9na edición), por la AASHTO (2020). Los resultados de la verificación de la losa a cortante se observan en la Tabla 4.51.

Tabla 4.50

Acero de refuerzo transversal en la porción losa

Refuerzo transversal inferior								
Tramo	M_u^+ máx (kN.m)	d_s (m)	d_p (m)	A_s (cm ²)/(1m)	A_{ps} (cm ²)/(1m)	$M_u/\phi M_n$	Condicionante	Distribución
CL	211.3	0.245	0.235	0.000	6.935	0.90	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$
A 3 m del centro	138.4	0.182	0.172	0.000	6.935	0.97	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$
Volado	-	0.157	0.100	0.000	6.935	-	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$
Refuerzo transversal superior								
Tramo	M_u^- máx (kN.m)	d'_s (m)	d_p (m)	A'_s (cm ²)/(1m)	A_{ps} (cm ²)/(1m)	$M_u/\phi M_n$	Condicionante	Distribución
CL	-	0.040	-	0.000	-	-	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$
A 3 m del centro	-	0.040	-	0.000	-	-	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$
Volado	-7.6	0.040	0.100	0.000	6.935	0.12	Retracción y temperatura	$\Phi 3/8''@30.0\text{cm}$

Tabla 4.51

Verificación de la losa por cortante

Dirección	d_v (m)	Cortante última V_u (t/m)	Resistencia de la losa ϕV_n (t/m)	$V_u/\phi V_n$
x-x – extremo, próximo a viga longitudinal	0.167	10.80	15.05	0.718
y-y – próximo a viga longitudinal	0.158	14.30	14.33	0.998

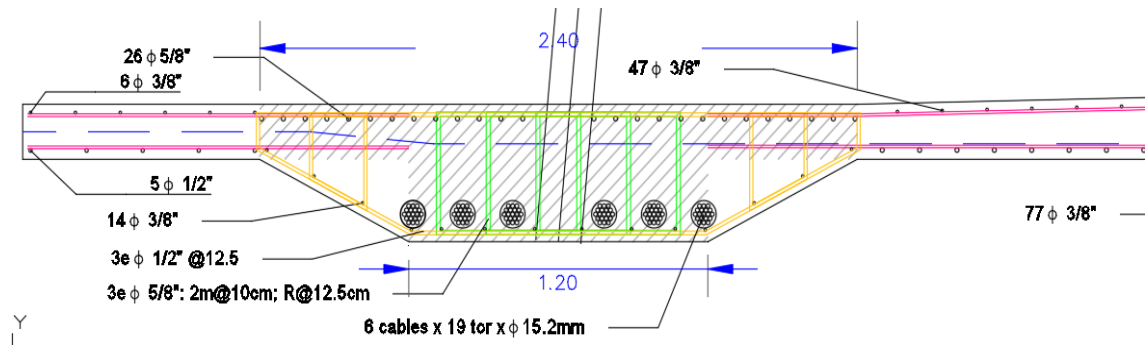
4.5.6.5.2. Diseño de la Porción Viga Presforzada

De la Figura 4.65, la sección alta del tablero del puente se diseñó como una viga T presforzada. Para la verificación por resistencia, se tomó la resultante de la combinación de cargas del estado límite de Resistencia I, de acuerdo al punto 4.3.3. de este trabajo. Las cargas solicitantes para cada viga longitudinal fueron las que recibe el área tributaria de

cada una y la sección resistente es una viga T presforzada que está representada con un área sombreada en la Figura 4.67.

Figura 4.67

Sección resistente de las vigas presforzadas



Nota. La sección T resistente tiene una base de 1.2 m, un ancho de mesa de 2.4 m, una altura de mesa de 0.2 m y un alto de viga de 0.5 m.

En la Figura 4.68, se puede observar que casi en la totalidad de su longitud de la viga T, la envolvente de los momentos resultantes son aproximadamente constantes, por lo que se diseñó una sola distribución de refuerzo. El procedimiento que se utilizó para diseñar por flexión las vigas presforzadas fue el descrito en el Capítulo 5 de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) por la AASHTO (2020), en donde la resistencia a la flexión factorada, M_r , es igual a ΦM_n , la resistencia a la flexión nominal, M_n , se calculó de acuerdo a la Ecuación 4.25 y donde Φ es igual a uno para elementos presforzados. La cantidad de acero de refuerzo longitudinal calculada se muestra en la Tabla 4.52.

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (4.25)$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de presforzado (in^2).

f_{ps} = tensión media en el acero de presforzado a la resistencia nominal a la flexión especificada en la Ecuación 4.26 (ksi).



d_p = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas de presfuerzo (in).

A_s = área de la armadura de tracción no presfuerzo (in²).

f_s = esfuerzos en la armadura de tracción no presforzada a la resistencia nominal a la flexión, se tomó igual a 60 ksi.

d_s = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura en tensión no presforzada (in).

A'_s = área de la armadura de compresión no presforzada (in²), en todos los casos, a favor de la seguridad se consideró que esta área de armadura es igual a 0.

f'_s = esfuerzos en la armadura de compresión no presforzada a la resistencia nominal a la flexión (ksi), se tomó igual a 60 ksi.

d'_s = distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la armadura en compresión (in).

f'_c = resistencia de diseño a la compresión del concreto (ksi).

α_1 = factor del bloque de esfuerzos, para resistencias a la compresión del concreto menor de 10 ksi se toma igual a 0.85.

b = ancho de la cara de compresión del miembro, para una sección con alas en compresión (in), el ancho efectivo del ala es 2.4 m en el caso de las vigas T presforzadas.

b_w = ancho del alma o diámetro de una sección circular (in), igual a 1.2 m en el caso de las vigas T presforzadas.

β_1 = factor del bloque de esfuerzos, igual a 0.8 para concreto de 5 ksi (35 MPa).

h_f = profundidad del ala en compresión del miembro T (in).

$a = c\beta_1$; profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (in).

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (4.26)$$

En el cual:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (4.27)$$

Para comportamiento de sección T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (4.28)$$

Donde:

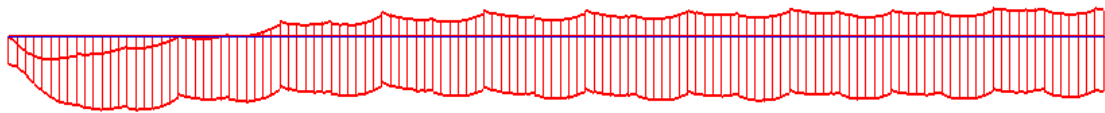
f_{pu} = resistencia a la tracción especificado del acero de pretensado (ksi), Tabla 4.2.

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (ksi), Tabla 4.2.

c = distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (in), Ecuación 4.28.

Figura 4.68

Diagrama de momentos resultantes en la mitad del vano



Nota. Del diagrama envolvente de momentos, el momento máximo positivo tiene un valor de 2329 kN.m, mientras que el momento máximo negativo es de -904.2 kN.m

Tabla 4.52

Acero de refuerzo longitudinal en la viga T presforzada

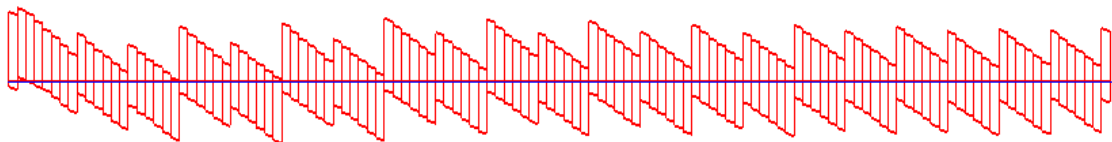
Tramo	M_u^+ máx (kN.m)	d_s (m)	d_p (m)	A_s (cm ²)	A_{ps} (cm ²)	$M_u / \phi M_n$	Condicionante	Distribución
Total	2329.0	-	0.400	-	158.118	0.624	Retracción y temperatura	8 Φ 3/8"
Tramo	M_u^- máx (kN.m)	d'_s (m)	d_p (m)	A'_s (cm ²)	A_{ps} (cm ²)	$M_u / \phi M_n$	Condicionante	Distribución
Total	-904.2	0.052	-	51.74	-	0.997	ELR I	26 Φ 5/8"

Nota. La cantidad de acero de presfuerzo, A_{ps} , se dimensionó anteriormente para resistir la tracción en el tablero y para controlar la fisuración de las fibras superior e inferior del concreto del tablero.

En la Figura 4.69, se puede observar que casi en la totalidad de la viga T, la envolvente de los momentos resultantes son aproximadamente constantes, a excepción de los dos primeros metros. La verificación por cortante en la viga presforzada se realizó con los valores máximos de cortante que resultaron de la aplicación de las cargas para la combinación Estado Límite de Resistencia I. Los criterios para el cálculo de la resistencia de la losa se hicieron de acuerdo a lo dispuesto en el Capítulo 5 de la *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020). La distribución de acero de refuerzo transversal calculada se muestra en la Tabla 4.53.

Figura 4.69

Diagrama de cortante resultantes en la mitad del vano



Nota. De la envolvente de cortantes máximas, la fuerza cortante máxima en los primeros 2 metros del tramo es de 86.40 t mientras que en el resto del tramo la cortante máxima es de 73.50 t.

Tabla 4.53

verificación de la viga T presforzada por cortante

Tramo	d_v (m)	Cortante última V_u (t)	Resistencia de la losa ϕV_n (t)	$V_u/\phi V_n$	Distribución
2m	0.457	86.40	90.20	0.958	6 r 5/8" @10cm
Resto	0.457	73.50	75.60	0.972	6 r 5/8" @12.5cm

El tablero, al tratarse de un caso de una sección presforzada y que se haya realizado un control de la fisuración, no fue necesario la verificación de fatiga en los aceros del tablero - tirante del arco (AASHTO, 2020). Esto se debe a que en las secciones preforzadas los torones tienen esfuerzos establecidos altos de tracción, debido al estiramiento ocurrido en el presfuerzo inicial; el incremento de esfuerzo producido por la carga de fatiga es bajo en comparación al esfuerzo ya establecido, por lo que este incremento de esfuerzos por fatiga en secciones post tensionadas es bajo.

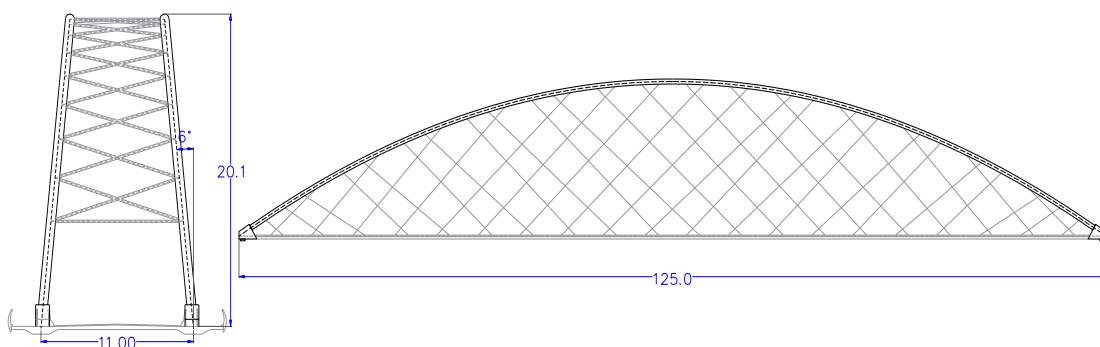
4.5.7. Análisis y Diseño del Arco

Los arcos son de sección circular compuesta de 65 cm de diámetro exterior, conformado por una camisa circular de acero ASTM A529-50 y tiene espesor de 1", este está llenado con concreto de 28MPa de resistencia a la compresión a los 28 días. Los arcos tienen la forma de una parábola con una altura de 20.1 m, teniendo una relación de 0.16 con el vano del puente; están inclinados hacia adentro en 6° , de acuerdo a la Figura 4.70, y están arriostradas en la parte superior por vigas de acero y unidas en la parte inferior por la losa de concreto. El diámetro de la sección del arco tiene una relación de 1/192 con el vano del puente.

El arco está sujeto principalmente a fuerzas de compresión, y el concreto es el material más adecuado para resistir compresión, sin embargo, en el estudio del arco se pudo observar que cuando el arco es de concreto armado requirió una sección más pesada y las fuerzas de tracción en el tablero – tirante eran considerablemente grandes. Por lo que se optó usar una sección compuesta para aligerar el peso del arco y por ende las fuerzas de tracción en el tablero – tirante, este cambio de material permitió aligerar el puente en un 35% y aliviar la fuerza de tracción en el tablero – tirante considerablemente.

Figura 4.70

Croquis del arco del puente en arco tipo Network



En el modelo matemático el arco se representó con elementos barra discretizados a 106 cm. En la conexión entre el arco y el tablero – tirante se tuvo en cuenta que el centroide de la sección del arco que es la línea de fuerza en el arco coincida con la línea de fuerza resultante de los cables de presfuerzo el mismo que se encuentra en el centroide de la sección del tablero – tirante. Esto porque cualquier excentricidad de la línea de fuerzas del arco con la línea de fuerzas de la resultante del presfuerzo podría producir fuerzas irreales y perjudiciales en el arco o el tirante.

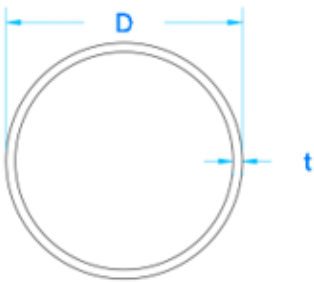
Las cargas aplicadas para hallar los máximos efectos de fuerzas fueron la carga muerta de elementos estructurales y no estructurales (DC); carga muerta de la superficie de desgaste y utilidades (DW), carga viva del camión y tándem de diseño HL-93 (LL) con su respectiva sobrecarga de diseño (LS), impacto (IM) y factor de presencia múltiple (m); fuerza de frenado (BR); cargas de peatones (PL); temperatura uniforme (TU); efectos de la gradiente de temperatura (TG); cargas de viento (WS y WL) y los efectos sísmicos (EQ), para la zona sísmica 3. Las combinaciones de carga para los que se diseñó y verificó la sección del arco fueron los requeridos para cumplir los estados límite de Resistencia I y Evento Extremo I, se comprobó que las fuerzas resultantes de los estados límites de Resistencia III y Resistencia V, no son mayores en ningún caso al de Resistencia I, por lo que se obvió la verificación para estos; los factores de carga para estas combinaciones se encuentran en la Tabla 4.3.

4.5.7.1. Diseño de la Sección Mixta del Arco por Flexo Compresión y Corte

Las consideraciones para hallar la resistencia a flexo compresión y cortante para tubos de acero rellenos de concreto (CFSTs) fueron tomados del Capítulo 6 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020). Se tomó en cuenta la clasificación de la zona sísmica 3 en la que se encuentra la estructura, por lo que fue investigado para evento extremo.

Figura 4.71

Propiedades de la sección CFSTs del arco

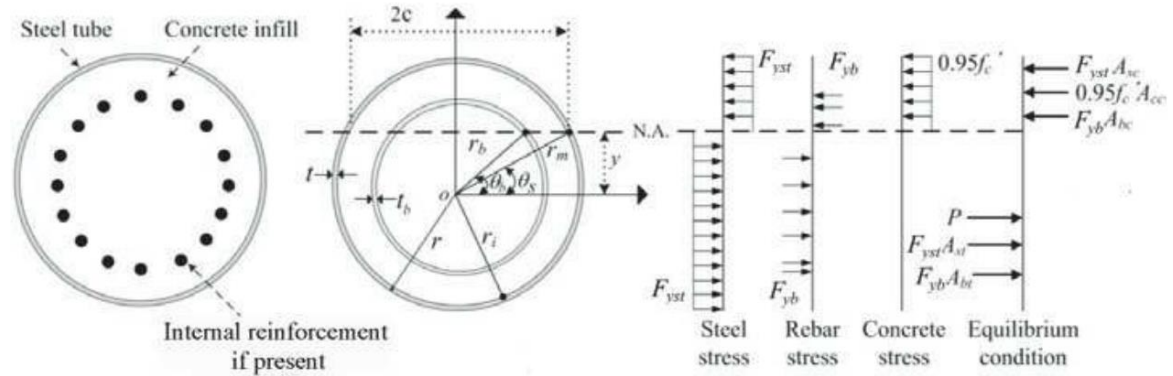


Concreto		
f'_c :	28	MPa
Camisa de Acero		
	MPa	
F_{yst} :	345	MPa
E :	200000	MPa
t :	25.4	mm
D :	650	mm
Factores de resistencia		
ϕ_c :	0.90	Flexión compuesta
ϕ_v :	1.00	Cortante

Figura 4.72

Modelo de la sección CFSTs para el uso del método PSDM

A_{sc} : compression area of steel tube A_{bc} : compression area of reinforcement if present
 A_{cc} : compression area of concrete infill A_{st} : tension area of steel tube, A_{bt} : tension area of reinforcement



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 6-280).
Por la AASHTO (2020).

De acuerdo a AASHTO (2020) y los datos de la Figura 4.71 la sección CFSTs cumple con las ecuaciones 4.29 y 4.30.

$$\frac{D}{t} \leq 0.15 \frac{E}{F_{yst}} \quad (4.29)$$

$$f'_c > \left\{ \begin{array}{l} 3.0 \text{ksi} \\ 0.075 F_{yst} \end{array} \right\} \quad (4.30)$$

Por lo que la curva de interacción P-M nominal para el material de CFSTs del arco se calculó utilizando el método de distribución de tensiones plásticas (PSDM) recomendado en AASHTO (2020, pp. 6-279 - 6-282), sin considerar el pandeo. De acuerdo a la Ecuación 4.31 y 4.32.

$$P_n = F_{yst} t r_m [(\pi - 2\theta_s) - (\pi + 2\theta_s)] + t_b r_b [F_{yb}(\pi - 2\theta_b) - (F_{yb} - 0.95f'_c)(\pi + 2\theta_b)] + \frac{0.95f'_c}{2} [(\pi - 2\theta_s)r_i^2 - 2yc] \quad (4.31)$$

$$M_n = 0.95f'_c c \left[(r_i^2 - y^2) - \frac{c^2}{3} \right] + 4F_{yst} t c \frac{r_m^2}{r_i} + 4F_{yb} t_b c_b r_b \quad (4.32)$$

En el cual:



$$r_m = r - \frac{t}{2} \quad (4.33)$$

$$\theta_s = \sin^{-1} \left(\frac{y}{r_m} \right) \quad (4.34)$$

$$\theta_b = \sin^{-1} \left(\frac{y}{r_b} \right) \quad (4.35)$$

$$c = r_i \cos \theta_s \quad (4.36)$$

$$c_b = r_b \cos \theta_b \quad (4.37)$$

$$t_b = \frac{nA_b}{2\pi r_b} \quad (4.38)$$

Donde:

A_b = área de una sola barra de refuerzo (in²).

c = la mitad de la longitud de la cuerda para un estado de tensión dado, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

c_b = la mitad de la longitud de la cuerda para un estado de tensión dado de un tubo ficticio que modela el refuerzo interno (in).

F_{yb} = límite elástico mínimo especificado de las barras de acero utilizadas para el refuerzo interno (ksi).

F_{yst} = límite elástico mínimo especificado del tubo de acero (ksi).

f'_c = resistencia a la compresión mínimo especificado del concreto a los 28 días (ksi).

M_n = resistencia nominal a la flexión en función de la resistencia axial nominal, P_n (kip-in).

n = número de barras de refuerzo internas uniformemente espaciadas, como se muestra en la Figura 4.72.

P_n = resistencia nominal a compresión del elemento en función de la resistencia nominal a flexión, M_n (kips).

r = radio al exterior del tubo de acero, como se muestra en la Figura 4.72 (in).



r_b = radio al centro de las barras de refuerzo internas, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

r_i = radio al interior del tubo de acero, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

r_m = radio al centro del tubo de acero, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

t = espesor del tubo de acero, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

t_b = espesor de un tubo de acero ficticio utilizado para modelar la contribución del refuerzo interno, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

y = distancia desde el centro del tubo hasta el eje neutral para un estado de tensión dado, como se muestra en la Figura 4.72 (in).

θ_b = ángulo usado para definir la longitud c_b para un estado de tensiones dado (rad).

θ_s = ángulo usado para definir la longitud c para un estado de tensiones dado (rad).

De las ecuaciones dadas, Ecuación 4.31 al 4.38, y considerando que no se utilizó barras de acero de refuerzo en el concreto se obtiene la curva de interacción P-M mostrado en la Figura 4.73, en donde también se muestran marcadas con “x” las solicitaciones de las combinaciones de carga de la Tabla 4.54; por lo que la sección CFSTs del arco resiste las solicitaciones en los estados límite de resistencia y evento extremo.

En la Figura 4.74 y Figura 4.75, se muestran las fuerzas axiales solicitantes y fuerzas de flexión solicitantes, respectivamente; para la combinación de estado límite de Resistencia I para el arco de sección mixta.

Figura 4.73

Diagrama de interacción $\phi M_n - \phi P_n$ de la sección CFSTs del arco

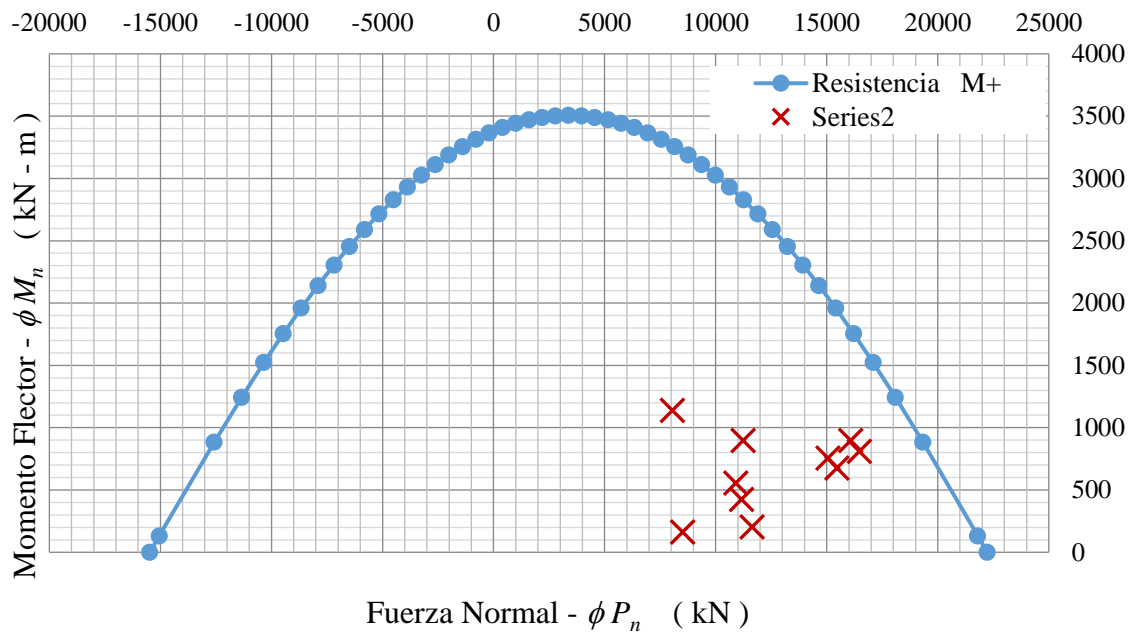


Tabla 4.54

Solicitaciones últimas en el arco

Solicitaciones			
	Combinación	N_u (kN)	M_u (kN-m)
ELR I	Compresión máxima	16467.2	811.3
ELR I	Compresión mínima	10901.0	556.7
ELR I	Flexión máxima	16078.0	897.1
ELR I	Flexión máxima	11234.6	897.1
EE I	Compresión máxima	11633.4	204.5
EE I	Flexión máxima	11165.6	425.5
ELR III	Compresión máxima	8511.5	164.6
ELR III	Flexión máxima	8050.2	1140.2
ELR V	Compresión máxima	15465.5	677.0
ELR V	Flexión máxima	15062.1	757.9

Nota. Las combinaciones más críticas de la Tabla 4.54 fueron tomados de la Figura 4.74 y Figura 4.75.

Figura 4.74

Envolvente de fuerza axial (kN) en el arco y arriostres, para el ELR I

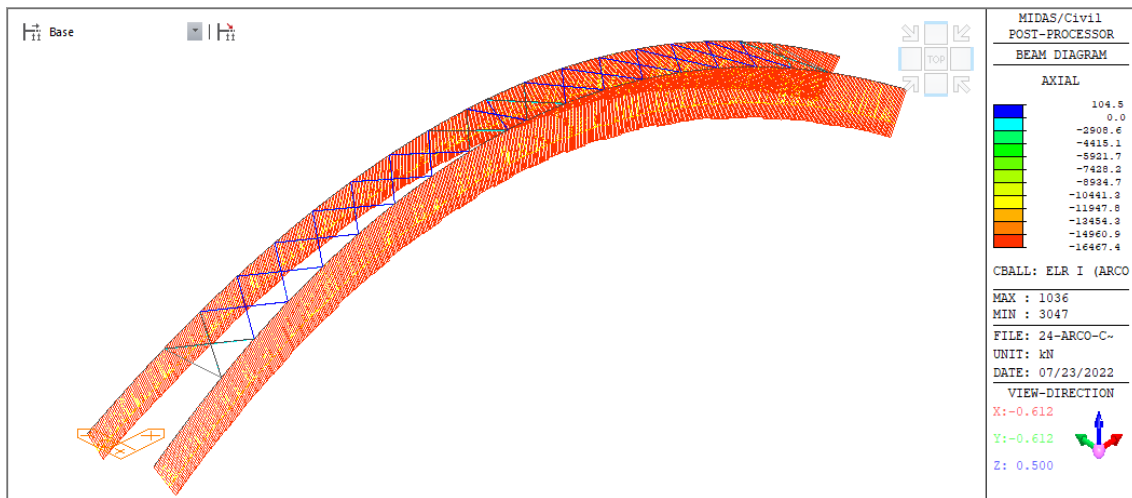
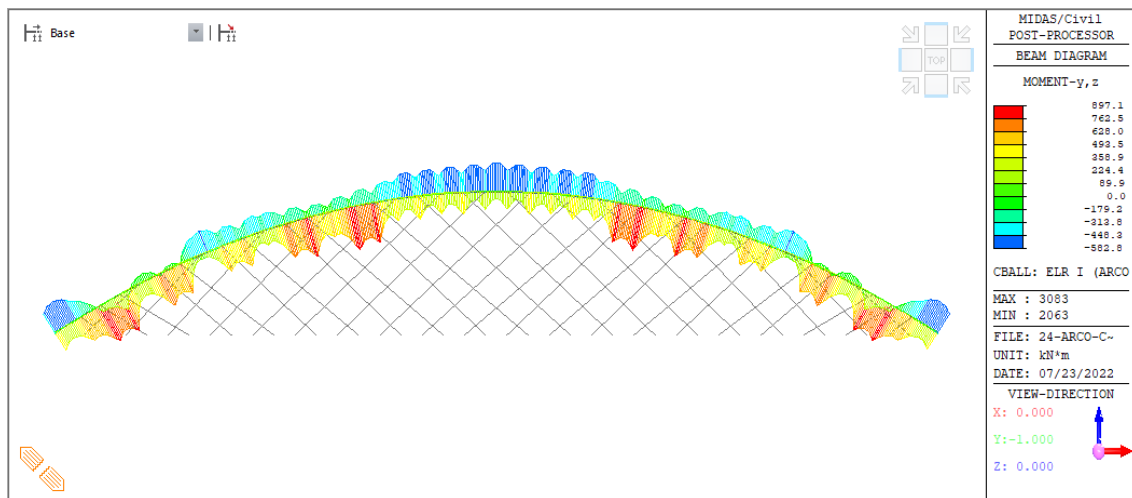


Figura 4.75

Envolvente de momentos flectores (kN.m) en el arco, para el ELR I



La resistencia nominal por cortante V_n de la sección CFSTs del arco fue tomado como la resistencia nominal del tubo de acero solo, según AASHTO (2020) se determina con la Ecuación 4.39.

$$V_n = 0.5F_{cr}A_g \quad (4.39)$$

En el cual:

F_{cr} = resistencia al pandeo por cortante (ksi) es tomado como el mayor que resulte de la Ecuación 4.40 y Ecuación 4.41.

$$F_{cr1} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v(D)}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}} \leq 0.58F_y \quad (4.40)$$

O:

$$F_{cr2} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} \leq 0.58F_y \quad (4.41)$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección basada en el espesor de pared de diseño (in).

D = diámetro exterior del tubo (in).

L_v = distancia entre puntos de cortante máxima y cero (in).

t = espesor de pared de diseño tomado igual a t_w (in).

En la Figura 4.76, se observa las fuerzas de corte solicitantes en el arco para el estado límite de Resistencia I, con el cual se verificó la resistencia a fuerzas cortantes de la sección mixta, para que cumpla con la Ecuación 4.39. Los resultados de la verificación se muestran en la Tabla 4.55.

Figura 4.76

Envolvente de fuerzas cortantes (kN) en el arco, para el ELR I

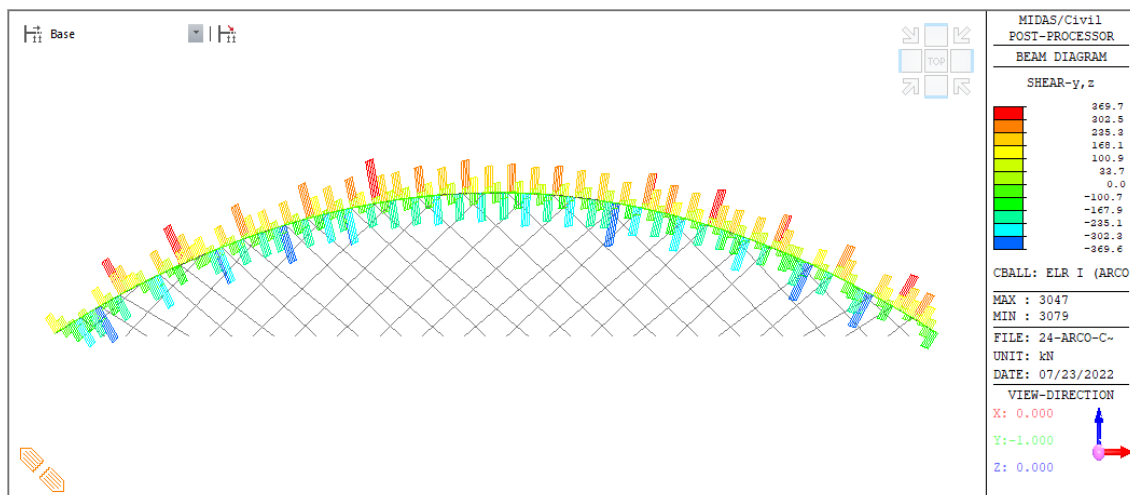


Tabla 4.55*Verificación por cortante de la sección CFSTs del arco*

Combinación	V_u (kN)	ϕV_n (kN)	$V_u/\phi V_n$
ELR I	369.82	4986.58	0.07
EE I	206.12	4986.58	0.04
ELR III	278.32	4986.58	0.06
ELR V	327.43	4986.58	0.07

En la Tabla 4.55, podemos ver que la sección mixta CFSTs del arco resiste con gran facilidad las solicitaciones de cortante.

4.5.7.2. Verificación por Fatiga de la Sección Mixta del Arco

De acuerdo a AASHTO (2020), para los efectos de fatiga se cumplió con la Ecuación 4.42.

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (4.42)$$

Donde:

γ = factor de carga especificado en la Tabla 4.3 para la combinación de carga de fatiga.

(Δf) = efecto de fuerza, rango de esfuerzos de carga viva debido al paso de la carga de fatiga (MPa).

$(\Delta F)_n$ = resistencia nominal a la fatiga, para la combinación de carga Fatiga I es igual a $(\Delta F)_{TH}$, e igual a 24 ksi o 165MPa de acuerdo a la Tabla 6.6.1.2.3-1 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición) (p. 6-42), por la AASHTO (2020).

Los esfuerzos máximo y mínimo en la camisa de acero de la sección mixta fueron leídos directamente del modelo matemático elaborado en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*. Los resultados y verificación por fatiga se muestran en la Tabla 4.56, en donde se puede apreciar que la camisa de acero de la sección mixta satisface adecuadamente las variaciones de esfuerzos producidos por la combinación de cargas para el estado límite de Fatiga I.

Tabla 4.56

Verificación por fatiga de la sección CFSTs del arco

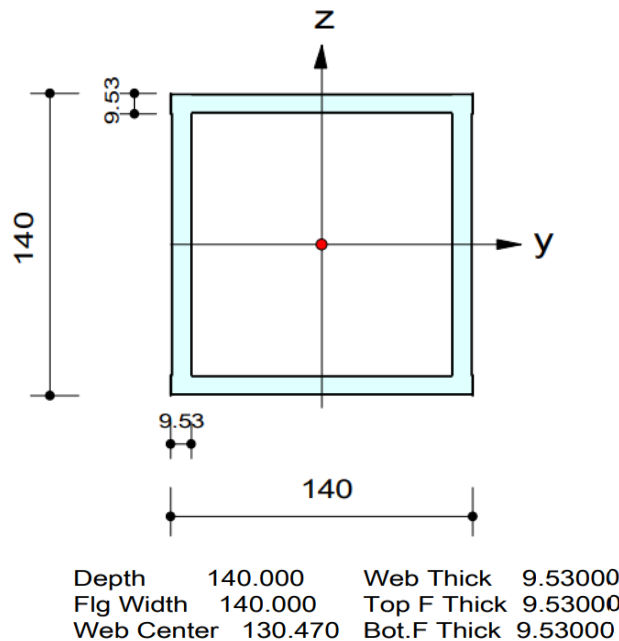
Sección	Fibra	$\gamma_{f_{\min}}$ (MPa)	$\gamma_{f_{\max}}$ (MPa)	$\gamma(\Delta f)$ (MPa)	$(\Delta F)_n$ (MPa)	Ratio
Extremo	Superior	-22.3	4.0	26.3	165.0	0.16
Extremo	Inferior	-11.3	11.3	22.6	165.0	0.14
CL	Superior	-17.5	2.7	20.2	165.0	0.12
CL	Inferior	-18.9	5.7	24.6	165.0	0.15

4.5.8. Arriostres del Arco

Los arriostres tienen la finalidad de arriostar o sujetar los arcos para evitar el pandeo lateral de los mismos. Los arriostres del arco son elementos de acero estructural ASTM A36 de sección rectangular, cuyas dimensiones se observan en la Figura 4.77, estos arriostres tienen forma de X similar a la Figura 2.34b.

Figura 4.77

Sección transversal de los arriostres del arco



Nota. Los valores están en mm.

El modelo matemático los arriostres están representados como elementos viga. Se considera que los arriostres estarán unidos mediante conexiones atornilladas por lo que se utilizó para los cálculos el factor de longitud efectiva “K” igual a 0.75 (AASHTO, 2020). Al ser miembros comprimidos, la condicionante para el dimensionamiento de los

elementos de arriostre fue la verificación de esbeltez; la esbeltez es igual a $\frac{Kl}{r} \leq 140$, donde r es el radio de giro (AASHTO, 2020); el elemento más crítico tiene una esbeltez de 136 por lo que se cumple la condición. La sollicitación en el elemento más crítico a flexo compresión en el estado límite de Resistencia I, que fue el más crítico, tuvo una relación de 0.28 en relación a la resistencia del arriostre, y la fuerza de cortante última fue de 0.002 de la resistencia a cortante del arriostre. Por lo que, la sección del arriostre cumple las verificaciones. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión y cortante fueron tomados del Capítulo 6 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020).

4.5.9. Subestructura

4.5.9.1. Apoyos de Elastómero Reforzado

Los criterios que se utilizaron para seleccionar el elastómero reforzado, fueron los mismos que se usaron para el puente atirantado. Los valores de los desplazamientos, rotaciones y fuerza vertical se muestran en la Tabla 4.57.

Tabla 4.57

Deformaciones en los apoyos

Combinación de Carga	Desplazamientos (mm)			Rotaciones (rad)			Fuerzas (t)
	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz	Px
Apoyo derecho – Inicio							
Servicio I	76.09	146.77	0.00	-0.012	0.006	-0.008	163.1
Evento Extremo I	269.59	256.95	0.00	-0.004	0.004	-0.002	243.1
Apoyo izquierdo – Inicio							
Servicio I	76.09	152.48	0.00	0.012	0.006	0.011	166.1
Evento Extremo I	269.59	260.27	0.00	0.005	0.004	0.002	243.1

De acuerdo a la *Tabla Dimensions* (pp. 4-5) del Anexo G, el elastómero reforzado elegido de Tipo B, es el circular de 700 mm de diámetro, con capacidad de carga vertical de 10553 kN, espesor de las capas de elastómero $t = 16$ mm, número de capas de elastómero $n = 10$, número de placas de refuerzo $n_s = 11$, espesor de la placa de refuerzo $t_s = 5$ mm, espesor total del apoyo $h_{rt} = 220$ mm, desplazamiento permitido de 165 mm y una rotación permitida de 0.012 rad.

Se utilizó las propiedades geométricas, ($D=700$ mm, $A=0.385$ m², $h_{rt}=220$ mm) y el módulo de corte del elastómero reforzado igual a 100 t/m², para hallar la rigidez horizontal del apoyo. La rigidez horizontal del apoyo es igual a $K_n = GA/h_{rt} = 175.0$ t/m. La rigidez horizontal calculada fue insertada en el modelo matemático como elemento tipo resorte que restringe los movimientos en X y Y en los nudos donde se modelan los apoyos y para el desplazamiento vertical restringido se tomó $K_n \approx \infty$.

Cabe mencionar que más del 95% del desplazamiento transversal calculado en el estado límite de Servicio I fue ocasionado por las fuerzas de viento. Además, recalamos que el elastómero reforzado permite disipar los desplazamientos de la subestructura hacia la superestructura durante algún evento sísmico. Sin embargo, de acuerdo a las dimensiones del elastómero y a la Tabla 4.57, el elastómero reforzado elegido no es suficiente para soportar los desplazamientos para el sismo de diseño en el estado límite de Evento Extremo I, por lo que es necesario un estudio exhaustivo de estos aparatos de apoyo en una posterior etapa de estudio.

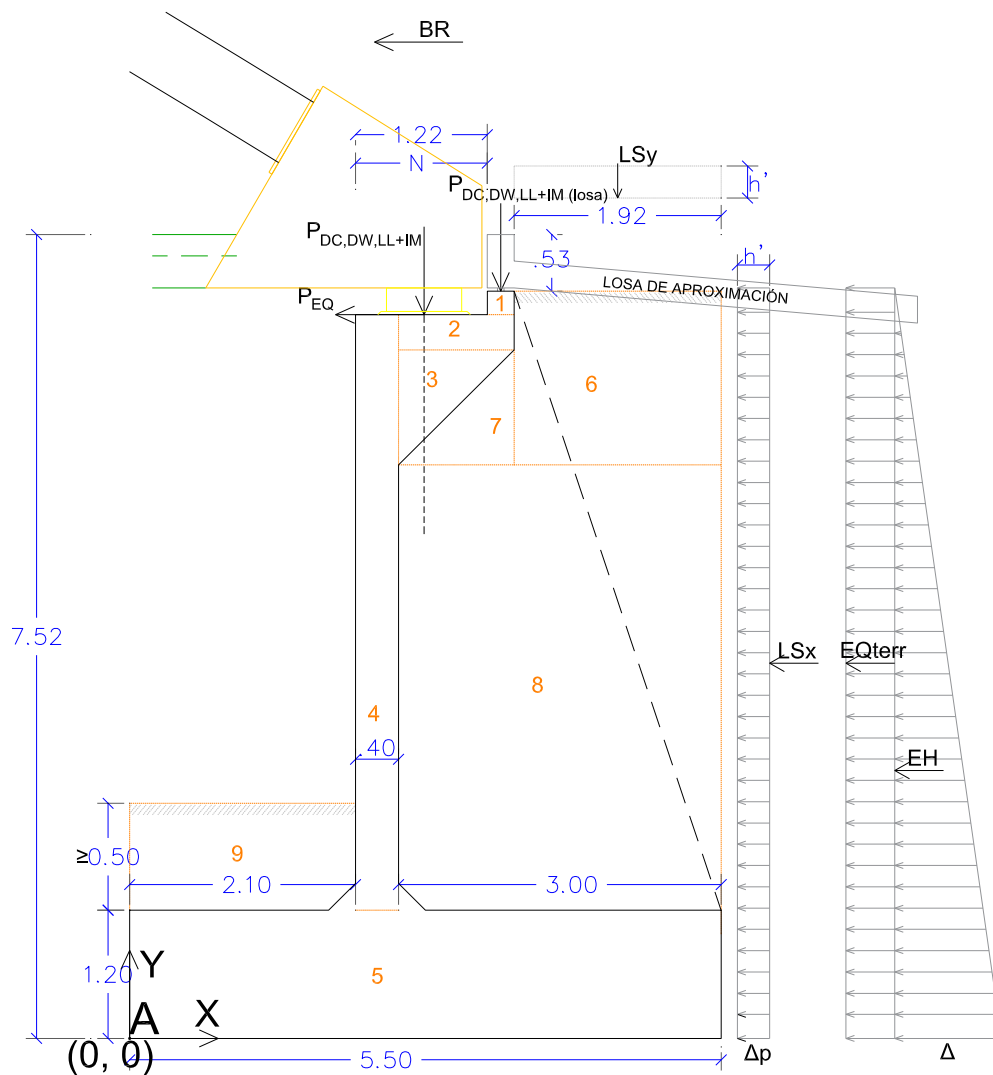
4.5.9.2. Estribos

En el caso del puente en arco tipo Network, se planteó utilizar en cada extremo un estribo de gravedad con tres contrafuertes y aleros laterales para proteger al terraplén de la erosión. La geometría del estribo es de acuerdo como se muestra en la Figura 4.78, donde la pantalla frontal tiene un espesor de 40 cm, los contrafuertes tienen un espesor de 40 cm, los aleros tienen un espesor de 40 cm, la zapata tiene una altura de 120 cm y un ancho de 5.5 m. El material que se usó es el concreto de 28 MPa de resistencia a la compresión y acero de refuerzo de Grado 60 de $f_y = 420$ MPa. La información geotécnica que se utilizó fue tomada del trabajo de investigación realizado por Chacón Rosello et al. (2015). De acuerdo a los criterios de Capítulo 10 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), se calculó una resistencia de carga nominal del suelo de 17.71 kg/cm² (Ver Anexo M), también se calculó un módulo de balasto vertical de 1450 t/m³.

El modelo matemático de interacción suelo estructura que se utilizó fue tal que el suelo que va estar en contacto con la estructura tenga que representarse a manera de resortes con rigidez equivalente al módulo de balasto vertical del suelo. Para fines de análisis estructural, los elementos del estribo fueron modelados como elementos cáscara en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

Figura 4.78

Estribo del puente en arco tipo Network



Las fuerzas que fueron aplicadas están de acuerdo a lo descrito en el punto 4.4.4 de este trabajo; al Capítulo 11 de *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020); y están detalladas en el Anexo K (Ver K.2). Para la verificación de estabilidad al vuelco y deslizamiento, tomando como punto de pivote el punto A de la Figura 4.78; se utilizó los factores de carga máximos para las cargas horizontales que generan el vuelco y deslizamiento en la base (LS_x , EH , EQ y BR) (desestabilizadoras) y los factores de carga mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC , DW , EV , $LL+IM$, LS_y) y de esta manera se maximizaron las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura; este estado límite fue denominado como Resistencia Ia. Para la verificación de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos; a este

estado límite lo denominamos Resistencia Ib. Se realizó la verificación de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones en el estado límite de Evento Extremo I. Además, se realizó la verificación de las presiones en la base del estribo para el estado límite de Servicio I. Los factores de carga para las combinaciones de los estados límite expuestos están plasmados en la Tabla 4.35.

Los resultados de las verificaciones por vuelco alrededor del punto A, se muestran en la Tabla 4.58, donde el estado límite más crítico es el de Evento Extremo I y se da cuando sobre el estribo también actúa la carga que le transmite la estructura del puente. En la Tabla 4.59, se muestra la verificación al deslizamiento de la base del estribo, resultando los estados límites de Resistencia I y Evento Extremo I los más críticos, en este caso los deslizamientos fueron más relevantes cuando sobre el estribo no actúan las cargas que se transmiten del puente. En la Tabla 4.60, se muestra los resultados de la verificación de las presiones actuantes en la base del estribo, estas presiones fueron relevantes en el estado límite de Resistencia I, para el caso donde sobre el estribo están actuando las cargas que se transmiten del puente. Los resultados más ampliados se muestran en el Anexo K (ver K.2) del presente trabajo.

Tabla 4.58

Vuelco alrededor del punto A (estribo con puente)

Estado	V_u (t/m)	M_{Vu} (t-m/m)	M_{Hu} (t-m/m)	$x_o = \frac{(M_{Vu} - M_{Hu})}{V_u}$ (m)	$e = B/2 - x_o$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)	$e/e_{m\acute{a}x}$
Resistencia Ia	114.58	342.52	73.00	2.35	0.40	1.83	0.22
Evento Extremo I	141.98	422.67	242.87	1.27	1.48	2.02	0.73

Tabla 4.59

Deslizamiento en base del estribo (estribo sin puente)

Estado	V_u (t/m)	Resistente (t/m) R_R	Actuante (t/m) H_u	Ratio
Resistencia Ia	51.46	36.03	19.72	0.55
Evento Extremo I	54.30	38.72	21.18	0.55

Tabla 4.60*Presiones actuantes en la base (estribo con puente)*

Estado	V_u (t/m)	M_{Vu} (t-m/m)	M_{Hu} (t-m/m)	$x_o=(M_{Vu}-M_{Hu})/V_u$ (m)	$e=B/2-x_o$ (m)	$q=V_u/(B-2e)$ (kg/cm ²)	q_R (kg/cm ²)	q/q_R
Resistencia Ib	216.49	649.89	73.00	2.66	0.09	4.06	9.74	0.42
Evento Extremo I	141.98	422.67	242.87	1.27	1.48	5.61	17.71	0.32
Servicio I	156.62	467.96	45.37	2.70	0.05	2.90	17.71	0.16

En el contrafuerte y la pantalla del estribo, el refuerzo vertical fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión y fuerzas axiales que se presentaron en sus secciones simultáneamente, por lo que se diseñó las secciones por flexo compresión, y el refuerzo horizontal fue dimensionado para resistir fuerzas de flexión. En las pantallas de los aleros, el refuerzo vertical y horizontal fueron dimensionados para resistir fuerzas de flexión. Y, en las zapatas el refuerzo fue dimensionado para resistir las fuerzas de flexión. Los requisitos para el cálculo de la resistencia para flexo compresión, flexión, y cortante fueron tomados del Capítulo 5 del *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición), por la AASHTO (2020), así como también los requisitos de refuerzo para temperatura y retracción, recubrimientos, espaciamiento de refuerzo, cuantías máximas y mínimas del refuerzo, factores de resistencia y otras consideraciones para concreto armado.

El consumo de acero de refuerzo que se calculó en los estribos con sus respectivos aleros de concreto armado es de 85.06 kg/m³.

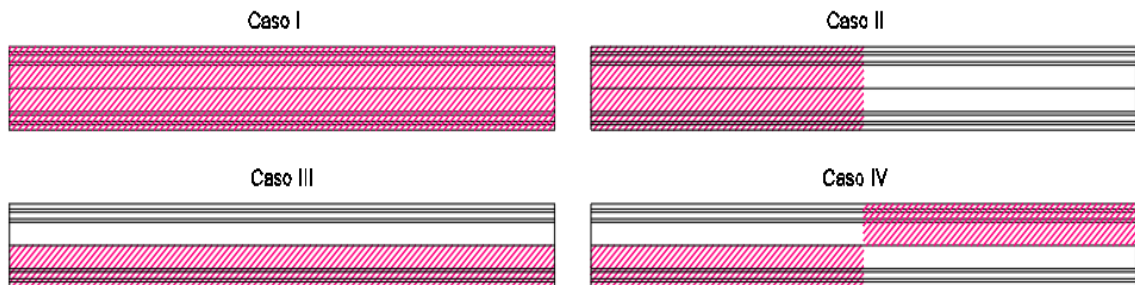
4.5.10. Análisis de Pandeo

El análisis de pandeo es importante en el arco en vista que este está comprimido por lo tanto es propenso a pandearse. La verificación del pandeo de los arcos se realizó con diferentes distribuciones de carga sobre el tablero, como se muestra en la Figura 4.79. El análisis por pandeo lineal se realizó en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2.* en donde se consideró como carga constante las cargas permanentes, y como carga variable que produce el pandeo las distintas distribuciones de carga de la Figura 4.79, con una intensidad de 1 t/m². El factor de seguridad resulta de la división de la carga crítica hallada

en el modelo para los diferentes modos de pandeo y la carga viva aplicada al puente por metro cuadrado que es igual a 0.25 t/m^2 .

Figura 4.79

Distribuciones de carga unitaria, para investigar la inestabilidad por pandeo del arco

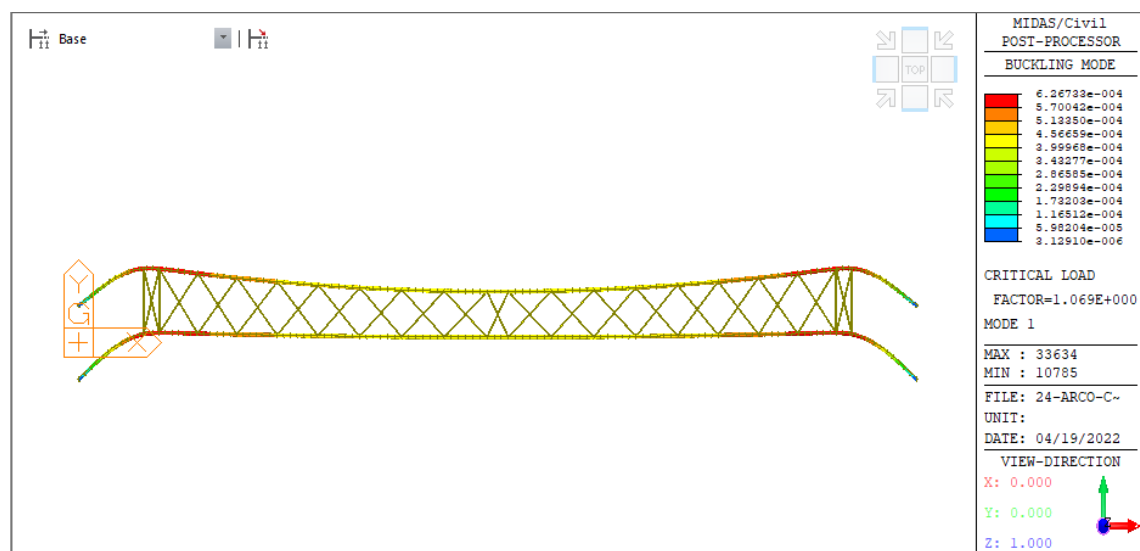


Los primeros modos de pandeo para las diferentes distribuciones de la carga variable (Figura 4.79) se muestran en la Figura 4.80.

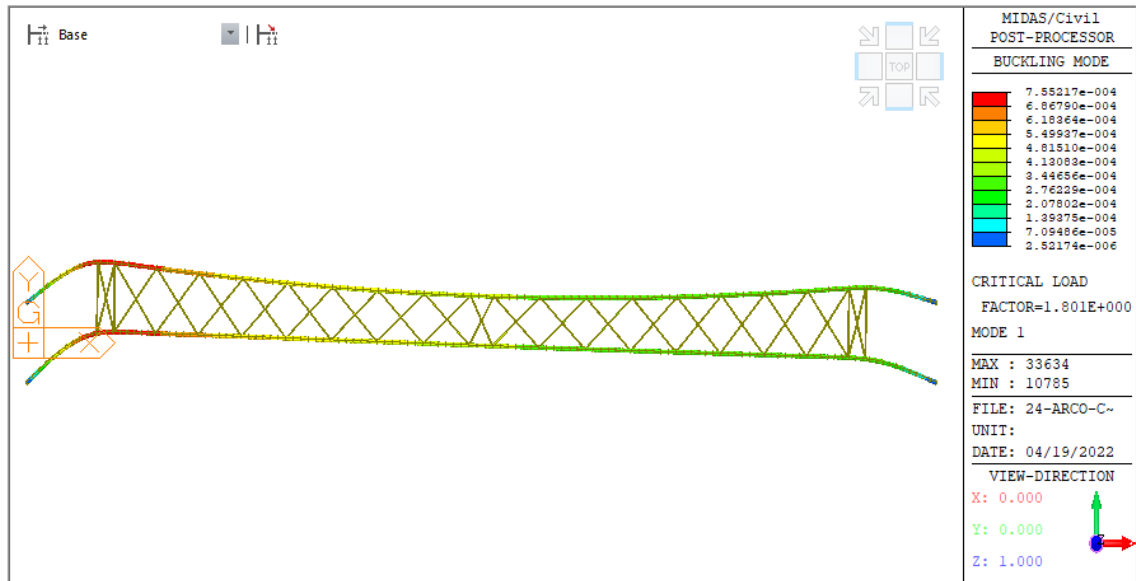
Figura 4.80

Modos pandeo del arco

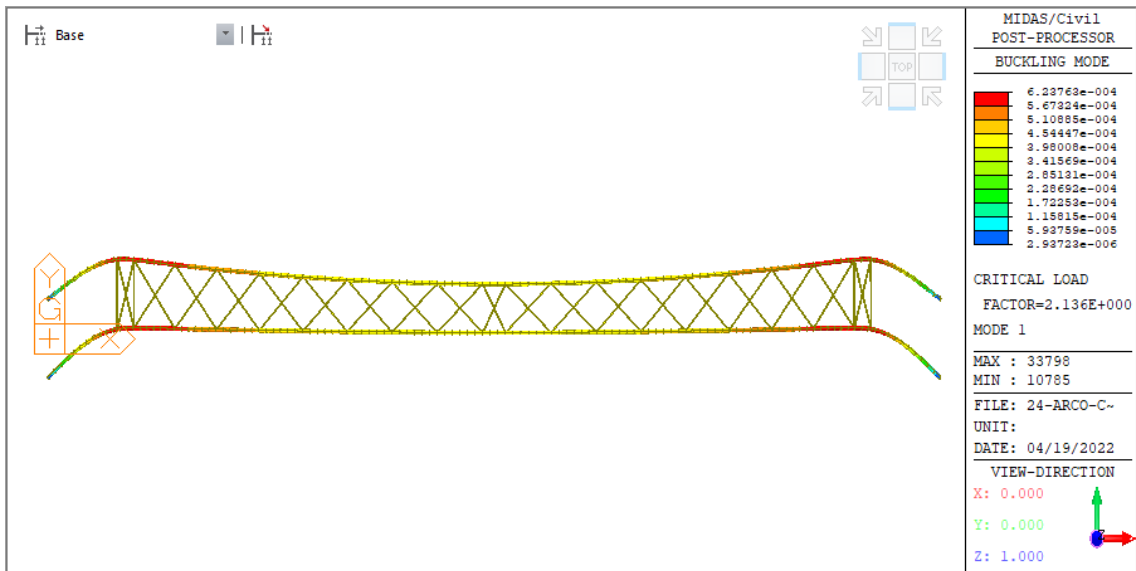
4.80a. Primer modo de pandeo del Caso I, para la carga variable unitaria distribuida en todo el tablero.



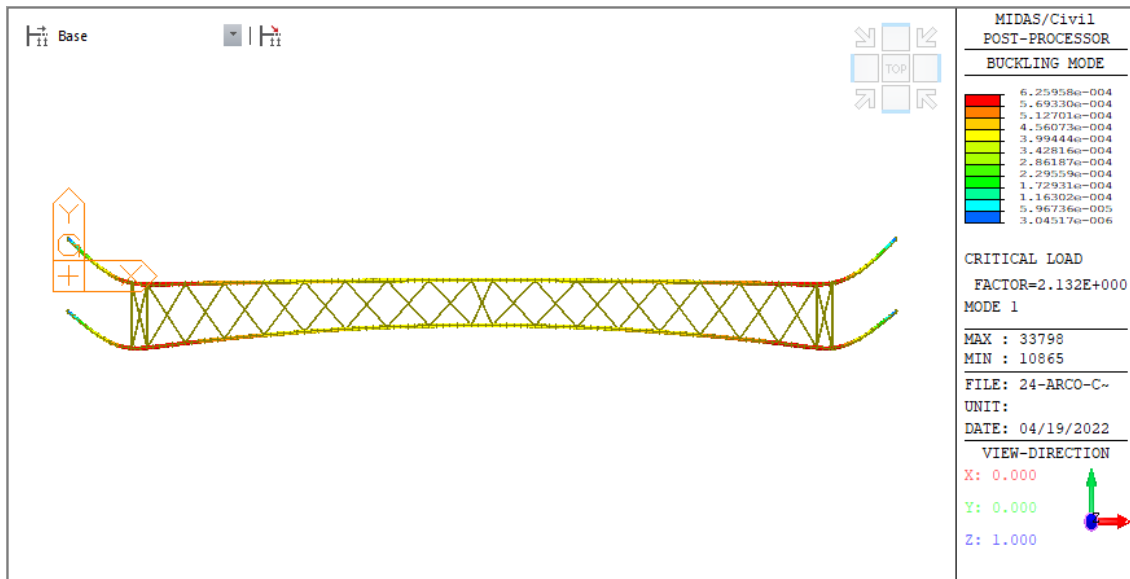
4.80b. Primer modo de pandeo del Caso II, para la carga variable unitaria distribuida en la primera mitad del tablero.



4.80c. Primer modo de pandeo del Caso III, para la carga variable unitaria distribuida en la mitad derecha del tablero.



4.80d. Primer modo de pandeo del Caso IV, para la carga variable unitaria distribuida en la mitad derecha en el primer tramo y la mitad izquierda en el segundo tramo.



Nota. En la Figura 4.80a, Figura 4.80b, Figura 4.80c y Figura 4.80d, se muestran los primeros modos de pandeo para cada caso de carga estudiado de acuerdo a la Figura 4.79, para los cuales los modos de pandeo fueron generados en el programa *MIDAS CIVIL 2019 V.2*.

Tabla 4.61

Verificación del pandeo del arco

Caso	Modo de pandeo	Carga crítica (t/m ²)	Factor de seguridad al pandeo	Conclusión	Figura
I	1	1.07	4.28	no pandea	4.80a
II	1	1.80	7.20	no pandea	4.80b
III	1	2.14	8.56	no pandea	4.80c
IV	1	2.13	8.52	no pandea	4.80d

Las verificaciones de los primeros modos de pandeo, para cada caso de aplicación de carga variable unitaria, se muestran en la Tabla 4.61, donde el menor factor de seguridad al pandeo es 4.28. En la Figura 4.80, podemos observar que las fallas de pandeo en todos los casos ocurren fuera del plano del arco y en los tramos de los extremos del arco. Las alternativas para mejorar la estabilidad al pandeo es inclinar aún más los arcos, reducir la longitud del tramo que se pandea u optar por secciones más rígidas en el arco. Ahora bien, la carga crítica elástica que produce el primer modo de pandeo en el caso I,



que es el más crítico, en el tramo que se pandea es igual a 1847.7 t y la carga última solicitante en el estado límite de Resistencia I es de 1640.9 t; Por lo que la sección y tramo de arco que se pandea tendrá una falla en el estado límite de resistencia antes que el pandeo por lo que los factores de seguridad son aceptables.

4.6. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE LOS DOS TIPOS DE PUENTE

4.6.1. Geometría

En el puente atirantado asimétrico con una torre. La altura de la torre a partir de la superficie de rodadura y el vano del puente tiene una relación de 0.37, es menor en comparación con los puentes emblemáticos de este tipo como el puente Erasmus y el puente Sancho – El Mayor que tienen una relación de 0.5 y 0.41 respectivamente, y es menor con la relación recomendado por Svensson (2012), donde esta relación equivale a 0.4 y 0.5 para una configuración similar a la estudiada; la menor relación que se utilizó se debe principalmente a la ligereza del tablero, en donde los tirantes no fueron dimensionados para satisfacer requisitos de resistencia sino de servicio. La desviación respecto a la vertical que tiene la torre estudiada es de 17° , mientras que en los puentes Erasmus y Sancho-El Mayor tienen una desviación de 20° , en los puentes mencionados esta desviación tiene la finalidad de combatir en cierta medida la carga muerta y carga viva actuantes en el tablero; sin embargo, en el puente estudiado no hubo un gran aporte del contrapeso de la torre inclinada ya que las secciones utilizadas en la torre son huecas y no tienen masa suficiente. En una gran mayoría de casos el tablero del puente atirantado tiende a ser rígido para controlar las deflexiones y para evitar una gran cantidad de cables atirantados; la relación que existe entre la altura del tablero y la longitud del vano en el puente estudiado es de $1/58$, es mayor en comparación con el puente Sancho – El Mayor que es de $1/68$; además se obtuvo un espesor equivalente de 0.41 cm del tablero cuando la mayoría de los puentes atirantados tienen un espesor equivalente promedio de 0.50cm que es dato recopilado por Walther et al. (1999). La configuración de los cables atirantados que se utilizó fue el de tipo semi-arpa, estructuralmente una configuración eficiente es del tipo abanico, sin embargo, tiene un detallamiento de anclaje en la torre difícil de alcanzar (Tang, 2000); en nuestro caso, el espaciamiento de los cables en el tablero es de 9 m, mientras que lo recomendado por Walther et al. (1999) es de 5 a 10 m, la elección de este espaciamiento se debe a la necesidad de tirantes para controlar las



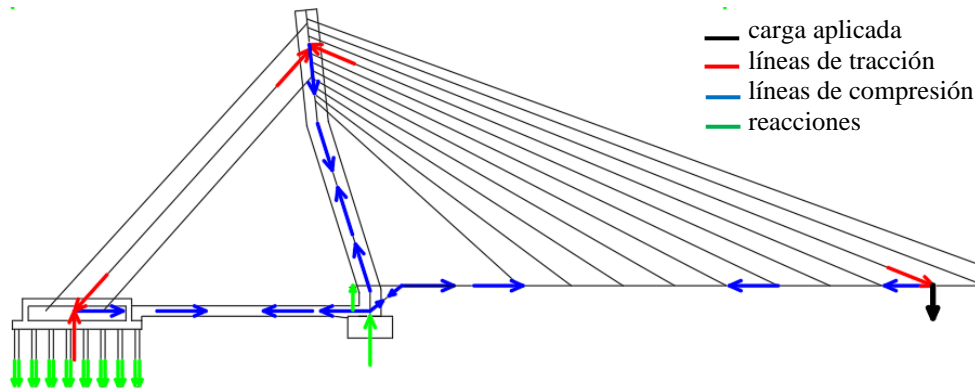
deflexiones en el tablero, se tuvo en cuenta también que esta longitud de tablero pueda construirse por voladizos sucesivos sin la necesidad de apoyos temporales.

En el puente en arco tipo Network. El arco tiene la forma de una parábola, según Tveit (2014a) es la forma más próxima a la ideal, y los arcos están inclinados hacia adentro en 6° para conseguir una estabilidad fuera del plano del arco. La altura del arco a partir de la superficie de rodadura y el vano del puente, tienen una relación de 0.16; lo recopilado y recomendado por Lui et al. (2016), Tveit (2014a) y Nakai et al. (1995) son relaciones entre 0.14 y 0.2. La relación entre la profundidad de la sección del arco y el vano del puente es de $1/192$, es una relación menor en comparación con el promedio de $1/185$ que es un promedio de datos recopilados por Tveit (2014a) y Nakai et al. (1995) de los puentes óptimos, uno de los puentes peruanos considerado óptimo internacionalmente es el puente Río Carbón del Cusco cuya relación entre la profundidad del arco y el vano del puente es de $1/200$; por lo que podemos decir que el arco diseñado es esbelto. Los arcos en la parte superior fueron arriostrados con vigas de acero de sección rectangular hueca teniendo una configuración de armadura en X, esta configuración resulta más óptima en comparación con una de tipo vierendeel. La configuración de las péndolas presforzadas es de tipo Network; el número de péndolas utilizado en un plano fue de 40, los que están espaciados equidistantemente en el tablero a cada 3 m y en el arco a cada 3.2 m, las péndolas tienen un ángulo de inclinación promedio de 50° a partir de una tangente del arco, cuando Brunn et al. (2003) concluyó que mejores resultados dan ángulos de 45° , la desventaja de inclinar más las péndolas es que estarán más propensas a variaciones de esfuerzo considerables. El tablero – tirante del puente en arco consta de una losa de concreto presforzada longitudinal y transversalmente que coincide con lo recomendado por Lui et al. (2016) y Tveit (2014a); el espesor equivalente de losa para el tablero estudiado es de 0.30 cm y en la tesis de Teich y Wendelin (2001) citado por Tveit (2014b) indica que, para un tablero de losa de concreto con un vano transversal de 11 m, como en nuestro caso, sería necesario una losa de 29 cm de espesor. El tramo de tablero que contiene el presfuerzo longitudinal consta de una losa de 50 cm de espesor y la cantidad de presfuerzo que este contiene fue dimensionado para evitar el fisuramiento de la losa debido a las fuerzas de tracción que transmite el arco.

4.6.2. Comportamiento Estructural

Figura 4.81

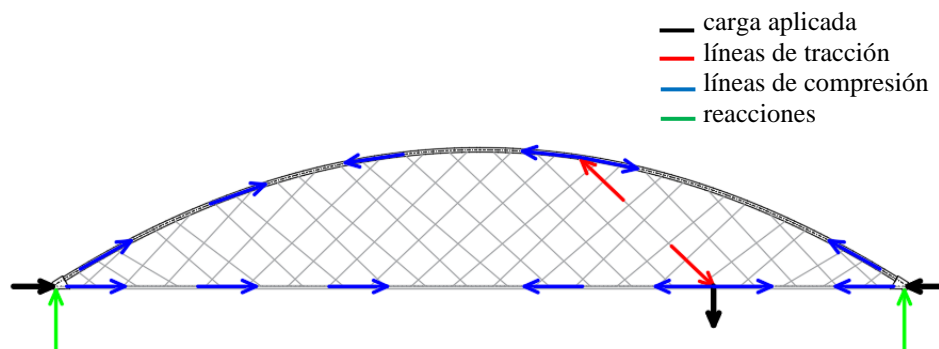
Camino de carga en el puente atirantado asimétrico de una torre



En el puente atirantado mostrado en la Figura 4.81, la torre es un elemento que está altamente comprimido, por las fuerzas que actúan en el tablero y que son trasladados a la parte superior de la torre por los tirantes delanteros, estas fuerzas introducidos por los tirantes delanteros producen que la parte superior de la torre se desplace y ocasione fuerzas de flexión, estas fuerzas que jalan a la torre son contrarrestadas por el contrapeso de la torre inclinada y controladas por los tirantes estabilizadores traseros, fue necesario que los tirantes estabilizadores estén anclados en estructuras altamente rígidas para controlar las deflexiones en el tablero. Los efectos de fuerza trasladados por los tirantes estabilizadores son recibidos por dos cámaras de anclaje ubicadas detrás de la torre, estas fuerzas provocan que la cámara de anclaje tienda a levantarse y desplazarse hacia la derecha, la fuerza de levantamiento fue controlada por los pilotes excavados, una porción de la componente horizontal de la fuerza de los tirantes estabilizadores fueron tomadas por los pilotes y la otra porción fue recibida por los puntales enterrados y transmitidos a la zapata de la torre. Mientras que el tablero del puente atirantado fue comprimido por la componente horizontal de los tirantes delanteros, esta compresión crece a medida que se va aproximando a la torre; en este punto toda la compresión está siendo recibida por los puntales inclinados y transmitidos a la zapata de la torre en donde se equilibra con las fuerzas provenientes de los puntales enterrados. Así la zapata combinada de la torre estuvo solicitada principalmente a fuerzas verticales.

Figura 4.82

Camino de carga en el puente en arco tipo Network



En el puente en arco de tipo Network como se muestra en la Figura 4.82, se comprobó que el comportamiento de un puente en arco es similar al de una viga simplemente apoyada. Debido a que el tablero – tirante se comporta como la fibra inferior de una viga, traccionándose; mientras que el arco se comporta como la fibra superior de la viga, comprimiéndose. Tan similar a una viga se usó presfuerzo para abarcar vanos más grandes; las cargas de presfuerzo aplicados al tablero – tirante ocasiona que el arco y tablero tienden a encontrarse comprimidos en el estado con cargas permanentes. Al aplicar una carga sobre el tablero, se generan fuerzas de tracción en el tablero y fuerzas de compresión en el arco; las fuerzas de tracción en el tablero son absorbidos por el presfuerzo mientras que el arco es aún más comprimido. El presfuerzo del tablero – tirante fue suficiente para evitar el fisuramiento del concreto. La aplicación de la misma carga sobre el tablero tracciona las péndolas y traslada los efectos de las fuerzas al arco, el arco al recibir estas fuerzas, los traslada a los apoyos, ocasionado que el arco se abra; al existir un tirante inferior en el arco que restringe el desplazamiento longitudinal del arco en los extremos, el arco tiende a comprimirse más debido a la carga aplicada en el tablero. Ya que no existió fuerzas ni desplazamientos horizontales longitudinales que requieran estribos con cimentaciones importantes, solo fue necesario estribos en los extremos que resistan principalmente las fuerzas verticales que la estructura le transfiere.

En ambos sistemas estructurales tanto la torre como el arco fueron los elementos principales que actúan como soportes del tablero y son elementos altamente comprimidos, y el material eficaz para resistir fuerzas de compresión es el concreto. En consecuencia, una torre de concreto en el puente atirantado es conveniente porque el peso propio aportó como contrafuerte a las cargas del tablero, este aporte fue mejor aprovechado cuando la



torre está inclinada hacia atrás, y así redujo la cantidad de tirantes traseros estabilizadores y alivió las solicitaciones de carga de levantamiento en el otro extremo del puente, en nuestro caso esta desviación equivalió a reducir las solicitaciones en un 5%; mientras que en el puente en arco tipo Network un arco de concreto fue eficaz para resistir las fuerzas importantes de compresión, pero es pesado, el peso propio del arco ocasionó que los extremos del arco se abran y existía la necesidad de cimentaciones importantes o una cantidad de presfuerzo considerable para resistir las reacciones horizontales en la base del arco, por ende fue conveniente un arco liviano, la alternativa que se consideró es la de una sección mixta que consistió en una camisa tubular de acero relleno de concreto, este cambio de material de la sección del arco de concreto a una sección mixta equivalió a una reducción del 35% del peso de la estructura. Sin embargo, al hacer el arco más esbelto, estuvo propenso a pandearse, es por eso que los primeros modos de pandeo en el puente en arco tipo Network ocurren en el arco con factores de seguridad al pandeo poco mayores de 4, mientras que la torre es suficientemente rígida para no pandearse en los primeros modos de pandeo, para que la torre sea inestable al pandeo es necesario multiplicar las cargas que ocasionan la inestabilidad por más de 50.

El tablero de concreto del puente atirantado es un elemento que está altamente comprimido longitudinalmente, está compuesto por vigas y losa monolíticamente unidas, esta unión permitió que la losa y las vigas longitudinales actúen como viga T, para resistir las fuerzas de compresión del tablero, es importante mencionar que los primeros modos de pandeo del puente atirantado ocurren en la losa del tablero, aun así, el tablero es suficientemente rígido para no pandearse. El tablero del puente arco tipo Network es un elemento losa que inicialmente estuvo considerablemente traccionado por el peso del arco y las cargas aplicadas sobre el tablero, pero le fue aplicado presfuerzo en la porción alta del tablero para comprimirlo, se tomó el tramo más alto con la finalidad de aumentar la eficiencia del presfuerzo y a la vez contenerlo, durante el estudio se comprobó que es ineficaz aumentar más esta profundidad ya que no disminuye la cantidad de presfuerzo, pero si aumenta el peso de la estructura.

Tabla 4.62

Resumen de los estados límites condicionantes para el dimensionamiento de componentes estructurales de cada tipo de puente

	ELR	EE	ELS	ELF
Puente atirantado asimétrico de una torre				
Sistema de Cables				
Tirantes delanteros			X	
Tirantes estabilizadores	X			
Tablero				
Vigas longitudinales – tramo próximo al puntal inclinado – 10% del vano	X			
Vigas longitudinales – resto			X	
Vigas transversales	X			
Losa	X			X
Torre				
Tramo superior	X			
Piernas inclinadas de la torre	X			
Tramo vertical - base		X		
Tirante de concreto armado	X			
Subestructura				
Puntal inclinado		X		
Cámara de anclaje	X			
Zapata combinada	X	X		
Puntales enterrados		X		
Pilotes excavados	X	X		
Estribo	X	X		
Aparatos de apoyo (especial)			X	
Puente en Arco Tipo Network				
Péndolas	X			X
Arco	X			
Arriostres	X			
Tablero - Tirante			X	
Estribo	X	X		
Aparatos de apoyo (especial)			X	

Nota 1. Se requiere una verificación minuciosa en el estado límite de evento extremo de los aparatos de apoyo, en ambos casos.

Nota 2. Esta tabla muestra los estados límites que fueron condicionantes para el dimensionamiento y diseño de los diferentes elementos estructurales de ambos tipos de puente estudiados.

En el sistema de cables, como se muestra en la Tabla 4.62, los tirantes delanteros que soportan el tablero del puente atirantado fueron dimensionados para controlar los



desplazamientos verticales del tablero, durante el control de deflexiones; los tirantes delanteros tuvieron longitudes útiles de hasta 135m, y no fueron necesarios modificaciones del módulo elástico por deformación provocado por el peso propio. Mientras que, en el puente en arco tipo Network, las péndolas que soportan el tablero tuvieron como determinantes a los estados límites de resistencia y fatiga para su dimensionamiento.

Los efectos del viento fueron considerables, pero no determinantes para dimensionar los elementos estructurales del puente en arco tipo Network; salvo en los apoyos de elastómero reforzado, donde los desplazamientos calculados para dimensionar los aparatos de apoyo fueron ocasionados por la fuerza del viento influyendo en un 95% del total. Mientras que en el puente atirantado tuvo mínima incidencia, esto debido al alto peso propio de la estructura. Esto da a entender que el puente en arco tipo Network es más sensible al viento que el puente atirantado.

En la cimentación, el puente atirantado asimétrico de una torre requirió de cimentaciones profundas en forma de pilotes excavados, ya que fue necesario contrarrestar las fuerzas verticales que trasladan los tirantes estabilizadores hacia la cámara de anclaje, levantándola; para no utilizar una cimentación de grandes dimensiones en la base torre, se equilibró las fuerzas de compresión provenientes del tablero con el componente horizontal de la fuerza de los tirantes estabilizadores, a través de puntales enterrados y puntales inclinados. Mientras que la cimentación del puente en arco tipo Network, consta de dos estribos en cada extremo del puente.

Las fuerzas ocasionadas por sismo tuvieron principal incidencia en el puente atirantado y con mayor énfasis en los elementos como: La base de la torre en donde se presentaron fuerzas considerables de torsión; los puntales inclinados, donde se presentaron fuerzas a torsión y corte considerables; los puntales enterrados, donde se presentaron fuerzas de tracción, torsión y corte considerables; los pilotes excavados, donde se presentaron fuerzas de tracción. Mientras que, en el puente en arco tipo Network, incidió principalmente en el diseño de los estribos.

4.7. DISCUSIÓN Y COMPARACIÓN DEL CONSUMO DE MATERIALES DE LOS DOS TIPOS DE PUENTE

El consumo de materiales en las estructuras de los puentes es importante porque es uno de los factores que determinará el costo de la obra.

En la Tabla 4.63, podemos ver una primera comparación del consumo de materiales en los sistemas de suspensión de ambos tipos de puentes. En el puente en arco Network, la sección del arco comprende una sección mixta por lo que utiliza solo acero estructural, y una pequeña porción de acero de refuerzo en las bases de los arcos, utilizando 128.5 t de acero; mientras que en la torre del puente atirantado la cantidad de acero de refuerzo necesario es de 79.3 t. La utilización de sección mixta a su vez redujo en gran medida la cantidad de concreto a utilizar en el arco, siendo necesario solo 87.6 m³ de concreto, mientras que la torre del puente atirantado requiere de 434.4 m³ de concreto. Por lo que en este primer punto el arco solo, usa más acero y menos concreto que la torre sola. Ahora, existe una diferencia considerable en la cantidad de acero que se utiliza en los sistemas de cables de ambos tipos de puente; donde el puente atirantado utiliza 113.2 t de acero en los cables de los tirantes que suspenden el tablero, mientras que el arco solo utiliza 13.8 t de acero en los cables de las péndolas. En resumen, de la Tabla 4.63, y enfocándonos en el sistema de suspensión, el puente en arco tipo Network requiere solo el 20.2% de concreto, el 73.9% de acero y solo un 2.9% de encofrados del puente atirantado asimétrico de una torre.

Tabla 4.63

Comparación del consumo de material del sistema de suspensión de ambos tipos de puente

Sistemas de suspensión (torre + tirantes, arco + péndolas)					
Materiales		Unidad	Puente atirantado con una torre	Puente en arco tipo Network	P. Network / P. Atirantado
Concreto	28 MPa	m ³	434.4	87.6	20.2%
	Acero de refuerzo	t	79.3	2.0	2.5%
Acero	Acero estructural	t	-	126.5	-

	Acero (tirantes, péndolas)	t	113.2	13.8	12.2%
	Total	t	192.5	142.3	73.9%
Encofrados		m ²	1711.6	49.7	2.9%

Nota. El sistema de suspensión del puente atirantado con una torre comprende los elementos como la torre con su respectivo tirante de concreto que une las piernas de la torre y los cables atirantados delanteros y estabilizadores. Mientras que, en el puente en arco tipo Network, comprende el arco, arriostres en la parte superior del arco y las péndolas presforzadas.

En cuanto a los tableros, el tipo de tablero en cada sistema estructural fue elegido de acuerdo a las fuerzas que estos necesitan resistir. El tablero del puente atirantado es de tipo viga y losa de concreto armado mientras que el tablero del puente en arco Network es una losa de concreto presforzado. De la Tabla 4.64, y enfocándonos en los tableros de ambos sistemas estructurales, el tablero del puente en arco tipo Network requiere el 70.8% de concreto, el 65.1% de acero y un 58.9% de encofrados del tablero del puente atirantado de una torre. Sin embargo, debemos considerar que el tablero del puente en arco Network utilizó concreto y acero de mayor resistencia.

Tabla 4.64

Comparación del consumo de material del tablero en ambos tipos de puente

		Tablero			
Materiales	Unidad	Puente atirantado con una torre	Puente en arco tipo Network	P. Network / P. Atirantado	
Concreto	28 MPa	m ³	807.1	-	-
	35 Mpa	m ³	-	571.2	-
	Total	m ³	807.1	571.2	70.8%
Acero	Acero de refuerzo	t	183.2	69.2	37.8%
	Acero presforzado	t	-	50.1	-
	Total	t	183.2	119.3	65.1%
Encofrados		m ²	3398.3	2002.5	58.9%

Ahora bien, si comparamos la cantidad de material necesario en las superestructuras de cada puente, como se muestra en la Tabla 4.65, el puente en arco

Network requiere el 53.1% de concreto, el 69.6% de acero y un 40.2% de encofrados que la superestructura del puente atirantado de una torre asimétrico.

Tabla 4.65

Comparación del consumo de material de la superestructura de ambos tipos de puente

Superestructura (suma del sistema de suspensión y tablero)					
Materiales		Unidad	Puente atirantado con una torre	Puente en arco tipo Network	P. Network / P. Atirantado
Concreto	28 MPa	m ³	1241.5	87.6	7.1%
	35 Mpa	m ³	-	571.2	-
	Total	m ³	1241.5	658.8	53.1%
Acero	Acero de refuerzo	t	262.5	71.2	27.1%
	Acero estructural	t	-	126.5	-
	Acero presforzado	t	113.2	63.9	56.4%
	Total	t	375.7	261.6	69.6%
Encofrados		m ²	5109.9	2052.2	40.2%

Podemos concluir diciendo que la superestructura de un puente en arco tipo Network necesita menos material, aproximadamente un promedio de 45.7% menos que la superestructura de un puente atirantado asimétrico de una torre, ambos para salvar una luz de 125 m.

En seguida, comparando la cantidad de material necesario en las subestructuras de cada puente, como se muestra en la Tabla 4.66, el puente en arco tipo Network requiere el 18.3% de concreto, el 12.6% de acero y un 25.6% de encofrados que la subestructura del puente atirantado asimétrico de una torre. De lo mencionado podemos concluir diciendo que la subestructura de un puente en arco tipo Network necesita menos material, aproximadamente un promedio de 81.2% menos, que la subestructura de un puente atirantado asimétrico de una torre, ambos para salvar una luz de 125 m. Podemos ver que existe una diferencia demasiado considerable en este aspecto, por el hecho de que el puente atirantado de una torre necesita diversos componentes, así como complejos, en su subestructura, inclusive fue necesario la utilización de pilotes excavados; mientras que, la subestructura del puente en arco tipo Network consiste solo de dos estribos en los extremos del puente.

Tabla 4.66

Comparación del consumo de material de la subestructura de ambos tipos de puente

Subestructura					
Materiales		Unidad	Puente atirantado con una torre	Puente en arco tipo Network	P. Network / P. Atirantado
Concreto	28 MPa	m ³	2396.4	446.7	18.6%
	35 Mpa	m ³	80.7	-	-
	10 Mpa	m ³	65.2	18.6	28.5%
	Total	m ³	2542.3	465.3	18.3%
Acero	Acero de refuerzo	t	301.8	38.0	12.6%
Encofrados		m ²	2603.1	667.3	25.6%
Excavaciones		m ³	13543.1	3610.0	26.7%

Nota. La subestructura del puente atirantado comprende elementos como los puntales inclinados, la zapata combinada de la torre, los estribos, los pilotes excavados, los puntales enterrados y la cámara de anclaje. Mientras que la subestructura del puente en arco tipo Network comprende los estribos en ambos extremos del puente.

De acuerdo a la Tabla 4.65 y Tabla 4.66. Se muestra el resumen de la comparación del consumo de materiales en la Tabla 4.67, donde la estructura del puente en arco tipo Network requiere el 29.7% de concreto, el 44.2% de acero, el 35.3% de encofrados y un 26.7% en excavaciones de la estructura del puente atirantado asimétrico de una torre. Por lo que el puente en arco tipo Network es mejor opción que un puente atirantado asimétrico de una torre, en cuanto al consumo de materiales, para salvar una luz de 125 m.

Tabla 4.67

Comparación del consumo de material en la estructura de ambos tipos de puente

Partida	Unidad	Atirantado	Arco	Relación Arco/Atirantado
Concreto	m ³	3783.8	1124.1	29.7%
Acero	t	677.5	299.6	44.2%
Encofrados	m ²	7713.0	2719.5	35.3%
Excavaciones	m ³	13543.1	3610.0	26.7%

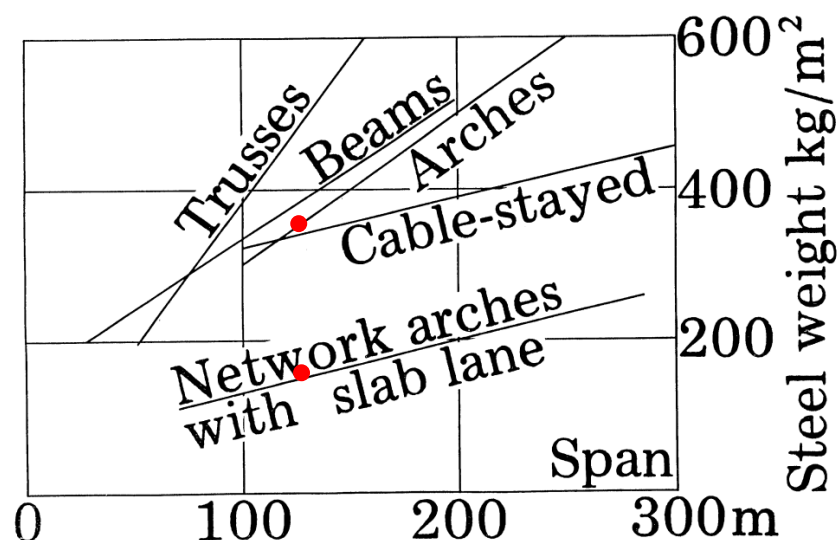
Nota. La estructura del puente comprende la subestructura y la superestructura.

Comparando también las tablas del Anexo L, el puente atirantado con una torre necesita de más obras preliminares, y requiere de pruebas estáticas y dinámicas para la verificación de los pilotes. Sin embargo, el puente en arco Network al estar simplemente apoyado en sus cuatro extremos, requiere de un importante volumen de elastómero reforzado, casi 8 veces más que el puente atirantado; tanto los apoyos de elastómero reforzado del puente en arco Network y del puente atirantado necesitan ser reforzados o modificados por los efectos del sismo.

La cantidad de acero que el puente atirantado asimétrico de una torre requiere es de 354.2 kg por m² de tablero de puente. Mientras que el puente en arco tipo Network requiere 156.7 kg por m² de tablero de puente. En la Figura 4.83 ubicamos nuestras dos tipologías de puente estudiadas, que están representadas por los puntos rojos respectivamente, de aquí, podemos concluir que nuestras dos soluciones tienen cantidades de acero razonables con respecto a los datos compilados por Tveit (2014b).

Figura 4.83

Cantidad de acero por m² de tablero



Nota. Adoptado de *Systematic Thesis on Network Arch* (p. F-1) por Tveit, P. (2014b), <http://home.uia.no/pert/>

4.8. COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS CONSTRUCTIVOS PROPUESTOS

En este punto se comparó el método constructivo de voladizos sucesivos para el puente atirantado de una torre y el método constructivo mediante cimbramiento completo

para el puente en arco tipo Network, para determinar cuál tipología presenta mayor grado de factibilidad constructiva.

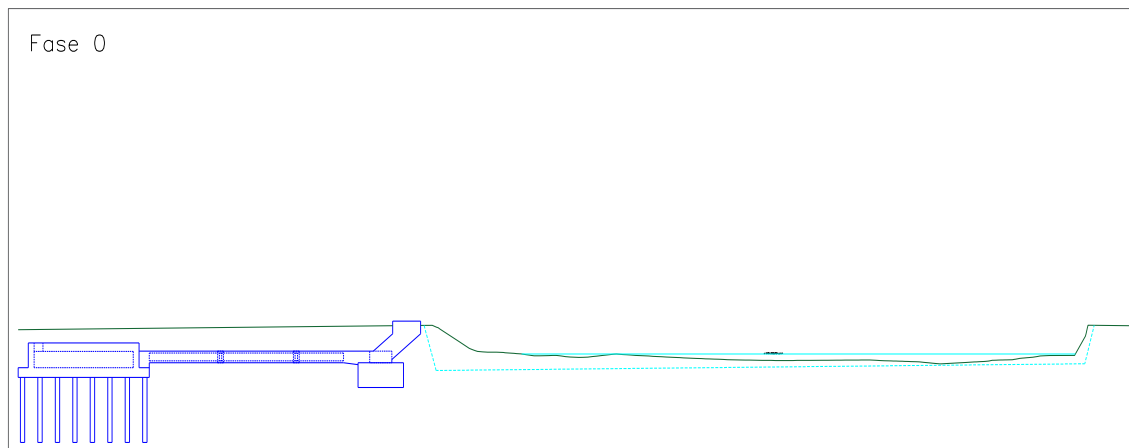
4.8.1. Voladizos Sucesivos Para el Puente Atirantado de Una Torre

De los métodos constructivos expuestos en el punto 2.2.5. del presente trabajo se concluyó que el más adecuado es la construcción del puente atirantado por voladizos sucesivos; además, Setubal Gómez et al. (2014) recalcan que este método constructivo es muy adoptado en este tipo de puentes por ser un método constructivo eficiente para cruzar cursos de agua u obstáculos profundos. Que consta de las siguientes fases constructivas:

- Fase 0 – Como se muestra en la Figura 4.84, esta fase consta de la construcción de elementos de concreto armado de la subestructura como la zapata combinada de la torre; la cámara de anclaje, junto con los pilotes excavados; los puntales enterrados longitudinales y transversales; y los puntales inclinados, que parten de la zapata combinada.

Figura 4.84

Fase 0, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos



- Fase 1 – En esta fase se construye la torre inclinada en su totalidad, junto con el tirante que las une en su base. También se construye el voladizo número 1 que es un tramo de 20.7 m de tablero por delante de la torre, y un tramo de 5.3 m de tramo de tablero por detrás de la torre. En esta fase también es necesario la construcción de la zapata en el inicio del tablero. Para la construcción del tramo de 20.7 m de tablero delante de la torre es necesario que el cimbramiento, que soporta los encofrados, tenga un apoyo provisional y a la vez solicita de una zapata

provisional (ver Figura 4.85). La construcción de tablero consiste en concretar monóticamente las vigas longitudinales, transversales y la losa de concreto armado.

Figura 4.85

Fase 1, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

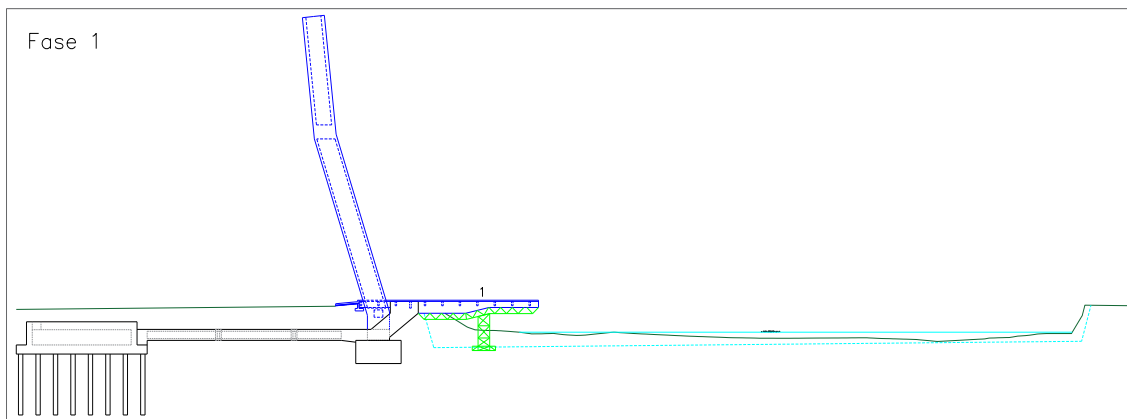
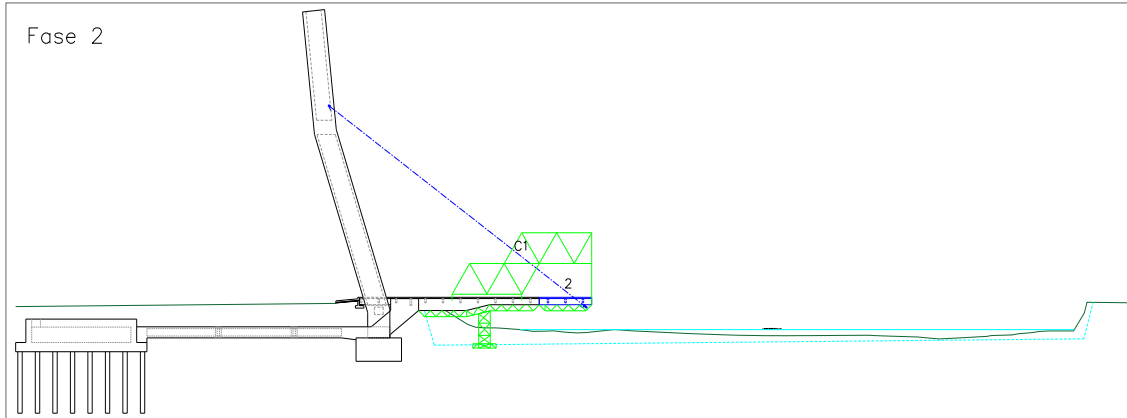


Figura 4.86

Fase 2, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos



- Fase 2 – Esta fase consiste la construcción del voladizo número 2 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C1. Para el concretado del tablero de 9 m se utiliza un carro que traslada y soporta el cimbramiento para el encofrado (ver Figura 4.86) se puede ver que no es necesario apoyos adicionales en el terreno.
- Fase 3 – En la fase 3 se construye el voladizo número 3 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C2. En la Figura 4.87, podemos observar que para concretar el voladizo número 3 solo es necesario la utilización del carro que

traslada y soporta el cimbramiento y el cimbramiento de 9 m de largo que contiene el encofrado del tablero. Ya sin la necesidad de apoyos provisionales que soporten el cimbramiento.

Figura 4.87

Fase 3, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

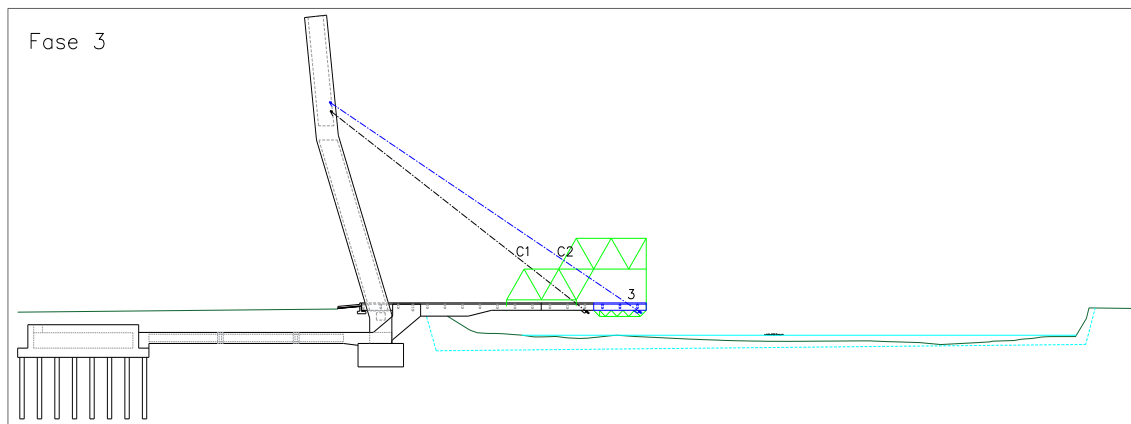


Figura 4.88

Fase 4, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

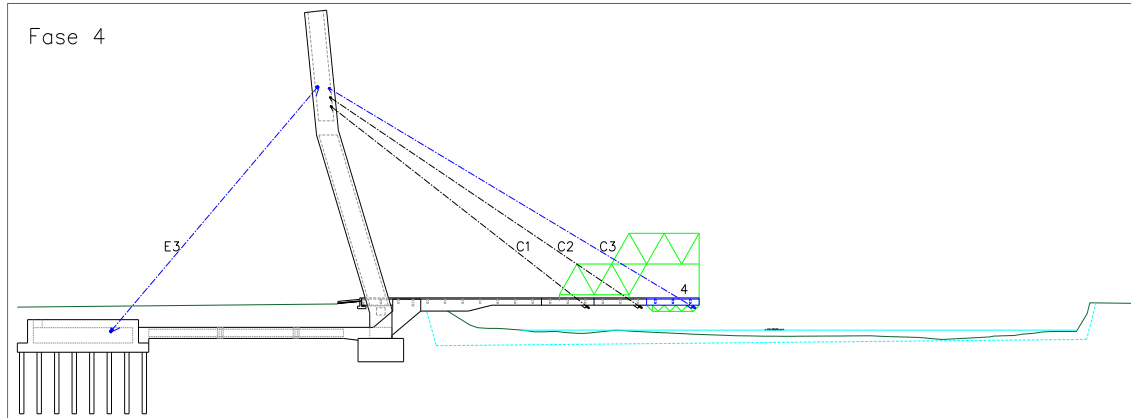


Figura 4.89

Fase 5, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

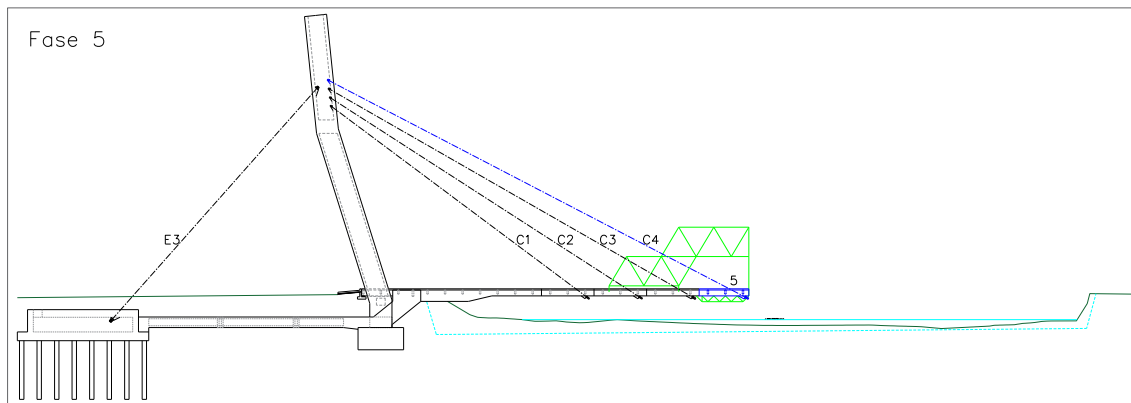


Figura 4.90

Fase 6, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

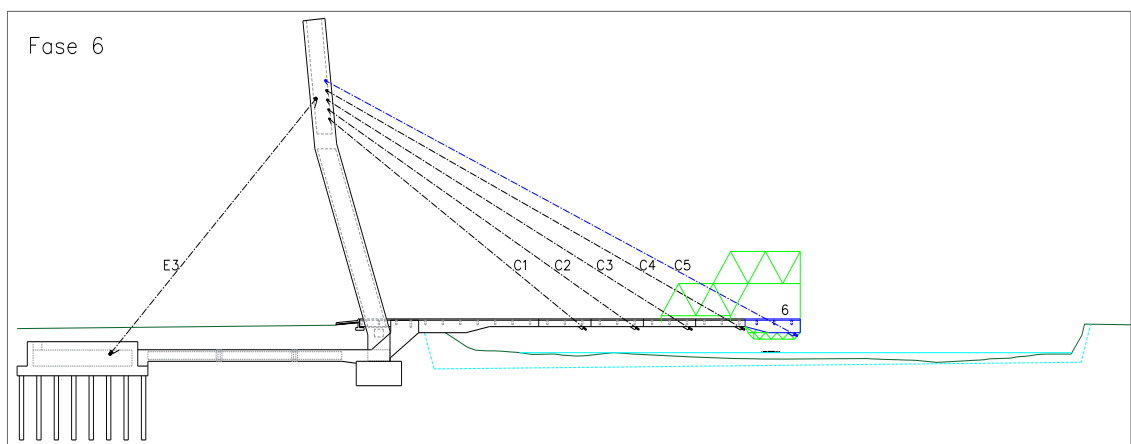


Figura 4.91

Fase 7, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

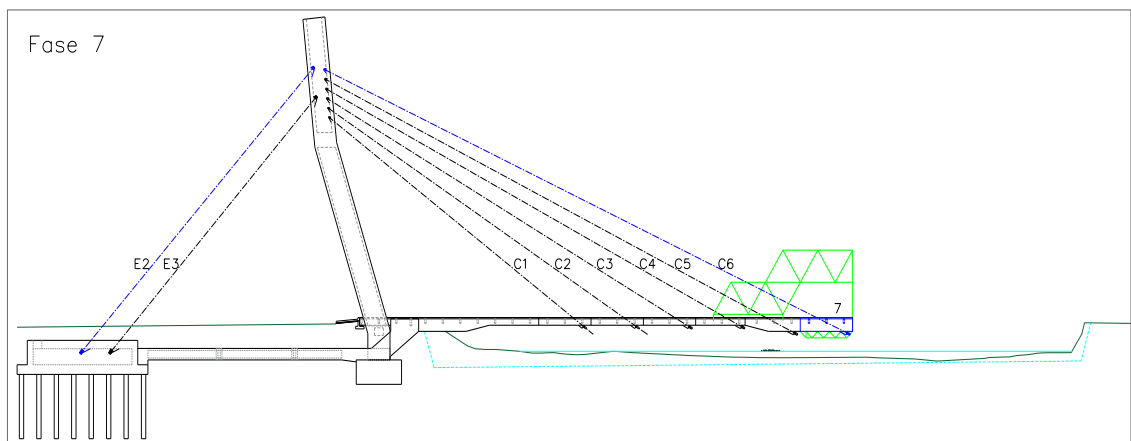
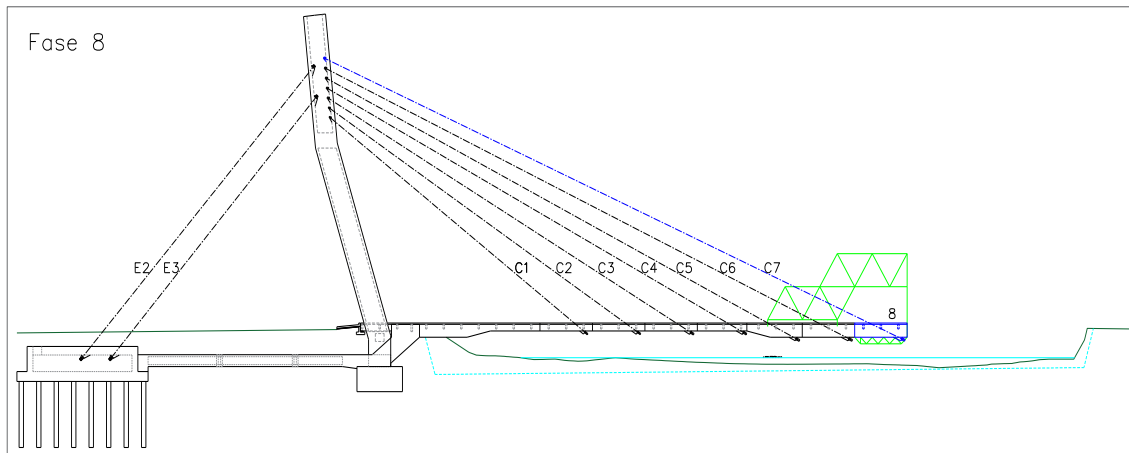


Figura 4.92

Fase 8, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos



- Fase 4 – En esta fase se construye el voladizo de tablero número 4 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C3 y el tirante estabilizador E3 (ver Figura 4.88).
- Fase 5 – Consiste en la construcción del voladizo de tablero número 5 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C4 (ver Figura 4.89).
- Fase 6 – Consiste en la construcción del voladizo número 6 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C5 (ver Figura 4.90).
- Fase 7 – En esta fase se construye el voladizo número 7, se instala y postensiona el tirante delantero C6 y el tirante estabilizador E2 (ver Figura 4.91).
- Fase 8 – En la fase constructiva 8 se concreta el voladizo número 8 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C7 (ver Figura 4.92).

Figura 4.93

Fase 9, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

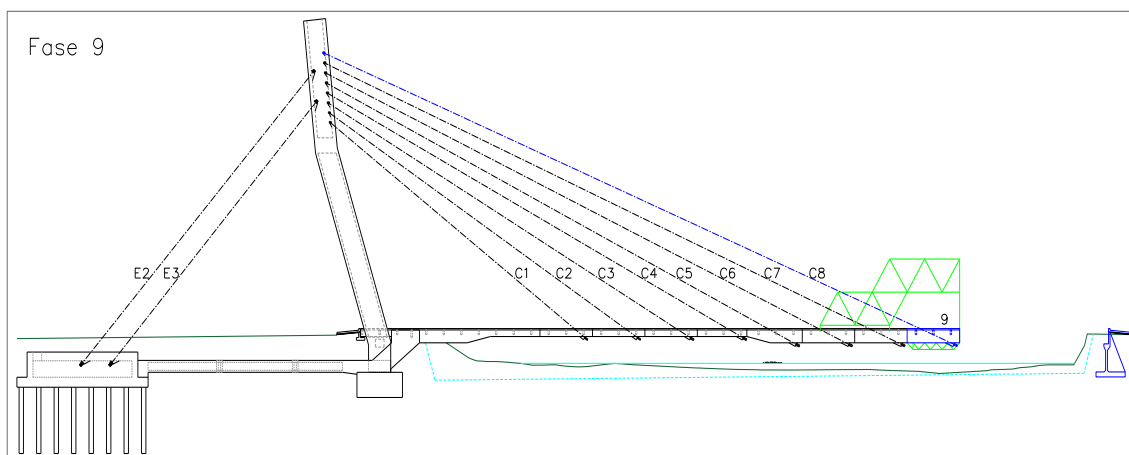
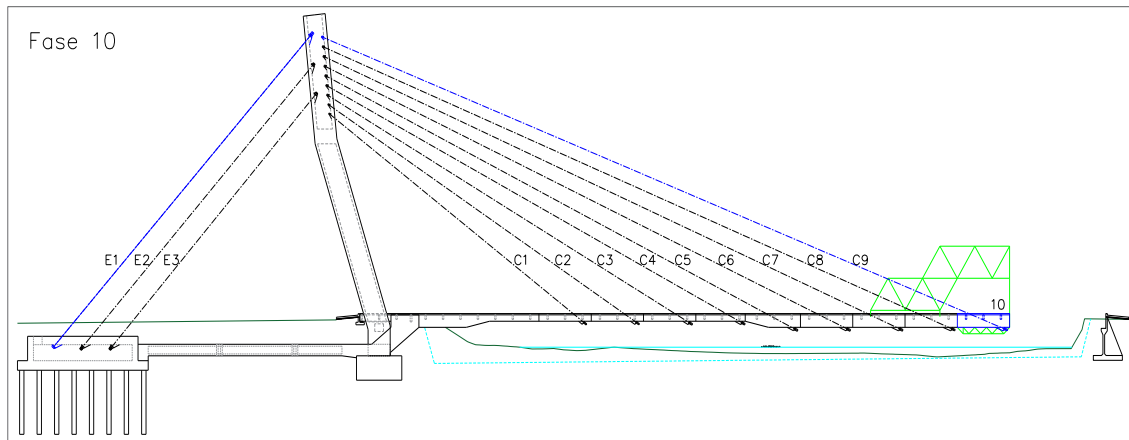


Figura 4.94

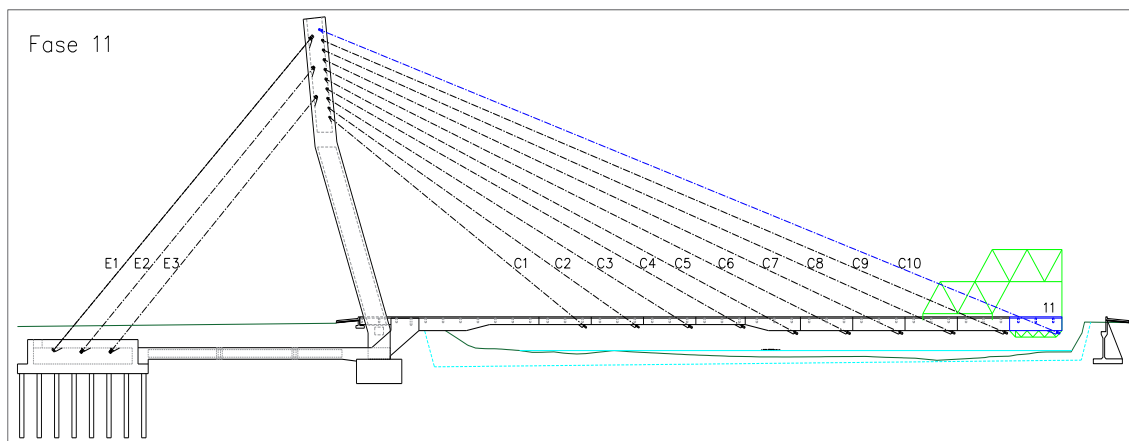
Fase 10, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos



- Fase 9 – En la fase constructiva 9 se concreta el voladizo número 9 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C8 (ver Figura 4.93). En esta fase también se construye el estribo en la orilla del río, en el lugar donde se apoyará el final de tablero.
- Fase 10 – En esta fase se construye el voladizo número 10, se instala y postensiona el tirante delantero C9 y el tirante estabilizador E3 (ver Figura 4.94).

Figura 4.95

Fase 11, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos

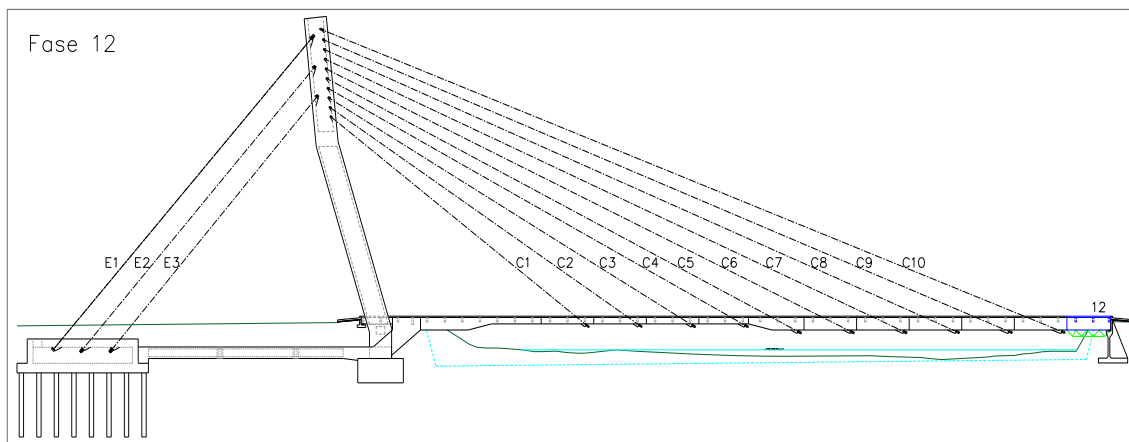


- Fase 11 – Se concreta el voladizo número 11 junto con la instalación y postensionado del tirante delantero C10 (ver Figura 4.95). Este es el último voladizo para el que se utiliza el carro que soporta el cimbrado de los encofrados del tablero.

- Fase 12 – En la última fase constructiva se concreta el voladizo número 12, cuyo cimbramiento de encofrado esta soportado por el voladizo número 11 y el estribo al final del puente (ver Figura 4.96).
- Por último, se procede a revisar el presfuerzo de los tirantes para seguidamente iniciar con la construcción de los elementos no estructurales, tales como la barrera, pavimento, etc.

Figura 4.96

Fase 12, Construcción de puente atirantado por voladizos sucesivos



Se comprueba lo dicho por Rubio (2010) que esta técnica de construcción es la muy versátil, ya que permite adaptarse a cualquier longitud de vano y altura del tablero respecto al terreno debajo del puente; es decir no hay la necesidad de modificar el cauce del río ni plantear más de un apoyo intermedio temporales a lo largo del puente.

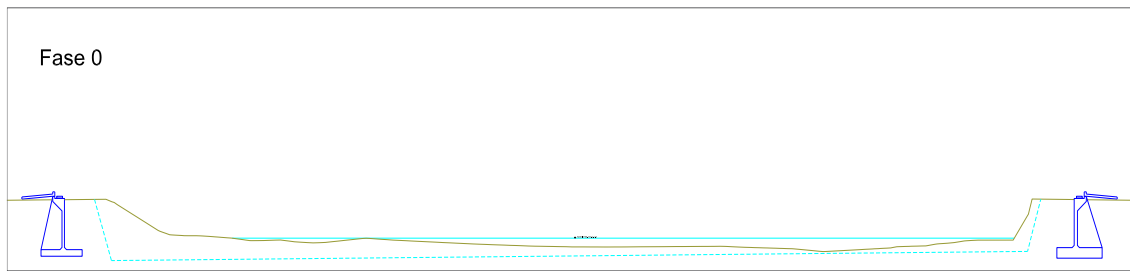
4.8.2. Completamente Cimbrado para el Puente en Arco Tipo Network

De los métodos constructivos expuestos en el punto 2.3.5. del presente trabajo y debido principalmente a que el tablero del puente es de concreto vaciado *in situ*, se consideró que el método constructivo más adecuado para la construcción del puente en arco tipo Network es mediante cimbramiento completo. Que consta de las siguientes fases:

- Fase 0 – En esta etapa se construyen los dos estribos en ambos extremos del puente (ver Figura 4.97). la construcción de estos es de manera tradicional.

Figura 4.97

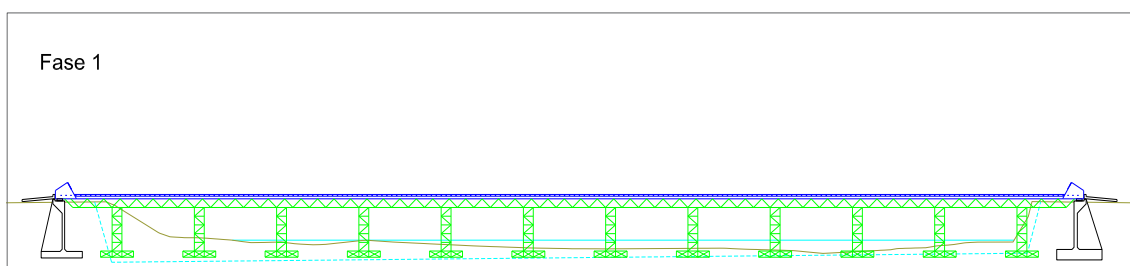
Fase 0, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo



- Fase 1 – La fase 1 de la construcción del puente, se inicia con la instalación de apoyos provisionales a lo largo del cauce del río, en total se utilizan 12 apoyos provisionales distanciados a cada 10 m (ver Figura 4.98). Los apoyos provisionales soportan un cimbramiento a lo largo del puente, cimbramiento que a la vez contiene al encofrado del tablero – tirante. Para la construcción de los apoyos provisionales se necesitará interferir en el cauce del río y en el peor de los casos será necesario la desviación del cauce del río, lo que es desfavorable. Una vez instalados los apoyos provisionales, cimbramientos y encofrados se procede a concretar el tablero de losa, instalando en este las bases de los arcos, los ductos para el acero de presfuerzo y se debe tener en cuenta la instalación de los anclajes de las péndolas y el presfuerzo del tablero. En esta etapa también se postensiona transversalmente el tablero.

Figura 4.98

Fase 1, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo



- Fase 2 – Una vez concluido el tablero, se instalan un nuevo sistema de cimbras, sobre el tablero, para que soporten el arco junto con sus arriostres, en esta fase se instalan un tercio del arco en cada extremo (ver Figura 4.99). Se deben de tener en cuenta la instalación de los anclajes para las péndolas.

- Fase 3 – En esta fase se concluye la construcción del arco junto con sus arriostres, también en esta etapa es necesario el cimbramiento del arco (ver Figura 4.100).

Figura 4.99

Fase 2, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo

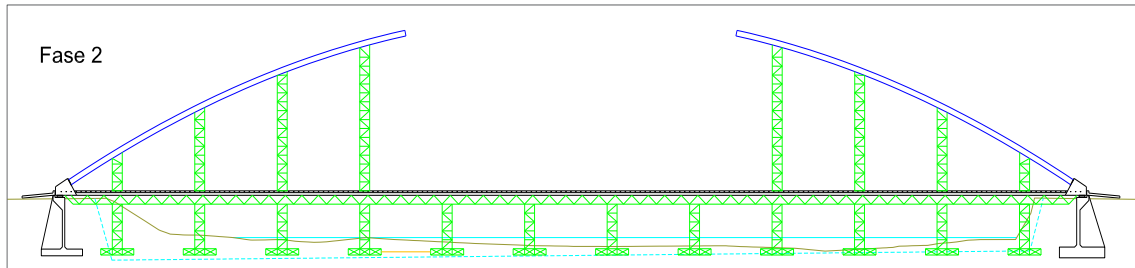


Figura 4.100

Fase 3, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo

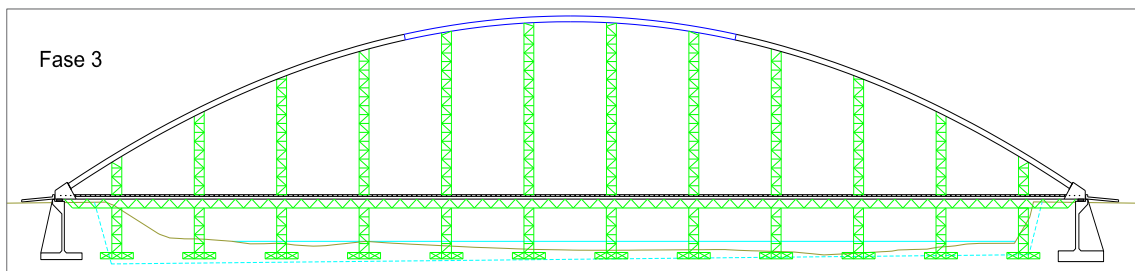


Figura 4.101

Fase 4, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo

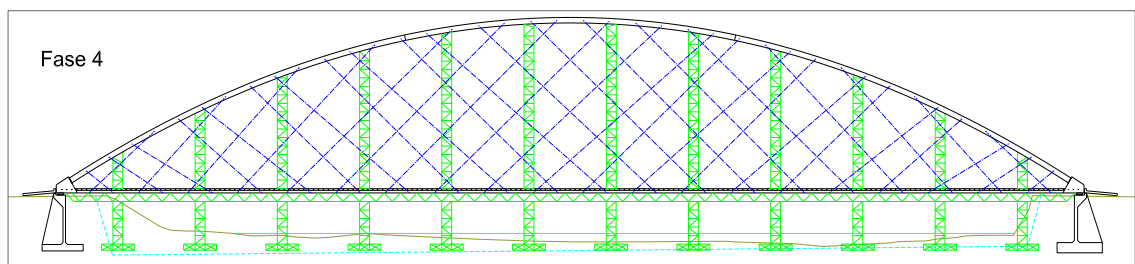
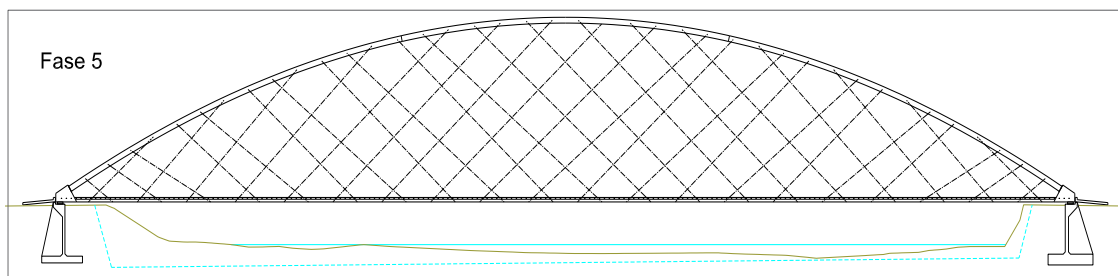


Figura 4.102

Fase 5, Construcción de puente en arco por cimbramiento completo



- Fase 4 – En esta fase constructiva se instalan las péndolas (ver Figura 4.101).
- Fase 5 – En esta etapa constructiva se ejecuta el postensionado de las péndolas y el postensionado longitudinal del tablero – tirante. Una vez postensionado las péndolas y el tablero, y verificados, se procede a descimbrar el puente (ver Figura 4.102).
- Finalmente, se construyen los elementos no estructurales.

Los puntos críticos que nos dieron la noción de la factibilidad constructiva de cada puente fue la necesidad de apoyos provisionales en el cauce del río y la necesidad de la probable desviación del río. De lo descrito anteriormente el puente atirantado asimétrico con una torre necesitaría solo de un apoyo provisional y no sería necesario la injerencia en el cauce del río; mientras que el puente en arco tipo Network haría uso de doce apoyos provisionales y habría la necesidad de modificar el cauce del río y en el peor de los casos se llegaría al desvío del río. Por lo mencionado concluimos que el puente atirantado con una torre asimétrico construido por el método de voladizos sucesivos es más factible construirse en comparación con el puente el arco tipo Network construido por el método de cimbramiento completo, ambos para salvar una luz de 125 m.



V. CONCLUSIONES

Tanto el puente atirantado asimétrico con una torre y el puente en arco Network son soluciones estructurales que hacen uso de cables en sus sistemas de suspensión. Un aspecto importante a resaltar al haber analizado estas dos tipologías de puente es que los elementos que componen su estructura están sujetos principalmente a fuerzas axiales de compresión y tracción por lo que ambos sistemas hacen un uso eficiente de los materiales; como el concreto para los elementos comprimidos tales como la torre, el arco y las vigas longitudinales del tablero atirantado; el acero para elementos traccionados tales como los tirantes en el puente atirantado, y las péndolas y el tablero-tirante en el puente en arco Network. Esta elección cuidadosa de materiales para cada elemento permitió que cada estructura tenga un considerable grado de optimización. El puente atirantado con una torre resultó configurado por elementos de concreto armado, por lo que fue más pesado que el puente en arco, este hecho hizo que los elementos de su subestructura estén solicitados principalmente por los efectos del sismo; un primer elemento importante de la subestructura es el puntal inclinado utilizado para unir el tablero con la zapata de la torre, un segundo elemento importante de la subestructura del puente atirantado fue el sistema de pilotaje que estuvo sujeto a fuerzas de levantamiento; mientras que la subestructura del puente en arco Network, necesitó solo de un estribo en cada extremo para soportar las fuerzas verticales transmitidas por la superestructura. En el caso del puente atirantado con una torre, el sistema estructural resultó rígido, y no se presentaron problemas de pandeo ni desplazamientos excesivos por los efectos del viento o sismo; mientras que, en el puente arco Network al tener elementos flexibles resultó en una estructura esbelta donde el arco estuvo condicionado a fallas por pandeo. Al estar el puente apoyado en solo cuatro puntos, los desplazamientos horizontales que ocasiona el viento y el sismo son considerables, esto hace que se deba tener especial cuidado en diseñar los apoyos del puente en arco Network.

En el presente trabajo se pudo comprobar la eficiencia de los siguientes parámetros de dimensionamiento para un puente atirantado asimétrico con una torre de 125 m de largo y 15.3 m de ancho; una relación entre la altura de la torre a partir de la superficie de rodadura y el vano del puente de 0.37; una desviación de la torre respecto a la vertical de 17° , una relación entre la altura del tablero y la longitud del vano de $1/58$, un espesor equivalente del tablero de 0.41 cm, una disposición de los cables de tipo semi-



arpa, un espaciamiento de los tirantes en el tablero de 9 m; lo que resulta en la relación del peso vivo y el peso muerto de la estructura de 1/19.6, pesando la estructura 9572.7 t. Y, los siguientes parámetros de dimensionamiento para un puente en arco tipo Network de 125 m de largo y 15.3 m de ancho; una forma del arco de una parábola inclinada hacia adentro con 6° , una relación de la altura del arco a partir de la superficie de rodadura y el vano del puente de 0.16; una relación de la profundidad del arco y el vano del puente de 1/192, una relación entre el número de cables en un plano y el vano del puente de 0.32, una distribución equidistante de las péndolas en el arco de 3.2 m y en el tablero de 3 m, una inclinación de las péndolas de aproximadamente 50° a partir del arco, una relación entre la altura del tablero y la longitud del vano de 1/250, un espesor equivalente del tablero de 0.30m; y una relación del peso vivo y el peso muerto de la estructura de 1/6.2, pesando la estructura 2950.5 t.

Tras el análisis estructural de los componentes y análisis global de un puente atirantado asimétrico de una torre y un puente en arco tipo Network para salvar una luz de 125 metros. Y haber realizado la cuantificación de materiales para cada tipología, se concluye que el puente en arco tipo Network es más óptimo que el puente atirantado asimétrico con una torre en cuanto a la cantidad de material que requiere. El puente en arco Network consume 71.3% menos concreto, 55.8% menos acero y 63.7% menos encofrado que el puente atirantado; y requiere 73.3% menos excavaciones que el puente atirantado asimétrico. La cantidad de acero de presfuerzo que requiere el puente atirantado es de 113.2 t y el puente en arco tipo Network es de 63.9 t, El puente en arco tipo Network, inclusive si el tablero-tirante del arco es de concreto presforzado en ambas direcciones, consumirá solo el 43.6% de acero de presfuerzo del puente atirantado asimétrico de una torre. Los índices importantes que se lograron obtener del trabajo realizado es que el puente atirantado asimétrico de una torre consume 354.2 kg de acero por metro cuadrado de tablero, mientras que el puente en arco tipo Network consume 156.7 kg de acero por metro cuadrado de tablero. Si solo comparamos el acero de los tirantes y péndolas el puente atirantado de una torre consume 57.8 kg de acero en torones para los tirantes por metro cuadrado de tablero, mientras que el puente en arco tipo Network consume 7.2 kg de acero en torones para las péndolas por metro cuadrado de tablero.

Con respecto a la factibilidad constructiva concluimos que ambos tipos de puentes tienen métodos constructivos factibles. El puente atirantado asimétrico con una torre de



125 m construido por el método de voladizos sucesivos presenta la ventaja constructiva de no interferir con el lecho del río Pucará, en comparación con el puente en arco tipo Network de 125 m construido por el método de cimbramiento completo que requiere algunos apoyos provisionales en el lecho del río. Aun cuando el puente Arco tipo Network requiere un método constructivo con la desventaja de intervenir el lecho del río, esta solución se mostró como la más óptima entre ambas.



VI. RECOMENDACIONES

Para un análisis y diseño definitivo del puente Pucará se recomienda la actualización y profundización de los estudios de ingeniería básica.

Para una investigación posterior se recomienda complementar el estudio de las cimentaciones con el análisis de los asentamientos de los pilotes excavados, de las zapatas de la torre y de los estribos.

Para un diseño definitivo del puente se debe investigar las vibraciones inducidas por el viento. Como se pudo observar el puente en arco al ser esbelto está condicionado a los efectos de la fuerza del viento, esto hace que los apoyos estén sujetos a deformaciones, esfuerzos y vibraciones que merecen un estudio más profundo. Es recomendable analizar y diseñar elementos de restricción a movimientos excesivos en conformidad con las sollicitaciones existentes en los apoyos.

En el diseño definitivo del puente, será necesario el dimensionamiento y detallamiento de las conexiones llevando en consideración que las conexiones tablero-péndolas y Arco-péndolas son conexiones especiales que principalmente están condicionadas por fatiga.

Para el diseño definitivo del Puente Arco Network deberá realizarse el estudio de vibraciones en las péndolas.

Para estudios posteriores a nivel de diseño definitivo se recomienda analizar el sistema estructural con análisis no lineales estáticos o dinámicos frente a la acción de sismo, y también analizar las zonas de plastificación en la estructura que producen las sollicitaciones sísmicas.

Se recomienda realizar un análisis estructural evolutivo por etapas constructivas, ya que, en el presente estudio, las fuerzas en las péndolas están basadas en la forma geométrica final de la estructura y no se tomó en cuenta la distribución de las fuerzas o los desplazamientos durante las etapas constructivas. El análisis evolutivo será importante también para el control de las contraflechas durante la construcción del tablero.



VII. REFERENCIAS

- Agapito Sánchez F. y Alberto Zapana M. (2001), *Mapa geológico del cuadrángulo de Juliaca 31-v*. Instituto Geológico Minero y Metalúrgico – INGEMMET
- Anexo 2 Velocidad del viento* (s.f).
https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_20_20_anexo_2_velocidad_del_viento.pdf
- Brunn, B., Schanack, F. (2003). *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards* [Tesis de Diploma]. Technische Universität Dresden
- Bavirisetty, R., Vinayagamoorthy, M. y Duan, L. (2020). "Dynamic Analysis." *Bridge Engineering Handbook*. Ed. Wai-Fah Chen and Lian Duan Boca Raton: CRC Press.
- Carrión Viramontes, F. J., Hernández Jiménez, J. R. y Terán Guillén, J. (2005). *Estudio experimental de un puente atirantado. Evaluación de cables*. Instituto Mexicano del Transporte.
<https://www.imt.mx/archivos/Publicaciones/PublicacionTecnica/pt265.pdf>
- Chacón Rosello, G. D., y Curtihuanca Lima, J. D. (2015). *Optimización Mediante Alternativas Múltiples de Diseño Estructural del Puente Vehicular Pucará* [Tesis para optar Título Profesional de Ingeniero Civil]. Universidad Nacional del Altiplano, Puno.
- EN 1992-1-1 (2004) (English): *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings* [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]
- Fédération internationale du béton [fib]. (2000). *Bulletin 9: Guidance for good bridge design*. Sprint –Druck Stuttgart.
- Fu, C. C., Wang S. (2015), *Computational Analysis and Design of Bridge Structures*. CRC Press, Taylor & Francis Group.



- Gabino, F., Delgado, M., Enoch Aguirre, A., Edu Taipe, M. (2016). *Evaluación Geológica Post-sismo del 01 de diciembre de 2016: Reactivación del segmento Parina Sistema de fallas Ocuwiri-Orduña Puno* [Informe Técnico A6739]. Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET].
- Gallegos, M. [@MarcosKayak23]. (6 de julio del 2017). *Puente Yelcho & Río Yelcho #ChileLindoMega* [Tweet] [Imagen adjunta]. Twitter.
<https://twitter.com/marcoskayak23/status/882942825993842688?lang=ar-x-fm>
- García Chacón, A. M. (2017). *Influencia de la morfología longitudinal y transversal del atirantamiento en el comportamiento resistente de puentes atirantados* [Trabajo de fin de grado], Universidad de Sevilla.
- Google Maps (s.f.). “*Puente Pucará*” [Imagen] Recuperada el 6 de junio del 2022 de <https://www.google.com/maps/@-15.0394722,-70.356,2084m/data=!3m1!1e3>.
- Hennings Marianyi, E. (2006). *Puente en arco tipo Network sobre el Río Carbón, departamento cusco, Perú. Memoria de cálculo y planos*. www.network-arch.com
- Hewett, C. J. (2007). *A critical Analysis of the Erasmus Bridge*. University of Bath.
<https://docplayer.net/52249446-A-critical-analysis-of-the-erasmus-bridge.html>
- Instituto Geológico, Minero y Metalúrgico [INGEMMET] (s.f.). *Mapa geomorfológico*.
<https://portal.ingemmet.gob.pe/web/guest/mapa-geomorfologico>.
- Lebet J. P. y Hirt M.A. (2013). *Steel bridges: Conceptual and structural design of Steel and Steel-concrete composite bridges*. EPFL Press, Suiza.
- Liu, Y. M., Fu, D., Tong, S. X., Bao, Z. G. y Tang, B. (2016), *Civil Engineering and Urban Planning IV*, CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Manzano Suárez, M. E. y Pérez Nolvos, R. P. (2012). *Análisis y diseño de un puente atirantado, ubicado en la provincia de Esmeraldas sobre el río Atacames*. [Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero civil]. Escuela Politécnica Nacional de Quito.
- Manterola A., J. (2006). *Puentes II. Apuntes para su Diseño, Cálculo y Construcción*. Rugarte, S.L.



- McGuire, W., Gallagher, R. H., Ziemian, R. D. (2000). *Matrix Structural Analysis* (Segunda Edición). Ronald D. Ziemian
- Ministerio de Energía y Minas [MINEM] (2016). *Atlas Eólico del Perú*.
http://mapas.minem.gob.pe/map_eolico/
- Nakai H., Kitada T., Kunihiro M., Kitazawa M., Hasino F. (1995). *Proposition of methods for checking the ultimate strength of arch ribs in steel nielsen-lohse bridges*, Ernst & Sohn.
- Puente conmemorativo de Talmadge*,
https://hmong.es/wiki/Talmadge_Memorial_Bridge.
- Rubio P., D. (2010). *Métodos de definición de cargas en tirantes en puentes atirantados*. [Máster en ingeniería de estructuras, cimentaciones y materiales: Proyecto fin de master]. Universidad Politécnica de Madrid.
- Sánchez de León, R., Bernal Pérez, C. y Sánchez de León, F. (2012). Puente atirantado de Talavera de la Reina. *Hormigón y Acero*, 63(47), 7-47.
- Sbalzarini, L. (1962). Puente sobre el río Maracaibo, construcción. *Informes de la Construcción* 15(145), 562-569.
<https://informesdelaconstruccion.revistas.csic.es/index.php/informesdelaconstruccion>
- sebastian_ojeda. (21 de octubre 2020). Serviu insiste en construir puentes sobre humedal de Valdivia que será Santuario de la Naturaleza [Comentario en la entrada “VALDIVIA | Vialidad urbana”]. *Skyscraper city*.
<https://www.skyscrapercity.com/threads/valdivia-vialidad-urbana.1265699/page-14>
- Setubal Gomes, R. R., de Souza Judice, F. M. (2014). *Aspectos técnicos e constructivos do proyecto de uma Ponte Estaiada* (VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas).
http://www.abpe.org.br/trabalhos/trab_77.pdf?fbclid=IwAR1jaK51YI2_nvpvjBz14jR7pQDyxGQpP7IUD8OKe65IgbZurd7SmtuVIIM



- Svensson, H. (2012). *Cable – Stayed Bridges (40 Years of Experience Worldwide)*, Berlín: Wilhelm Ernst & Sohn.
- Tang, M. C. (1971), *Analysis of cable stayed bridges*. Journal of the Structural Division, ASCE.
- Tang, M. C. (2000), *Cable Stayed Bridges*. CRC Press.
- Tveit, P. (2009). *Genesis and Development of the Network Arch*: per.tveit@uia.no
- Tveit, P. (2011). *About the network arch* (Segunda edición). per.tveit@uia.no
- Tveit, P. (2014a). *The Network Arch*. <http://home.uia.no/pert/>
- Tveit, P. (2014b). *Systematic Thesis on Network Arch*. <http://home.uia.no/pert/>
- Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia P., y Klein, J.F. (1999). *Cable Stayed Bridges*. ThomasTelford, ThomasTelford.
- Zapata Baglietto, L. F. y Rojas Yupanqui, V. P. (s.f.). *Acción del viento sobre las construcciones*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima.
- Normas y Especificaciones Técnicas de Diseño de Puentes de Carretera**
- American Society of Civil Engineers / Structural Engineering Institute [ASCE/SEI] 7-10 (2010). *Minimum design loads for building and other structures*.
- American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO]. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (9na edición). IHS Markit.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC] (2018a). *Manual de Puentes*. Perú
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC] (2018b). *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – 2018*. Perú
- Post-Tensioning Institute [PTI] (2007). *Recommendations for stay cable design, testing and installation*. Quinta Edición. Post-Tensioning Institute. U.S.A.



ANEXOS

ANEXO A. Mapa eólico del Perú

ANEXO B. Mapas de Isoaceleraciones

ANEXO C. Zonificación Sísmica del Perú

ANEXO D. Catálogo *DSI: DYWIDAG Multistrand Stay Cable Systems*

ANEXO E. Catálogo *Freyssinet: H 1000 Stay Cable System*

ANEXO F. Catálogo *Freyssinet: Freyssinet Prestressing. The System on the Inventor of Prestressed Concrete*

ANEXO G. Catálogo *Freyssinet: Elastomeric Bearing*

ANEXO H. Resistencia Geotécnica de un Solo Pilote Excavado

ANEXO I. Memoria de Cálculo para Losas

ANEXO J. Verificación de las Secciones de Concreto Armado

ANEXO K. Verificaciones Globales de los Estribos

ANEXO L. Metrados de Ambas Soluciones Estructurales

ANEXO M. Cálculo de la Resistencia de Carga Nominal del Suelo

ANEXO N. Guía de Modelamiento en *Midas Civil*

ANEXO O. Flujogramas de Análisis y Diseño

LINK PARA VER ANEXOS:

<https://drive.google.com/drive/folders/1Z-fBGdetsE3cYGglt9CbB5SHDQjpwvgU>