

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**Comparación estructural de un puente extradado y puente  
atirantado de 150 metros con sección compuesta, ejemplo práctico**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

**AUTOR**

**Adler Jordi Montenegro Ramirez**

**ASESOR**

**Jose Alberto Acero Martinez**

**<https://orcid.org/0000-0003-4154-9510>**

**Chiclayo, 2023**

**Comparación estructural de un puente extradadosado y puente  
atirantado de 150 metros con sección compuesta, ejemplo  
práctico**

PRESENTADA POR

**Adler Jordi Montenegro Ramirez**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR

José Rolando Céspedes Deza

PRESIDENTE

Segundo Guillermo Carranza Cieza

SECRETARIO

Jose Alberto Acero Martinez

VOCAL

## Comparación estructural de un puente extradadosado y puente atirantado de 150 metros con sección compuesta, ejemplo práctico

### INFORME DE ORIGINALIDAD

<b>24%</b> INDICE DE SIMILITUD	<b>23%</b> FUENTES DE INTERNET	<b>3%</b> PUBLICACIONES	<b>14%</b> TRABAJOS DEL ESTUDIANTE
-----------------------------------	-----------------------------------	----------------------------	---------------------------------------

### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<a href="https://tesis.pucp.edu.pe">tesis.pucp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<b>9%</b>
<b>2</b>	<a href="https://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>3</b>	<a href="https://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>4</b>	Submitted to Pontificia Universidad Catolica del Peru Trabajo del estudiante	<b>1%</b>
<b>5</b>	<a href="https://estructurando.net">estructurando.net</a> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<a href="https://repositorio.upao.edu.pe">repositorio.upao.edu.pe</a> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<a href="https://www.scielo.cl">www.scielo.cl</a> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>8</b>	<a href="https://www.scielo.org.co">www.scielo.org.co</a> Fuente de Internet	<b>&lt;1%</b>

## Índice

Resumen .....	14
Abstract.....	15
Introducción.....	16
Justificación de la investigación.....	18
Revisión de literatura.....	19
Antecedentes.....	19
Antecedentes Internacionales .....	19
Antecedentes Nacionales.....	20
Marco Teórico .....	21
Puentes.....	21
La superestructura.....	21
La subestructura.....	21
Clasificación.....	21
Comportamiento Estructural Sísmico.....	25
Puente Extradado .....	26
Puente Atirantado .....	31
Elementos estructurales de puentes y configuraciones típicas.....	35
Los cables .....	35
La Sección Compuesta .....	51
Las Torres.....	52
No linealidad geométrica por cambio de curvatura de los cables .....	53
Descripción del fenómeno.....	53
Deducción del módulo de elasticidad equivalente .....	54
Análisis iterativo con el módulo de elasticidad equivalente.....	56
No linealidad geométrica por efectos P-Delta.....	57
Análisis de la Secuencia Constructiva por Voladizos Sucesivos .....	58

Descripción del proceso constructivo por voladizos sucesivos.....	58
Análisis estructural “hacia atrás” .....	58
Combinaciones de Carga .....	60
Predimensionamiento y Análisis Estructural.....	61
Peralte de la viga longitudinal y distancia entre puntos de anclaje .....	61
Longitud de paños extremos.....	62
Análisis sísmico.....	62
Análisis modal-espectral.....	62
Criterios de combinación modal.....	62
Combinación de solicitaciones obtenidas de análisis ortogonales .....	63
Alcance del método modal-espectral.....	63
Materiales y Métodos .....	64
Resultados y Discusión.....	67
PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO Y MODELADO EN CSI BRIDGE.....	67
Puente Atirantado .....	67
Puente Extradado. ....	84
Definición de cargas, parámetros sísmicos y combinaciones de carga. ....	89
Definición de carga viva móvil. ....	89
Definición de las cargas de asfalto y de baranda.....	92
Definición de los parámetros sísmicos. ....	94
Definición de las combinaciones de carga .....	97
Análisis y discusión de Resultados.....	98
Resultados según combinaciones de carga.....	98
Resultados del análisis no lineal por secuencia constructiva .....	108
Conclusiones.....	126
Recomendaciones .....	128
Referencias .....	129

Anexos .....	133
--------------	-----

## Lista de Figuras

Figura 1: Componentes de un puente. Fuente: [11].....	21
Figura 2: Puente de vía superior. Fuente: [12] .....	22
<i>Figura 3: Puente de vía inferior. Fuente: [12].....</i>	22
<i>Figura 4: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12].....</i>	23
Figura 5: Puentes de vigas continuas. Fuente: [14].....	23
Figura 6: Puentes tipo arco. Fuente: [14] .....	24
<i>Figura 7: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12].....</i>	24
<i>Figura 8: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12].....</i>	25
Figura 9: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12] .....	25
Figura 10: Comparación del Extradado con sus tipologías más cercanas. Fuente: [18] .....	27
<i>Figura 11: Diseño para una predimensionamiento de puentes extradados. Fuente: [18] .....</i>	28
<i>Figura 12: Nomenclatura de las dimensiones del acartelamiento del tablero. Fuente: [19].....</i>	30
<i>Figura 13: Características del camión de diseño. Fuente: [22].....</i>	31
<i>Figura 14: Predimensionamiento de geometría longitudinal para puente atirantado. Fuente: [19].....</i>	33
Figura 15: Relación entre altura de torres y cantidad requerida de acero en los cables. Fuente: [32].....	34
Figura 16: Cordones formados por 7 a más alambres helicoidales. Fuente: [25]. .....	36
Figura 17: Cordones formados de alambres con trabazón. Fuente: [25].....	36
Figura 18: Cordones con alambre paralelos Fuente: [25].....	36
Figura 19: Cordones entrelazados en forma de espiral. Fuente: [25].....	37
<i>Figura 20: Esquema del sistema de abanico Fuente: [25]. .....</i>	41
Figura 21: Esquema del sistema de arpa o paralelo. Fuente: [25].....	41
<i>Figura 22: Flexión en la viga de rigidez y en la torre. Fuente: [29].....</i>	41
Figura 23: Puentes tipo arpa con apoyos intermedios en los tramos extremos y puentes tipo arpa con torres robustas. Fuente: [29] .....	42

Figura 24: Sistema abanico modificado. Fuente: [29].....	42
Figura 25: Arreglo espacial de cables con 2 planos verticales. Fuente: [28].....	43
Figura 26: Arreglo espacial de cables con 2 planos inclinados. Fuente: [28].....	43
Figura 27: Comparación de comportamiento entre tableros. Fuente: [29] .....	44
Figura 28: Arreglo espacial de cables con 1 plano vertical centrado o no centrado. Fuente: [28].....	44
Figura 29: Extremo cilíndrico de cables, marca DSI. Fuente: [31].....	46
Figura 30: Anclaje con conexión directa al alma de la viga de acero. Fuente: [32].....	46
Figura 31: Anclaje con conexión lateral a la viga de acero, puente Baytown. Fuente: [32] .....	47
Figura 32: Anclaje con cables traslapados y Anclaje en sección cajón. Fuente: [32]....	47
Figura 33: Anclajes en la torre del puente Baytown. Fuente: [32].....	48
Figura 34: Esquema básico de las ensilladuras marca Freyssinet. Fuente: [33] .....	48
Figura 35: Ensilladuras marca DSI. Fuente: [31].....	49
Figura 36: Anclaje compuesto con cajuela metálica, Puente de Normandía. Fuente: [32] .....	49
Figura 37: Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico puro. Fuente: [32]....	49
Figura 38: Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico modificado. Fuente: [32].....	50
Figura 39: Conexión articulada con pines. Fuente: [32] .....	50
Figura 40: Conexión articulada con pines de la marca VSL. Fuente: [34] .....	50
Figura 41: Esquema típico de tablero de sección compuesta. Fuente: [35] .....	51
Figura 42: Esquema típico de tablero con panel de concreto prefabricado. Fuente: [35] .....	51
Figura 43: Formas básicas de torres para dos planos de cables. Fuente: [37].....	52
Figura 44: Formas básicas de torres para un único plano de cables. Fuente: [37] .....	53
Figura 45: Estiramiento con cambio de curvatura. Fuente: [29].....	53
Figura 46: Convención de símbolos para la geometría del cable antes los esfuerzos $\sigma_1$ y $\sigma_2$ . Fuente: [25].....	55
Figura 47: Proceso iterativo por seguir para realizar el análisis por carga viva. Fuente: [14].....	57
Figura 48: Torre en voladizo y viga con apoyos articulados, sujetos a efectos P-Delta. Fuente: [29].....	57
Figura 49: Esquema del proceso constructivo por voladizos. Fuente: [39].....	58

<i>Figura 50: Proceso iterativo para analizar el retiro de los paneles de concreto. Fuente: [29].....</i>	59
Figura 51: Proceso iterativo para analizar el retiro de cables.....	59
<i>Figura 52: Proceso iterativo para analizar el retiro de vigas metálicas. Fuente: [29].</i>	60
Figura 53: Longitud de los paños. Fuente: [32].....	62
Figura 54: Vista general del Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.....	67
Figura 55: Dimensiones de la Sección Compacta de las Torres. Fuente: Elaboración Propia.....	68
Figura 56: Dimensiones de la Sección Hueca de las Torres. Fuente: Elaboración Propia. ....	68
Figura 57: Dimensiones de la Sección de las Vigas de Arriostre en las Torres. Fuente: Elaboración Propia. ....	69
Figura 58: Dimensiones de la Viga de Apoyo del Tablero. Fuente: Elaboración Propia. ....	69
Figura 59: Dimensiones de la Sección de los Cables. Fuente: Elaboración Propia. ....	70
Figura 60: Dimensiones del perfil W44x290. Fuente: Elaboración Propia.....	71
Figura 61: Dimensiones del perfil L 2-1/2'' x 2-1/2'' x 1/2''. Fuente: Elaboración Propia. ....	71
Figura 62: Definición del alineamiento del Puente. Fuente: Elaboración Propia. ....	72
Figura 63: Parámetros de los carriles de diseño. Fuente: Elaboración Propia. ....	73
Figura 64: Definición de los parámetros de la sección compuesta. Fuente: Elaboración Propia.....	73
Figura 65: Vista transversal de la sección compuesta. Fuente: Elaboración Propia. ....	74
Figura 66: Parámetros de cargas en la sección del Puente. Fuente: Elaboración Propia. ....	74
Figura 67: Definición del Diafragma. Fuente: Elaboración Propia.....	75
Figura 68: Definición de los Bearings. Fuente: Elaboración Propia. ....	75
Figura 69: Definición de los Abutments. Fuente: Elaboración Propia.....	76
Figura 70: Definición de las dimensiones del Bent. Fuente: Elaboración Propia. ....	76
Figura 71: Definición del tipo de Bearing en el Bent. Fuente: Elaboración Propia.....	77
Figura 72: Definición de los Spans del Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia. ....	77
<i>Figura 73: Definición de los puntos de discretización. Fuente: Elaboración Propia.....</i>	78
Figura 74: Parámetros del "Abutment" inicial. Fuente: Elaboración Propia. ....	78

Figura 75:Parámetros del “Abutment” final. Fuente: Elaboración Propia. ....	79
Figura 76: Ubicación de los diafragmas. Fuente: Elaboración Propia. ....	79
Figura 77:Parámetros del “Bent”. Fuente: Elaboración Propia.....	79
Figura 78: Parámetros para la generación automática del puente. Fuente: Elaboración Propia.....	80
Figura 79: Propiedades del elemento “link” rígido. Fuente: Elaboración Propia. ....	80
Figura 80:Conexión de los cables con la torre del puente atirantado. Fuente: Elaboración Propia.....	81
Figura 81:Conexión del cable con la dovela metálica. Fuente: Elaboración Propia. ....	81
Figura 82:Ennumeración de tramos. Fuente: Elaboración Propia.....	82
Figura 83:Definición de propiedades dependientes del tiempo del concreto. Fuente: Elaboración Propia. ....	83
Figura 84:Configuración de la secuencia constructiva. Fuente: Elaboración Propia.....	83
Figura 85:Dimensiones iniciales de la viga de sección variable. Fuente: Elaboración Propia.....	85
Figura 86: Dimensiones finales de la viga de sección variable. Fuente: Elaboración Propia.....	85
Figura 87:Definición de la Sección de Viga no Prismática Izquierda. Fuente: Elaboración Propia.....	86
Figura 88:: Definición de la Sección de Viga no Prismática Derecha. Fuente: Elaboración Propia.....	86
Figura 89:Definición del tablero con viga de sección variable izquierdo. Fuente: Elaboración Propia. ....	87
Figura 90: Definición del tablero con viga de sección variable Derecho. Fuente: Elaboración Propia. ....	87
Figura 91:Asignación de los tableros a los “spans”. Fuente: Elaboración Propia.....	88
Figura 92: Vista 3D del puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia. ....	88
Figura 93:Vista en elevación del puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia.....	89
Figura 94:Camión HL-93M. Fuente: Elaboración Propia. ....	89
Figura 95:Camión HI-93K. Fuente: Elaboración Propia. ....	90
Figura 96:Camión HL-93S. Fuente: Elaboración Propia. ....	90
Figura 97:Camión HL-93LB. Fuente: Elaboración Propia. ....	91
Figura 98:Definición de la clase de vehículo. Fuente: Elaboración Propia.....	91
Figura 99:Definición del caso de carga viva móvil. Fuente: Elaboración Propia. ....	92

Figura 100:Definición de la carga de asfalto. Fuente: Elaboración Propia.....	93
Figura 101:Definición de la carga de barrera izquierda. Fuente: Elaboración Propia. ..	93
Figura 102:Definición de la carga de barrera derecha. Fuente: Elaboración Propia.....	94
Figura 103:Asignación de las cargas al puente. Fuente: Elaboración Propia.....	94
Figura 104:Definición del espectro de respuesta X. Fuente: Elaboración Propia.....	95
Figura 105:Definición del Sismo X. Fuente: Elaboración Propia.....	95
Figura 106:Definición del espectro de respuesta Y. Fuente: Elaboración Propia.....	96
Figura 107:Definición del Sismo Y. Fuente: Elaboración Propia.....	96
Figura 108:Selección de Combinaciones de carga. Fuente: Elaboración Propia.....	97
Figura 109: Momentos en la base de la Torre. Fuente: Elaboración Propia.....	99
Figura 110: Momentos en la base de la torre considerando sismos. Fuente: Elaboración Propia.....	100
Figura 111:Desplazamientos en la cima de la torre. Fuente: Elaboración Propia.....	102
Figura 112: Desplazamientos en la cima de la torre considerando sismos. Fuente: Elaboración Propia.....	102
Figura 113:Tensiones en el Cable 1. Fuente: Elaboración Propia.....	105
Figura 114:Tensiones en el Cable 2. Fuente: Elaboración Propia.....	105
Figura 115:Tensiones en el Cable 3. Fuente: Elaboración Propia.....	106
Figura 116:Tensiones en el cable 4. Fuente: Elaboración Propia.....	106
Figura 117:Tensiones en el Cable 5. Fuente: Elaboración Propia.....	107
Figura 118: Enumeración de Cables y puntos de anclaje en puente extradadosado. Fuente: Elaboración Propia.....	108
Figura 119:Desplazamiento de puntos de anclaje vs tiempo (Puente Extradadosado) . Fuente: Elaboración Propia.....	114
Figura 120:Desplazamiento de puntos de anclaje vs Escenario Constructivo (Puente Extradadosado). Fuente: Elaboración Propia.....	114
Figura 121:Tensiones en Cables vs Tiempo (Puente Extradadosado) . Fuente: Elaboración Propia.....	115
Figura 122:Tensiones en Cables vs Escenario Constructivo (Puente Extradadosado). Fuente: Elaboración Propia.....	115
Figura 123: Enumeración de Cables y puntos de anclaje en Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.....	117
Figura 124:Desplazamiento de Puntos de Anclaje vs Tiempo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	123

Figura 125: Desplazamiento de Puntos de Anclaje vs Escenario Constructivo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia. ....	123
Figura 126: Tensión en los Cables vs Tiempo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	124
Figura 127: Tensión en los Cables vs Escenario Constructivo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia. ....	124

## Lista de Tablas

Tabla 1: Predimensionamiento. Fuente: [22] .....	33
Tabla 2: <i>Pesos mínimos de recubrimiento de Zinc (ASTM A586, 2018)</i> .....	37
Tabla 3: Módulo de elasticidad. Fuente: (ASTM A586).....	38
Tabla 4: Módulo de elasticidad. Fuente: (ASTM A603).....	39
Tabla 5: Resistencia a la tracción de cordones (strands) formados por alambres helicoidales y paralelos con revestimiento metálico (ASTM A586, 2018).....	39
Tabla 6: Resistencias a la tracción de sogas de alambre de acero con revestimiento metálico (Single-Class) (ASTM A603, 2018).....	40
Tabla 7: Resistencias a la tracción de sogas de alambre de acero con revestimiento metálico (Multi-Class) (ASTM A603, 2018) .....	40
Tabla 8: Operacionalización de Variables. Fuente: Elaboración propia. ....	65
<i>Tabla 9: Técnicas e instrumentos para recopilar información. Fuente: Elaboración propia</i> .....	65
Tabla 10: Resultados de las combinaciones de carga en el puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia. ....	98
Tabla 11: Resultados de las combinaciones de carga en el puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia. ....	99
Tabla 12: Desplazamientos en la cima de la torre para el puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia. ....	101
Tabla 13: Desplazamientos en la cima de la torre para el puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia. ....	101
Tabla 14: Tensiones en los cables del puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia. ....	103
Tabla 15: Tensiones en los cables del puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia. ....	104
Tabla 16: Deflexiones en el punto de anclaje P1 (Puente Extradosado) . Fuente: Elaboración Propia. ....	109
Tabla 17: Tensiones en el cable C1 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. ....	109
Tabla 18: Deflexiones en el punto de anclaje P2 (Puente Extradosado) . Fuente: Elaboración Propia. ....	110

Tabla 19:Tensiones en el cable C2 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. .....	110
Tabla 20:Deflexiones en el punto de anclaje P3 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. ....	111
Tabla 21:Tensiones en el cable C3 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. .....	111
Tabla 22: Deflexiones en el punto de anclaje P4 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. ....	112
Tabla 23: Tensiones en el cable C4 (Puente Extradosado). Fuente: Elaboración Propia. .....	112
Tabla 24:Deflexiones en el punto de anclaje P5 (Puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia.....	113
Tabla 25: Tensiones en el cable C5 (Puente Extradosado) . Fuente: Elaboración Propia. .....	113
Tabla 26: Deflexiones en el punto de anclaje P1 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	117
Tabla 27: Tensiones en el cable C1 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.	118
Tabla 28:Deflexiones en el punto de anclaje P2 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	118
Tabla 29:Tensiones en el cable C2 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.	119
Tabla 30:Deflexiones en el punto de anclaje P3 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	119
Tabla 31:Tensiones en el cable C3 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.	120
Tabla 32:Deflexiones en el punto de anclaje P4 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	120
Tabla 33:Tensiones en el cable C4 (Puentes Atirantados). Fuente: Elaboración Propia. .....	121
Tabla 34:Deflexiones en el punto de anclaje P5 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.....	121
Tabla 35:Tensiones en el cable C5 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.	122

## Resumen

Esta investigación denominada “COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EXTRADOSADO Y PUENTE ATIRANTADO DE 150 METROS CON SECCIÓN COMPUESTA, EJEMPLO PRÁCTICO” tiene como objetivo general comparar el comportamiento estructural de un puente extradadosado y un puente atirantado de 150 metros de luz con sección compuesta, considerándose de tipo descriptiva, con un diseño no experimental, la cual no consideró una población específica de estudio, pero sí un objeto y muestra de estudio a dos tipos de puentes como el puente extradadosado y puente atirantado con luz de 150 metros. Esta tesis se justifica al tener como fin brindar un valioso aporte en la ingeniería civil, ya que, existe poco conocimiento del comportamiento estructural de los cables que son elementos fundamentales en estos tipos de puentes, esta propuesta se realizó mediante la aplicación de la técnica de análisis de contenido y observación, teniendo como instrumentos a la ficha bibliográfica y juicio de expertos especialistas en puentes.

**Palabras clave:** comportamiento estructural, puente atirantado, puente extradadosado, análisis sísmico, cables.

### **Abstract**

This investigation called "STRUCTURAL COMPARISON OF AN EXTRADOSED BRIDGE AND 150-METER CABLE-STAYED BRIDGE WITH COMPOSITE SECTION, PRACTICAL EXAMPLE" has the general objective of comparing the structural behavior of an extradosed bridge and a 150-meter cable-stayed bridge with a composite section, considering descriptive type, with a non-experimental design, which did not consider a specific study population, but an object and study sample of two types of bridges such as the extradosed bridge and the cable-stayed bridge with a span of 150 meters. This thesis is justified as its purpose is to provide a valuable contribution in civil engineering, since there is little knowledge of the structural behavior of cables that are fundamental elements in these types of bridges, this proposal was made by applying the analysis technique of content and observation, having as instruments the bibliographic record and the judgment of experts in bridges.

**Keywords:** structural behavior, cable-stayed bridge, extradosed bridge, seismic analysis, cables.

## Introducción

A nivel internacional, toda infraestructura vial es importante para el crecimiento y desarrollo de una sociedad [1]. En Ecuador, según Montenegro [2] se hace referencia que; “la evolución de la infraestructura es una cadena de eventos que se relacionan entre sí. Es por esto por lo que los diferentes elementos infraestructurales de una ciudad están vinculados unos con otros y todas estas relacionadas en el crecimiento de un país”.

La importancia de un puente es significativa, ya que, son estas aquellas estructuras que están destinadas a salvar obstáculos naturales como lagos, ríos, brazos de mar e incluso obstáculos artificiales como carreteras y vías férreas [3]. Estas estructuras emanan una fascinación que pocos pueden sustraer, de esta manera, el hombre llega a superar sus límites de su espacio vital, permitiendo dar continuidad a su desarrollo sin importar los obstáculos de la naturaleza.

Gago y Limache [4] afirman que, la elección de los tipos de puentes a considerar sigue siendo tema de investigación, con el fin de brindar la mejor propuesta según los aspectos que presenten la zona de estudio como condiciones geográficas, económicas, estéticas, e incluso su funcionalidad y seguridad. Por lo que, muchos especialistas en el área se han visto en la obligación de inventar nuevas estructuras, o crear diseños que puedan contrarrestar fenómenos de la naturaleza, convirtiéndose en un desafío para los especialistas del hoy.

A nivel nacional, se viene evidenciando un crecimiento socioeconómico considerable, debido al impulso en mejorar las infraestructuras viales para hacer frente a los fenómenos naturales, viéndose en la gran necesidad de realizar la implementación de diversos tipos de puentes como viga losa, puentes reticulados, puentes losa o puentes colgantes. Lamentablemente, no es tan común proponer otros tipos de puentes como atirantados o extradados en nuestro país, por la falta de información y especialistas en el área.

En nuestro país, existe muy poca información sobre los procedimientos en el análisis y diseño estructural de puentes extradados y atirantados con luces importantes, por lo que, autoridades o empresas privadas interesadas en ello, se ven en la obligación de no solo considerar la adquisición de este tipo de puentes en el extranjero sino también los diseños estructurales, a la falta de especialistas [5]. Esta limitación se ha convertido en una gran preocupación al originar un vacío en el sector de la ingeniería, la cual ha sido

impedimento que profesionales en el ámbito de la construcción civil no puedan obtener la experiencia ni conocimientos necesarios, pese al gran interés existente.

Los puentes atirantados y puentes extradadosos son aquellos que se caracterizan por la presencia de cables convirtiéndose en elementos de total importancia e indispensables en obras de ingeniería debido a su versatilidad, simplicidad, manejabilidad, flexibilidad, resistencia y economía de estos mismos. Estos cables se caracterizan por resistir fuerzas a tracción sin aporte en compresión, siendo este aquel esfuerzo por el que se realiza un diseño de un cable. [6] El puente extradadoso con un diseño similar al atirantado, pero cuenta con una configuración distinta, por ende, variaciones significativas en su respuesta ante factores externos como cargas de tráfico, sismos [4].

El empleo de cables como elementos portantes en puentes ha demostrado ser de total eficiencia debido a su elevada relación de resistencia- peso, permitiendo así su reducción del peso a la estructura en su totalidad, beneficiando considerablemente para puentes de grandes luces. El aumento de mayores luces junto a la tendencia de vigas de refuerzo delgadas en puentes se convierte en una preocupación sobre el comportamiento a bajo cargas dinámicas ambientales como cargas sísmicas, tráfico y viento, así como cargas de servicio, por ello, se considera esencial predecir comportamiento de estas estructuras frente a estas cargas de la manera más cercana a la realidad [7].

Ante la problemática anteriormente expuesta, se plantea el siguiente objetivo principal: Comparar el comportamiento estructural de un puente extradadoso y un puente atirantado de 150 metros de luz con sección compuesta, para el cual se seguirá los siguientes objetivos específicos: Desarrollar modelos matemáticos de la superestructura de un puente extradadoso y puente atirantado para definición de los elementos estructurales, Identificar los elementos más vulnerables de un puente extradadoso y puente atirantado ante variaciones de sobrecarga vehicular y demanda sísmica, Realizar un análisis estructural, utilizando una data existente, de un puente extradadoso y puente atirantado de 150 metros de luz.

## **Justificación de la investigación**

La presente investigación se justifica en el *aspecto económico*, ya que, esta comparación permitirá brindar el diseño óptimo entre un puente atirantado y un puente extradadosado, haciendo uso ambas alternativas de cables que soportan grandes cargas a tracción, De esta manera, se podrá determinar la alternativa más eficiente, que no solo presente un buen comportamiento estructural ante cargas de tránsito, sismos e incluso su mismo peso, sino también, aquella que requiera el menor refuerzo posible, por ende, un menor costo de construcción garantizando a la vez su correcto funcionamiento durante su vida útil. Asimismo, en el *aspecto ambiental*, esta propuesta se traza en brindar también un análisis general de los impactos que trae consigo la construcción de puentes atirantados y puentes extradadosados, buscando evaluar a detalle los efectos negativos que influyan en nuestro medio ambiente, para así realizar una propuesta de mitigación respectiva para su protección.

La *justificación social* de esta investigación gira en torno a la población beneficiada con este valioso aporte, es decir, aquellos profesionales especialistas en puentes, estudiantes y docentes que deseen alimentar sus conocimientos de estos dos tipos estructuras mediante una evaluación y análisis detallado de su comportamiento sismorresistente, análisis no lineal de los cables y diseño estructural de estos mismos. Asimismo, ese aporte permitirá incentivar a personas interesadas en profundizar más de estas estructuras, considerando que hoy en día, existe un gran vacío de conocimientos en esta especialidad, por lo que, Perú opta por recurrir al extranjero para realizar estos diseños.

Finalmente, en el *aspecto tecnológico*, esta investigación se justifica, debido que, impulsa e incentiva el empleo de softwares de apoyo, que permiten el modelado sísmico más real de estas estructuras tanto como para el puente atirantado como para el puente extradadosado, garantizando así el comportamiento que adquiere cada una ante un evento sísmico.

## **Revisión de literatura**

### **Antecedentes**

Dentro de los antecedentes relacionados a la presente investigación, se consideran a los siguientes:

#### **Antecedentes Internacionales**

##### **TESIS DE PREGRADO: “DISEÑO DE PUENTES PEATONALES MEDIANTE EL USO DE CABLES DE ACERO” PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR [6]**

Esta investigación tuvo como objetivo general el realizar el diseño de puentes peatones mediante el empleo de cables de acero, proponiendo así dos alternativas una de un puente colgante y un puente atirantado ante la necesidad de implementar el diseño de un puente bajo un análisis no lineal, por los considerables desplazamientos que genera estas condiciones del material utilizado. De esta manera, se determinó que las cargas permitieron trabajar con códigos planteados como ASCE 7-10, y estipular combinaciones de cargas finales y así fueron empleados para el diseño de perfiles de acero y armados de elementos de hormigón. Finalmente, concluyo que los dos diseños propuestos, el puente atirantado fue la opción más versátil debido a su tipo y forma de la estructura a diferencia del puente colgante que se consideró tipos de apoyos ficticios. [6]

##### **REVISTA CIENTÍFICA EIA: “COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE PUENTES EXTRADOSADOS DURANTE CONSTRUCCIÓN POR VOLADIZOS SUCESIVOS, COLOMBIA [8]**

Esta investigación tuvo como finalidad realizar una evaluación del comportamiento durante la construcción por voladizos sucesivos de un puente extradado de concreto con grandes luces en tres tramos, centrándose en el comportamiento de los pilares, tablero y cables. Obteniendo como resultados de la respuesta estructural del puente extradado hipotético de luz total de 220 metros, un impacto considerable en los momentos flectores longitudinales. Sin embargo, no se evidenció variaciones significativas en su fuerza axial. Finalmente, se determinó que en los cables extradados, el efecto combinado presentado de la contracción y fluencia del concreto generó una pérdida de tensión desde el momento de cierre del puente, siendo mucho mayor en la parte central. [8]

## **Antecedentes Nacionales**

**TESIS DE PREGRADO: “ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ENTRE UN PUENTE EXTRADOSADO Y UN PUENTE ATIRANTADO DE 220 METROS DE LUZ”. UNIVERSIDAD RICARDO PALMA, LIMA [4]**

Esta investigación tuvo como objetivo general el analizar y realizar una comparación del comportamiento estructural de un puente extradosado y atirantados para determinar la opción óptima considerando una luz de 220 metros. Obteniendo como resultados, un desplazamiento vertical de 26.9 cm en el centro del vano central del puente atirantado, mientras que, para el puente extradosado, se obtuvo 17 cm, indicando de esta manera, que la viga cajón tiene mayor rigidez en sentido vertical debido a su inercia. Finalmente, se determinó que los cables son elementos más vulnerables, ya que se diseñan considerando fatiga expuesta en su vida útil, pero se limita a un solo esfuerzo producto de carga viva, por ello, es importante considerar la fuerza axial final para un área óptima de cada cable. [4]

**TESIS DE PREGRADO: “ESTUDIO COMPARATIVO DE DISEÑOS EN PUENTE COLGANTE PEATONAL”. UNIVERSIDAD NACIONAL DE HUANCVELICA [3]**

Esta investigación tuvo como objetivo principal, realizar una comparación de diseños puente colgante peatonal en un área de Machacuay, la cual presenta una capacidad portante de 2.00 kg/cm<sup>2</sup>, con una geomorfología ondulada. Obteniendo como resultados, un caudal que va desde 98.34 m<sup>3</sup>/s – 258.23 m<sup>3</sup>/s, factor que hace presumir riesgos de cambios de lecho y desbordes en periodos de mayores avenidas. Finalmente, se determinó, que el tirante normal de diseño fue de 12.80 mts, incluyendo su área libre de 1.50 metros. Además de ello, se consideró una altura mínima de estribos con lo que la rasante del puente se ubicó en una cota de 2802 msnm. [3]

## Marco Teórico

### Puentes

Garita y Madrigal [9] hacen alusión que, el puente es una estructura de hormigón, acero, cemento, piedra, madera o ladrillo, con la finalidad de brindar continuidad en el ancho transversal de un camino que presenta un obstáculo como ríos, brazos de mar, carreteras u otros, que impide el pase directo. Rodríguez [10] afirma que, los puentes son considerados una obra que son construidas con la finalidad de salvar un obstáculo en una vía para la continuación de una determinada vía.

El Reglamento Nacional de Edificaciones [11] expresa que, los puentes son elementos estructurales que están compuestos según la Norma Técnica Peruana E-010, estos se dividen en dos partes de vital importancia como superestructura y subestructura también denominada infraestructura.

#### La superestructura.

Está compuesta por todos aquellos elementos como losas, barandas, riostras, andenes, baranda, sobre la cual se realiza la circulación de peatones y vehículos, denominándose también como tablero del puente. [12]

#### La subestructura.

Esta es una parte de un puente que se encarga de recibir aquellas cargas de la superestructura y permiten transmitir estas mismas hacia la cimentación. Esa parte está conformada por estribos, pilas y la cimentación, como se visualiza en la siguiente figura 1. [11]

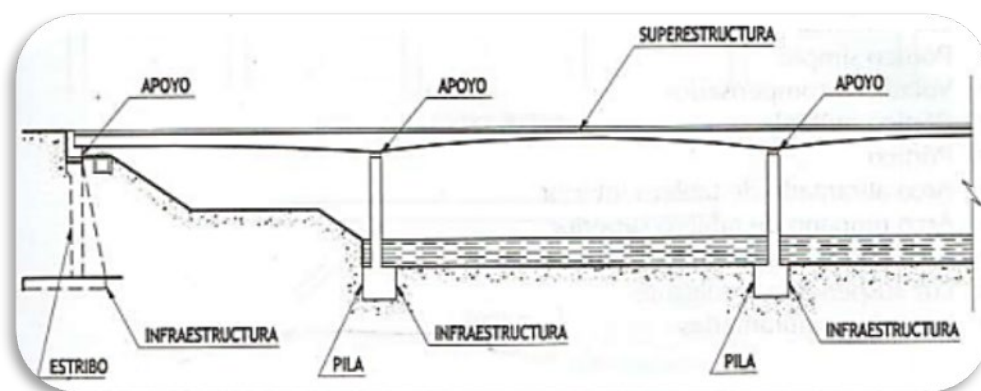


Figura 1: Componentes de un puente. Fuente: [11]

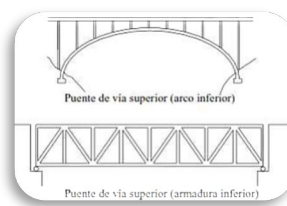
### Clasificación

Los puentes pueden clasificarse de según su utilidad, material, localización de calzada y según su sistema estructural, como se detalla a continuación:

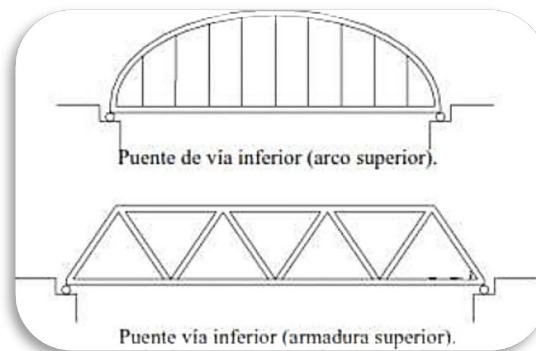
*Según su utilidad:* Los puentes que se encuentran dentro de esta clasificación son los puentes peatonales, los puentes para carreteras, los puentes para pase de tuberías y los viaductos para transporte masivo de pasajeros TRM. [12]

*Según su material:* La identificación del tipo de material para la construcción de un puente se hace bajo su empleo de este material para la estructura principal, se puede encontrar los puentes de madera, puentes de concreto reforzado, los puentes metálicos y los puentes compuestos o mixtos (concreto con acero). [12]

*Según su localización de la calzada:* Esta clasificación se basa en la ubicación de una calzada o vía con respecto a su estructura sea arco o armadura. A continuación, se podrán visualizar imágenes con los puentes clasificados según la localización de su calzada. [12]



*Figura 2: Puente de vía superior. Fuente: [12]*



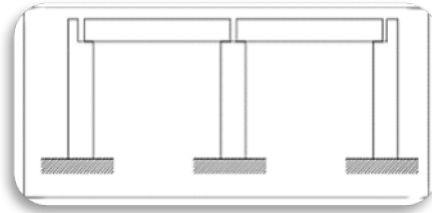
*Figura 3: Puente de vía inferior. Fuente: [12]*

Según el tipo de sistema estructural: Existen diversos tipos de puentes según esta clasificación, las cuales se van a detallar a continuación aquellos esquemas principales en cuanto a su sistema estructural.

### ***Puentes tipo viga***

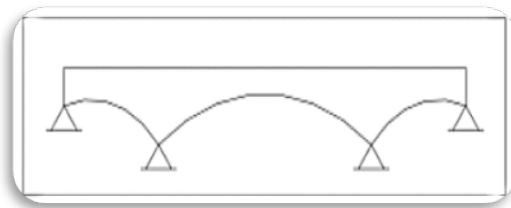
Este tipo es aquel más común, dentro de los que estructuralmente son los más sencillos, siendo posible dividirse de la siguiente manera.

- Puentes de tramos simplemente apoyados: Está compuesto por una o más luces que están simplemente apoyadas, las cuales pueden ser losas y vigas o losas macizas.



*Figura 4: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12]*

- Puentes de vigas continuas: Este tipo de puentes están constituidos como una solución más eficiente, están formadas por vigas parcialmente continuas prefabricadas colocadas entre los apoyos, como se visualiza en la siguiente figura 5. [12]

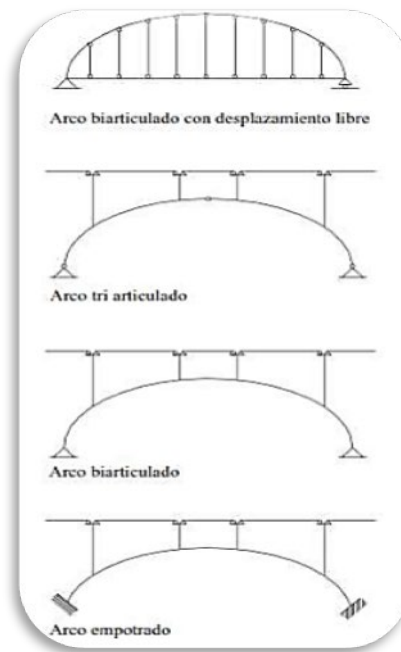


*Figura 5: Puentes de vigas continuas. Fuente: [14]*

- Puentes de estructura porticada: Este tipo de puente tiene como característica principal una unión más rígida entre los pilares, estribos y superestructura, existiendo diversos tipos de pórticos para un puente de este tipo. [13]

### ***Puentes tipo arco***

Este tipo de puentes presentan como estructural principal al arco, siendo como característica más resaltante la transmisión de gran parte de las cargas en compresión, teniendo en consideración que los arcos son más isostáticos son más simples para su análisis. Es importante mencionar, que debido a sus articulaciones son por lo general costosas. Los arcos que pueden presentarse en ese tipo de puente pueden ser: arcos articulado, arco biarticulado, arco biarticulado con desplazamiento libre y arco empotrado. [13]



*Figura 6: Puentes tipo arco. Fuente: [14]*

### ***Puentes Reticulados***

Este tipo de puentes son aquellos que tienen como estructura de mayor relevancia a los reticulados planos paralelos. Este está formado por ensamblaje triangular de elementos rectos, siendo por lo general estructuras metálicas. [13]



*Figura 7: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12]*

### ***Puentes Colgantes***

Este tipo de estructura también son denominadas puentes con arco invertido, son utilizadas mayormente para cubrir grandes luces, teniendo como estructural principal la constitución de cables curvos que soportan cargas que transmiten las fuerzas a las torres y macizos de anclajes [13]. Los cables son aquellos que sostienen el tablero por tirantes denominada péndolas.

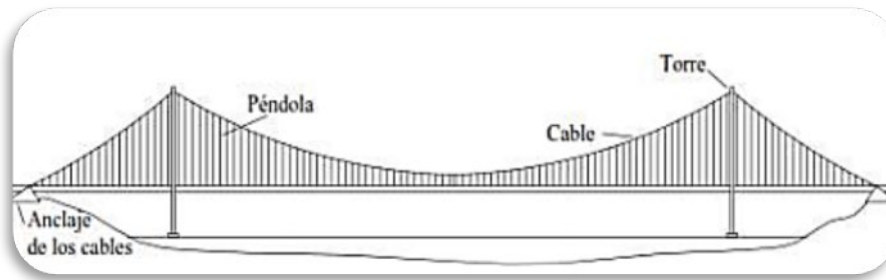


Figura 8: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12]

### **Puentes Atirantados**

Este tipo de puentes se consideran una variedad del puente colgante, ya que consiste en una viga colgada de tirantes que van hacia las torres directamente. [13] Este tipo de puentes son mucho más rígidos, pero presentan menores problemas de inestabilidad aerodinámica.

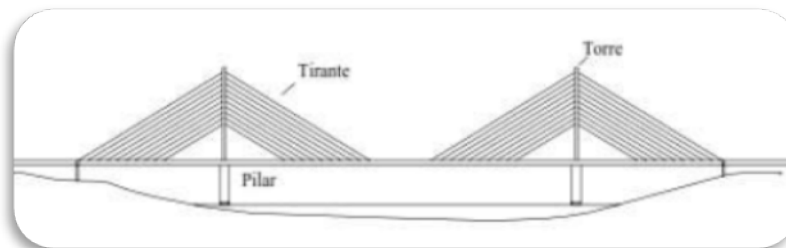


Figura 9: Puentes de tramos simplemente apoyados. Fuente: [12]

### **Comportamiento Estructural Sísmico**

El comportamiento estructural es aquella forma que responde una estructura en deformaciones y desplazamientos, ante la aplicación de fuerzas externas. [14] En el caso de puentes, un comportamiento estructural dependerá de la interacción de cada elemento estructural conformada por esta estructura en conjunto. Existen diversos factores, los cuales intervienen en el comportamiento sísmico, siendo este influenciado por distintos factores que van a determinar la capacidad estructural, dentro de las cuales resalta, tanto los materiales como las características de la zona de estudio. [15]

- **Materiales:** El comportamiento sísmico dependerá de los materiales que sean empleados, los cuales sean proporcionales a características de suma importancia como el peso por unidad de volumen. [16]
- **Características de la zona:** La ubicación de una estructura va a determinar diversos parámetros que son básicos para un buen comportamiento sismorresistente, resaltando dentro de estas, las características del suelo. [16] Para un puente, uno de los estudios de mayor importancia, es el estudio hidrológico.

## **Puente Extradado**

Desde 1994 donde aparecieron por primera vez, los puentes extradados tomaron un importante lugar en proyectos de ferrocarril y carreteras, desafiando en el rango de luces medias con los puentes atirantados y con los de viga cajón pretensado construidos por voladizos sucesivos, los cuales vienen siendo estructuras clásicas. Por otro lado, este tipo de puentes ha sido implementado con un gran auge en Asia, Europa y América demostrando el gran interés que brinda este tipo de estructura. [17]

Este puente conocido como extradado reúne características de las otras dos tipologías ya mencionadas, resultando económicamente competitivo con ellas, sin embargo, los puentes extradados aún son desconocidos en algunos países, siendo las tipologías tradicionales para sus proyectos de carretera y ferrocarril.

### ***Construcciones a nivel mundial***

Según Benjumea, Chio Cho y Maldonado [17], el crecimiento de la fama de este tipo de puente se dio de manera significativa por los proyectos de carretera comparadas con la demás tipología de puentes, tales como, puentes con atirantamiento inferior y con atirantamiento combinado (inferior y superior). Hasta el 2012, se evidenció 110 puentes construidos, 8 en proceso constructivo y 2 en fase de proyecto; localizados de la siguiente manera: Asia (83), Europa (15), América (9), África (2) y Oceanía (1).

### ***Ventajas del puente extradado***

Benjumea, Chio Cho y Maldonado [17], afirma que, las ventajas del puente extradado comparándolo con el puente atirantado y los pretensados de viga cajón, siendo éstas las siguientes:

- Menor altura de la torre en los puentes extradados, con respecto a los atirantados, permite edificar puentes cerca de aeropuertos. No obstante, siendo de menor altura las torres, nos ofrece una reducción en la afectación visual del paisaje, así como la reducción en las labores de construcción.
- Comparándolo con puentes de viga cajón, el extradado presenta una solución más elegante, ya que gracias a la torre y los tirantes son capaces crear una estructura de aspecto emblemático.
- En casos donde se presente suelos con baja capacidad portante, resulta más favorable un puente extradado que un puente de viga cajón.
- En el caso de los puentes extradados con un tablero rígido construidos mediante voladizos sucesivos, al contrario de lo que sucede en un atirantado y gracias a la

rigidez elevada de la viga principal, no es necesario ajustar la fuerza de tensión de los cables, ni durante la obra, ni al finalizar la construcción del tablero.

### ***Desventajas del puente extradosado***

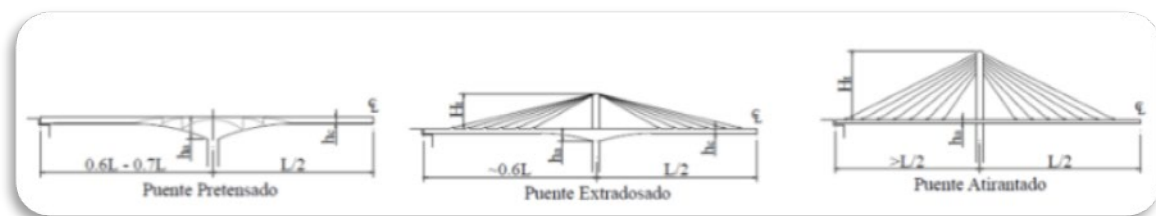
Benjumea, Chio Cho y Maldonado [17], expresan que, las desventajas del puente extradosado comparándolo con el puente atirantado y los pretensados de viga cajón, siendo éstas las siguientes:

- Debido al peso elevado de la estructura, y a la no existencia de la estructura suspendida, como en los puentes atirantados, las fuerzas sísmicas que soportan los elementos estructurales del puente extradosado son mayores.
- Al no equilibrarse en su totalidad las cargas permanentes en un puente extradosado, es importante evaluar cuidadosamente los fenómenos reológicos que pueden presentarse en el concreto.

### ***Predimensionamiento de Puente Extradonado***

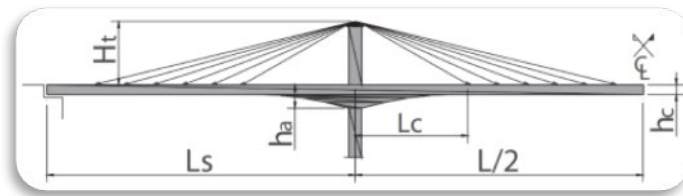
#### *Funcionamiento estructural*

Los puentes extradosados están en medio de los puentes pretensados y los atirantados, dependiendo de los criterios de diseño se asimila a una de estas tipologías.



*Figura 10: Comparación del Extradonado con sus tipologías más cercanas. Fuente: [18]*

Las cargas permanentes de los puentes extradosados con comportamientos parecidos a los puentes de viga pretensadas, son transportadas hacia la cimentación por medio de la acción conjunta de un mecanismo de cortante-flexión ocasionado por el tablero y la tracción de los tirantes [18]. Cuando la carga se transmite por medio de fuerzas axiales entre tirantes y el tablero, se dice que los puentes extradosados son similares a un puente atirantado. Si las luces están entre 100 y 250 m, los extradosados son competitivos con respecto a los atirantados y postensado. [18] A continuación, se visualiza el diseño para un predimensionamiento de puentes extradosados en la siguiente figura:



*Figura 11: Diseño para una predimensionamiento de puentes extradosados. Fuente: [18]*

Según Agudelo [18], se debe tener en cuentas los siguientes puntos para el diseño de un puente extradosados:

- Los tirantes suelen ser de forma de abanico, en 2 planos paralelos y el primer tirante se ancla entre 0.1 y 0.25 de luz principal, desde el eje de la torre.
- La longitud de separación entre los tendones extradosados debe ser la longitud de la dovela que se usa en la construcción, para compensar el peso de cada dovela en una de sus fracciones.
- Tableros de canto variables en apoyo

$$H_a/L = 1/35 - 1/30$$

- Peralte del tablero (Incluyendo Losa)

$$h_c/L = 1/45 - 1/30$$

- Altura a la torre en torno

$$h_T/L = 1/10 - 1/15$$

- Relación entre vanos está entre

$$L_s/L = 0.6 - 0.65$$

Sin embargo, cuando se trata de un puente con una sola torre central de tal forma que se tiene 2 vanos de dimensiones iguales a cada lado de esta, se puede usar la misma relación de longitudes, siendo el valor de L la longitud de cualquiera de los vanos (son iguales), excepto en la relación de la altura de torre y luz, donde el valor de L sería igual a la longitud total del puente, esto debido a que si usamos el mismo valor que en las anteriores ecuaciones, la inclinación de los cables de anclaje serían muy baja, lo cual no es recomendable pues los cables responden mejor mientras más ángulo de inclinación tengan, siendo el ángulo más óptimo igual a 45°.

De esta manera, las relaciones entre longitudes para puentes extradados con una sola torre en el centro de la luz son las siguientes:

- Tableros de canto variables en apoyo

$$H_a/L=1/35-1/30$$

- Peralte de tablero (incluyendo losa)

$$h_c/L=1/45-1/30$$

- Altura a la torre central

$$h_T/2L=1/10-1/15$$

### ***Comportamiento estructural***

#### *Influencia de canto del tablero y altura de la torre:*

A medida que se hace más esbelto el tablero de altura constante, la deformación del tablero es más sensible a la carga viva, además, los esfuerzos en las fibras superior e inferior del tablero aumentan debido a la tensión en los tirantes que se producen por esta. Al disminuir la altura de la torre, el trabajo del tablero aumenta generando incremento en los esfuerzos por la sobrecarga. Con el incremento de la altura de la torre, la oscilación de tensión en los tirantes aumenta, siendo su impacto mayor en el de la modificación en la altura del tablero. [19]

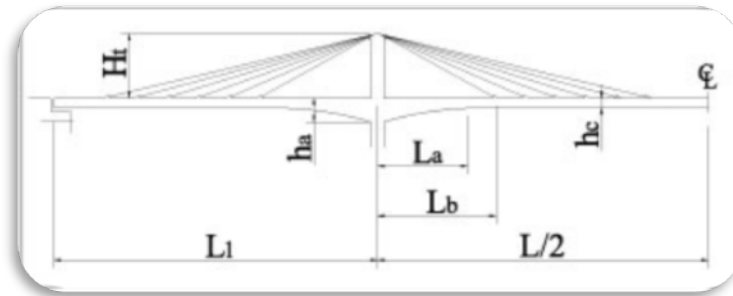
#### *Influencia de la unión tablero-pilar:*

En los pilares donde se apoya el tablero se produce deflexión hacia abajo en el vano principal por la sobrecarga, y hacia arriba en los vanos laterales. Al hacer esto, el puente tiene un esquema tipo pórtico, el cual le da rigidez por la restricción del pilar en una parte de la rotación de los elementos, reflejada en la disminución de la deflexión y momento en el vano central y los vanos laterales, reduciendo la variación de tensión en los tirantes. [19]

#### *Influencia de las cartelas en el tablero:*

Al tener los tirantes más próximos a las torres son poco eficientes en la compensación de las cargas permanentes. Usualmente se aplica el método de voladizos sucesivos, por ello

en el arranque conviene usar un tablero con canto variable. Para la luz principal de un puente extradadosado y acartelamiento tipo parabólico, al aumentar la relación entre la altura del tablero en el apoyo en la torre y la altura en el vano central, se ubica el tirante más lejos de la torre, disminuyendo las variaciones de tensiones. El modificar la longitud de la cartela no influye en la variación de la tensión de los tirantes. Al aumentar la relación  $h_a/h_c$  y  $L_a/L$  tiene menores flechas y un leve aumento en los esfuerzos sobre la sección de apoyo y la torre, además se produce una disminución de esfuerzos en el tablero [19].



*Figura 12: Nomenclatura de las dimensiones del acartelamiento del tablero. Fuente: [19].*

#### Influencia de la longitud del vano lateral:

La longitud de los vanos laterales se debe escoger de manera proporcional, entre 0.6 y 0.8 de la longitud del vano principal. La variación de la longitud del vano lateral da efectos en el momento flector del tablero en el vano lateral. En los tirantes y el vano central, la corta longitud del vano lateral da menores deflexiones y momento flector, sin ser significativos los cambios que se produce. [19]

#### ***Tipos de puentes extradadosados***

Según Torroja, De Villar, Gamino y Mazariegos [20], tenemos los siguientes tipos:

- Extradadosados convencionales o con atirantamiento extra-dorsal superior: Tiene semejanza a los puentes atirantados con torres más bajas, tableros con más peralte, y tirantes más tendidos.
- Extradadosados con atirantamiento inferior o intra-dorsal: Tiene puntales bajo el tablero y tirantes. Por la acción de pre-solicitación de los tirantes, los puntales introducen una reacción vertical al tablero simulando el efecto de una pila.
- Extradadosados con atirantamiento combinado o ambi-dorsal. Son una combinación de los dos tipos anteriores.

### ***Tipos de Carga***

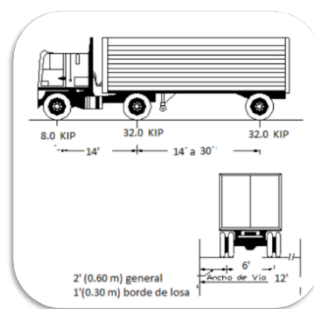
Las cargas que se presentaran están en base a la especificación AASHTO [21], de las cuales se dividen en dos campos las cargas permanentes y cargas transitorias.

Dentro de las cargas permanentes tenemos:

- Carga muerta de los elementos estructurales y no estructurales (DC)
- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorio (DW)

Como cargas vivas comprende a las cargas de tráfico vehicular, peatonal, fluidos y sismo.

- Camión de diseño: Las cargas del camión de diseño son entre dos ejes de 32.0-kip (14.55t.) estando en los límites de 14.0 ft. (4.27m) y 30.00 ft. (9.14 m). esto se trabajarán de acuerdo con la figura 13 que se muestra a continuación:



*Figura 13: Características del camión de diseño. Fuente: [22]*

- Tándem de diseño: Es un conjunto de dos ejes, cada carga es de 25.0 kip (11.4t.) espaciados a 4.0 ft. (1.20 m.) la distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 6.0 fit (1.80m), estas cargas deberán aumentar por efectos dinámicos. [21]
- Sobrecarga distribuida: Se debe considerar una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en el producto un efecto desfavorable, esta sobrecarga se logra distribuir de manera uniforme en todo el ancho de 10.0 ft. (3.00 m) en dirección transversal. [22]

### **Puente Atirantado**

MB Martins, MC Simoes y Hjo Negrao [23], nos expresa que hace más de 40 años se reportaron los primeros trabajos sobre puentes atirantados, los cuales están formados por tres elementos estructurales principales: tablero, torres, y tirantes; representando una solución estructural eficiente para vanos medianos a largos, utilizándose ampliamente a nivel mundial, estos puentes, poseen múltiples tirantes de cable inclinados los cuales se usan para sostener la plataforma a lo largo de su longitud, teniendo puentes de amplias

luces con cubiertas poco profundas. Dicho tablero tendrá un comportamiento como una viga continua sostenida elásticamente por tirantes inclinados que, a su vez, le confiere soporte vertical y también un pretensado natural en el tablero. Los tirantes de cable le transfieren las cargas verticales de la plataforma a las torres, y éstas actúan en compresión transfiriendo las cargas a los cimientos.

Estos puentes atirantados ofrecen ventajas tales como una excelente capacidad de expansión y una construcción rápida; es por ello que se usan ampliamente en muchos países como centros de redes de transporte. Cabe señalar que en los últimos años las actividades sísmicas se han vuelto más frecuentes y diversos puentes atirantados han sufrido daños ocasionado por los terremotos. [23]

Zhang, Qiu y Chen [24], expresa que, debido a su gran luz y flexibilidad, los puentes atirantados tienen algunas especializaciones en su comportamiento estático y dinámico que otras estructuras de ingeniería viéndose favorecido en la construcción de grandes luces; por lo cual, desde la década de 1970, diferentes puentes nuevos fueron atirantados, y de ellos la gran mayoría cruza el mar o el río. A medida que pasa el tiempo, la seguridad operativa y la confiabilidad de los puentes se vuelven muy importantes.

Una estructura de cable puede definirse como aquella estructura en la que un cable o un sistema de cables se usa como elemento estructural de soporte de carga visible y primario. Con la mejora de la tecnología se optimiza continuamente las propiedades físicas y mecánicas de los cables generando que su alcance aplicable aumente; cabe decir que, las estructuras de cables se emplean en la actualidad en gran medida en estructuras de puentes modernos tales como: puentes atirantados, puentes colgantes y puentes levadizos Zhang, Qiu y Chen. [24]

### ***Predimensionamiento de Puente Atirantado***

Para el predimensionamiento de un puente atirantado se toma en cuenta la geometría longitudinal. Como se visualiza en la figura 14, a continuación:

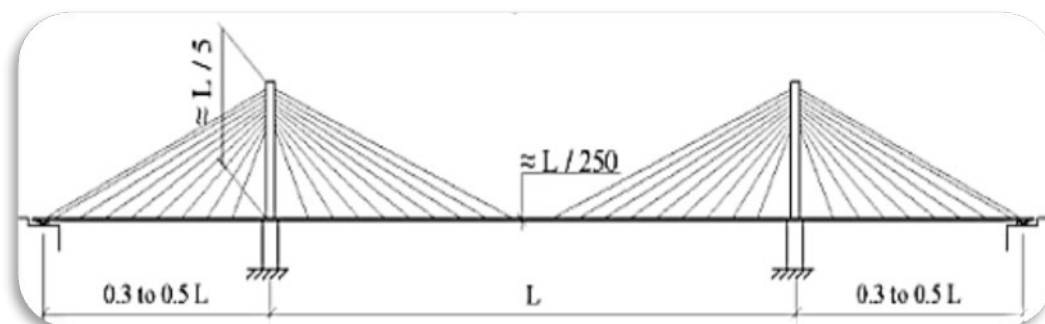


Figura 14: Predimensionamiento de geometría longitudinal para puente atirantado.

Fuente: [19]

Considerando estos datos de geometría longitudinal se obtiene lo siguiente para el predimensionamiento:

Tabla 1: Predimensionamiento. Fuente: [22]

Datos para el predimensionamiento	
Vc	L
HT	$0.25 \cdot Vc$
VL	$0.5 \cdot Vc$
HC	$Vc/190$

Donde:

- Vc: luz del vano central
- HT: altura de la torre por encima de la rasante de rodadura
- VL: longitud del vano lateral
- Hc: Peralte del tablero

Sin embargo, cuando se trata de un solo pilar podemos reajustar estos cálculos previos de predimensionamiento. Svensson [25] recomienda que las distancias entre los puntos de anclaje de los cables pueden ser de 5 a 15 m y en ocasiones hasta 20 m.

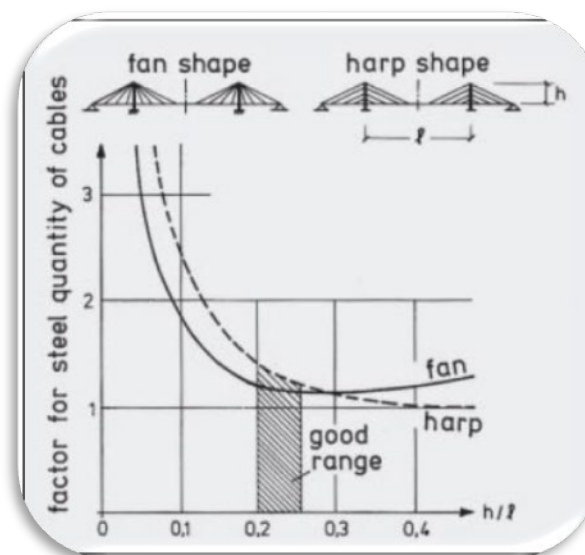
Además, también señala que es económico escoger un peralte de vigas pequeño, casi independientemente de la luz del puente, teniendo en cuenta la seguridad contra el pandeo de la viga pues estas estarán sometidas a compresiones importantes. Eventualmente, la necesidad de aumentar la rigidez torsional puede ser otro limitante para la elección del peralte.

La experiencia indica que el peralte de las vigas de rigidez puede ser 1/100 a 1/200 de la luz del puente [26].

### ***Altura de la torre e inclinación óptima de los cables***

Debido a que el ángulo de inclinación del cable con respecto a la viga longitudinal del puente aumenta, los esfuerzos en el cable disminuyen, al igual que la sección requerida de la torre. Sin embargo, a medida que la altura de la torre aumenta, la longitud de los cables también aumenta, y por ende aumenta la cantidad de acero por cable y sus deformaciones axiales. El ángulo de inclinación óptimo es de  $45^\circ$ , y puede variar entre los límites de  $25^\circ$  a  $65^\circ$  [26].

La altura de la torre deberá ser una altura que permita que el cable más alejado de la torre tenga una inclinación mínima de  $25^\circ$ . En general se puede decir que la altura de la torre, independientemente del tipo de arreglo de los cables, deberá ser lo suficiente para lograr una inclinación en los cables adecuada, siendo  $45^\circ$  el valor óptimo y  $25^\circ$  el valor que dará la altura de torre más baja. Según Svensson [25], la altura más ideal se encuentra entre 0.2 y 0.25 la de la luz del puente.



*Figura 15: Relación entre altura de torres y cantidad requerida de acero en los cables.*

*Fuente: [32]*

### ***Combinaciones de Carga***

Chio, Maldonado y Esperanza [19] expresa que, la combinación de cargas se calculará en base a:

$$Q = \sum n_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

- $n_i$  = es el modificador de carga
- $\gamma_i$  = cargas aquí especificadas
- $Q_i$  = elementos de carga según MTC

Las cargas actuantes en el puente están definidas por la norma AASHTO la concuerda con el Manual de Puentes del MTC. Al igual que en los puentes extradados, se utilizarán las cargas tipo DC, DW y la respectiva carga viva, la cual está dada por los camiones de diseño HL-93 y sus configuraciones tanto para momentos negativo máximo, como para el análisis por fatiga. Según el tipo de cargas existentes, se tomarán las combinaciones necesarias entre las cuales existen 3 tipos principales las cuales son: Resistencia, Servicio y Fatiga. Existe 1 más que es el Evento Extremo en el cual ya se toma en cuenta los efectos sísmicos.

Cada uno de estos tipos de combinaciones tienen variaciones dentro de ellos, Chio, Maldonado y Esperanza [19] mencionan a los siguientes:

- *Resistencia I*: se refiere a las cargas de la utilización vehicular de modo normal, no siendo considerado factor de viento.
- *Servicio I*: aquí se considera las cargas del uso operativo normal de un puente con la presión del viento a 90km/hr generando sobrecargas mediante el valor nominal.
- *Fatiga I*: es un conjunto de cargas con fatiga y fractura hacia la vivencia en la fatiga sin límites por su sobrecarga introducción.
- *Fatiga II*: Es la combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

## **Elementos estructurales de puentes y configuraciones típicas.**

### **Los cables**

- Según Chatterjee [27] afirma que, el alambre de acero de 5 a 7mm de diámetro es un elemento básico de los cables, ellos poseen un esfuerzo de fluencia y último del orden de 1200 y 1600 MPa respectivamente. Empleando porcentajes de carbono en la composición química además de un tratamiento térmico, se obtiene una óptima microestructura perlítica, lo cual le brinda alta resistencia. Para formar los cables, los alambres se entrelazan formando cordones helicoides, también llamados Strands, que a su vez se agrupan entre sí.

- Según AASHTO [21], los cables en puentes son aquellos que deben cumplir con la normativa ASTM A586 o ASTM A603, las cuales dicen que los cables están formados por alambres helicoides y paralelos con revestimiento metálico.



Figura 16: Cordones formados por 7 a más alambres helicoidales. Fuente: [27].

### ***Strands con Alambres Helicoidales con Trabazón***

Chatterjee [27] dice que, con el fin de que los alambres tengan superficies de contacto, en vez de solo puntos de contactos, se utilizan los alambres en capas y en diferentes secciones transversales formando arreglos helicoidales. Permitiendo que los cables sean más compactos. El tener una superficie suave hace que tengan una mayor efectividad en la protección contra la corrosión.



Figura 17: Cordones formados de alambres con trabazón. Fuente: [27].

### ***Strands con Alambres Paralelos***

Chatterjee [27] también menciona que, para evitar la pérdida de resistencia y rigidez por el trenzado que se presentan en los alambres de cordones helicoidales se desarrollan estos cordones que se denominan cordones con alambres paralelos.

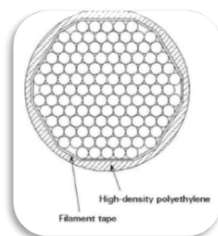


Figura 18: Cordones con alambre paralelos Fuente: [27].

### ***Cables Tipo Soga***

Chatterjee [27] expresa que, este cable posee varios cordones helicoides que se entrelazan en forma de espiral, creando una forma de soga que posee rigidez y resistencia menores que de un strands paralelo, haciéndolo más difícil contra la corrosión.



Figura 19: Cordones entrelazados en forma de espiral. Fuente: [27].

### ***Protección contra la Corrosión***

Chatterjee [27] asegura que, la protección a la corrosión es importante debido a que los puentes atirantados tienen cables con diámetros relativamente pequeños que están sujetos a altas tensiones, esto hace que el área de la sección transversal reduzca rápidamente permitiendo que el puente tenga condiciones peligrosas. Para evitar la corrosión, normalmente, se galvaniza los alambres con capa de zinc, teniendo un peso alrededor de  $3\text{N}/\text{mm}^2$ , a diferencia de los cordones con alambres paralelos que suelen estar envueltos con una cinta de polietileno o poliéster para que todo esto esté dentro de un tubo protector de plástico reforzado con fibras o de polietileno. En la siguiente tabla podemos observar cómo AASHTO clasifica el recubrimiento metálico en tres clases, A, B y C, apreciándose los pesos mínimos de recubrimiento, los cuales se encuentran expresados en peso por unidad de área. Se sabe que la clase C es la más alta que, para un ambiente agresivo, es la clase más adecuado para emplear.

Tabla 2: *Pesos mínimos de recubrimiento de Zinc (ASTM A586, 2018)*

Nominal Diameter of Coated Wire		Weight of Metallic Coating, min					
		oz/ft <sup>2</sup> of Uncoated Wire Surface			g/m <sup>2</sup> of Uncoated Wire Surface		
in.	mm	Class A Coating (Z or ZA)	Class B Coating (Z only)	Class C Coating (Z only)	Class A Coating (Z or ZA)	Class B Coating (Z only)	Class C Coating (Z only)
0.040 to 0.061, incl	1.016 to 1.549, incl	0.40	0.80	1.20	122	244	366
0.062 to 0.079, incl	1.575 to 2.007, incl	0.50	1.00	1.50	153	305	458
0.080 to 0.092, incl	2.032 to 2.337, incl	0.60	1.20	1.80	183	366	549
0.093 to 0.103, incl	2.362 to 2.616, incl	0.70	1.40	2.10	214	427	641
0.104 to 0.119, incl	2.642 to 3.023, incl	0.80	1.60	2.40	244	488	732
0.120 to 0.142, incl	3.048 to 3.607, incl	0.85	1.70	2.55	259	519	778
0.143 to 0.187, incl	3.632 to 4.750, incl	0.90	1.80	2.70	275	549	824
0.188 and larger <sup>A</sup>	4.775 and larger <sup>A</sup>	1.00	2.00	3.00	305	610	915

### ***Propiedades mecánicas***

Según ASTM [28] en la norma ASTM A586 afirma que, la resistencia a la tracción es una de las principales propiedades mecánicas de los strands, esta depende del

recubrimiento que se emplea y del grado de acero. En lo que es la clasificación, tenemos 3 tipos de clases, la Clase A, B y C. Si todos los alambres están recubiertos es de clase A para estos se emplea acero de 1 o 2 grados, también encontramos que solo se puede usar acero grado 1 cuando los alambres interiores son de clase A, pero los exteriores es de clase B o C.

ASTM [29] en la norma ASTM A603, expresa que, dependiendo del recubrimiento utilizado depende la resistencia, teniendo 2 tablas de clasificación, en una de ellas tenemos las sogas con recubrimiento metálico de una clase, estos serían los alambres que tienen la misma clase de recubrimiento (A, B o C), en la otra, tenemos las sogas con recubrimiento metálico múltiple, que serían las que sus alambres internos son clase A y los externos clase B o C.

Es necesario, para los strands con alambres helicoidales, realizar un pre-estiramiento hasta llegar a un esfuerzo no mayor del 55% de la resistencia a la tracción, ya que las fuerzas en estos alambres poseen un componente radial que comprimen al strand, mientras que es estirado, esto genera una deformación permanente. ASTM [28] en ASTM A586 dice que, para el pre – estiramiento de los strands se debe considerar el módulo de elasticidad.

*Tabla 3: Módulo de elasticidad. Fuente: (ASTM A586)*

Diámetro nominal	E(MPa)	
	Recubrimiento Clase A, en todos los alambres	Recubrimiento interno Clase A y recubrimiento externo Clase B y C
½" a 2 - 9/16"	165500	158600
2 – 5/8"	158600	151700

ASTM [29] nos dice que, para cumplir el ASTM A603, se debe considerar el siguiente módulo de elasticidad para el pre - estiramiento de las sogas.

Tabla 4: Módulo de elasticidad. Fuente: (ASTM A603)

Diámetro nominal	E(MPa)	
	Recubrimiento Clase A, en todos los alambres	Recubrimiento interno Clase A y recubrimiento externo Clase B y C
3/8" a 4"	140000	133000

Tabla 5: Resistencia a la tracción de cordones (strands) formados por alambres helicoidales y paralelos con revestimiento metálico (ASTM A586, 2018)

Nominal Diameter, mm	Approximate Minimum Breaking Strength in Kilonewtons				Approx Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approx Weight, kg/m
	Grade 1		Grade 2			
	Class A Coating Throughout	Class A Coating Inner Wires, Class B Coating Outer Wires	Class A Coating Inner Wires, Class C Coating Outer Wires	Class A Coating Throughout		
12.7	133	129	126	153	97	0.77
14.3	169	164	160	194	120	0.98
15.9	214	207	203	246	150	1.2
17.5	258	250	245	297	180	1.5
19.1	302	294	287	348	220	1.8
20.6	356	345	338	409	260	2.1
22.2	409	397	389	471	300	2.4
23.8	490	466	456	552	340	2.8
25.4	543	527	515	624	390	3.1
27.0	614	595	583	706	440	3.5
28.6	694	673	659	798	490	4.0
30.2	765	742	727	880	550	4.4
31.8	854	827	820	979	610	4.9
33.3	943	925	907	1090	660	5.4
34.9	1030	1010	988	1180	730	5.9
36.5	1120	1090	1080	1290	800	6.5
38.1	1230	1200	1170	1410	870	7.0
39.7	1330	1310	1280	1540	950	7.6
41.3	1440	1410	1380	1650	1000	8.3
42.9	1570	1530	1500	1800	1100	8.9
44.5	1670	1640	1600	1920	1200	9.6
46.0	1800	1760	1730	2060	1300	10
47.6	1920	1890	1840	2210	1400	11
49.2	2050	2010	1970	2360	1500	12
50.8	2180	2140	2120	2510	1500	13
52.4	2320	2290	2250	2670	1600	13
54.0	2460	2430	2390	2840	1700	14
55.6	2610	2570	2530	3000	1900	15
57.2	2760	2710	2680	3180	2000	16
58.7	2910	2860	2820	3350	2100	17
60.3	3060	3020	2970	3520	2200	18
61.9	3200	3160	3100	3680	2300	19
63.5	3350	3290	3250	3840	2400	20
65.1	3490	3430	3380	4010	2500	21
66.7	3710	3660	3590	4270	2700	22
68.3	3840	3780	3730	4420	2800	23
69.9	4020	3960	3900	4630	2900	24
73.0	4390	4320	4260	5050	3200	26
76.2	4790	4720	4640	5510	3500	28
79.4	5200	5120	5040	5980	3800	31
82.6	5600	5480	5390	6400	4100	33
85.7	5990	5900	5810	6890	4400	36
88.9	6440	6350	6250	7410	4700	38
92.1	6830	6730	6630	7860	5100	41
95.3	7310	7210	7090	8410	5400	44
98.4	7810	7700	7580	8990	5800	47
102	8230	8100	7980	9430	6200	50

Tabla 6: Resistencias a la tracción de sogas de alambre de acero con revestimiento metálico (Single-Class) (ASTM A603, 2018)

TABLE 2 Properties of Single-Class Metallic-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)					
Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Throughout	Class C Coating Throughout		
9.53	5.9	5.6	5.4	41.9	0.36
11.11	8.0	7.6	7.3	58.7	0.48
12.70	10.4	10.0	9.5	76.8	0.62
14.29	13.2	12.5	12.0	94.8	0.79
15.88	16.3	15.6	14.9	117.4	0.97
17.46	19.5	18.6	17.7	142.6	1.18
19.05	23.6	22.5	21.4	172.9	1.41
20.64	27.2	25.9	24.8	200.7	1.64
22.23	31.8	30.3	28.8	232.9	1.90
23.81	36.3	34.7	33.0	267.1	2.19
25.40	41.5	39.6	37.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.0	47.6	384.5	3.14
31.75	65.5	62.5	59.5	480.7	3.93
34.93	79.7	76.0	72.4	584.6	4.78
38.10	94.3	90.0	85.7	694.2	5.68
41.28	112.0	106.0	101.0	819.4	6.71
44.45	130.0	124.0	118.0	948.4	7.80
47.63	149.0	142.0	135.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	161.0	153.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	182.0	173.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	203.0	194.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	226.0	215.0	1735.6	14.30
63.50	261.0	249.0	238.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	274.0	261.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	300.0	286.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	328.0	312.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	356.0	340.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	411.0	392.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	480.0	458.0	3761.5	31.25
95.25	581.0	554.0	528.0	4303.5	35.71
101.60	662.0	632.0	602.0	4897.1	40.18

Tabla 7: Resistencias a la tracción de sogas de alambre de acero con revestimiento metálico (Multi-Class) (ASTM A603, 2018)

TABLE 4 Properties of Multi-Class Metallic-Coated Steel Structural Wire Rope (SI Units)					
Nominal Diameter, mm	Minimum Breaking Strength in Metric Tons			Approximate Gross Metallic Area, mm <sup>2</sup>	Approximate Weight/m, kg
	Class A Coating Throughout	Class B Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wires	Class C Coating Outer Wires Class A Coating Inner Wire		
9.53	5.9	5.7	5.5	41.9	0.36
11.11	8.0	7.7	7.4	58.7	0.48
12.70	10.4	10.1	9.7	76.8	0.62
14.29	13.2	12.7	12.2	94.8	0.79
15.88	16.3	15.8	15.2	117.4	0.97
17.46	19.5	18.9	18.1	142.6	1.18
19.05	23.6	22.8	22.0	172.9	1.41
20.64	27.2	26.3	25.4	200.7	1.64
22.23	31.8	30.7	29.6	232.9	1.90
23.81	36.3	35.0	33.8	267.1	2.19
25.40	41.5	40.0	38.6	303.9	2.48
28.58	52.4	50.6	48.9	384.5	3.14
31.75	65.5	63.2	61.1	480.7	3.93
34.93	79.7	76.9	74.2	584.6	4.78
38.10	94.3	91.2	87.9	694.2	5.68
41.28	112.0	109.0	106.0	819.4	6.71
44.45	130.0	127.0	124.0	948.4	7.80
47.63	149.0	145.0	142.0	1090.4	8.97
50.80	169.0	165.0	161.0	1238.8	10.19
53.98	190.0	186.0	182.0	1400.1	11.50
57.15	213.0	208.0	203.0	1561.4	12.89
60.33	237.0	231.0	226.0	1735.6	14.30
63.50	261.0	255.0	249.0	1916.2	15.77
66.68	288.0	281.0	274.0	2109.8	17.29
69.85	315.0	308.0	300.0	2309.8	18.96
73.03	344.0	338.0	331.0	2522.7	20.68
76.20	374.0	367.0	360.0	2742.1	22.48
82.55	431.0	423.0	415.0	3251.8	26.78
88.90	504.0	494.0	485.0	3761.5	31.25
95.25	581.0	570.0	559.0	4303.5	35.71
101.60	662.0	650.0	638.0	4897.1	40.18

### Arreglos típicos de cables

- **Sistema de abanico**, según Troitsky [26], es un sistema donde en un punto de la torre concurren todos los tirantes, siendo el sistema más eficiente, ya que los cables logran la máxima inclinación horizontal posible, necesitando la menor cantidad posible de acero. Este sistema transmite la menor carga axial al tablero porque las fuerzas verticales son mayores que las horizontales, siendo un sistema

donde los cables concurren en un solo punto, hace complejo o imposible el detallado de los anclajes.



Figura 20: Esquema del sistema de abanico Fuente: [27].

- **Sistema de paralelo o arpa**, Troitsky [26] afirma que, en este sistema los cables están colocados de manera paralela, teniendo cada uno una altura de anclaje distinta de la torre. Este sistema requiere una cantidad ligeramente mayor de acero con respecto al sistema de abanico, también requiere una mayor altura en la torre. Este sistema de arpa es preferido por un tema estético.

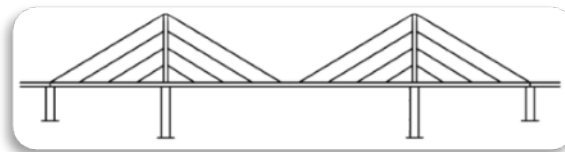


Figura 21: Esquema del sistema de arpa o paralelo. Fuente: [27].

Cuando en los tramos centrales las cargas vivas son mayores y en los laterales menores, se induce flexión en la viga rígida y en la torre. Gimsing y Georgakis [30] nos presenta una alternativa para un arreglo en arpa, colocando un soporte en la torre y en el extremo izquierdo, dejando libre el lado derecho y aplicando una carga  $P$  que actúa en el cable inferior del paño derecho. Se tendrá un intermedio en los momentos flectores de la torre y la viga, esto para un diseño convencional tipo arpa.

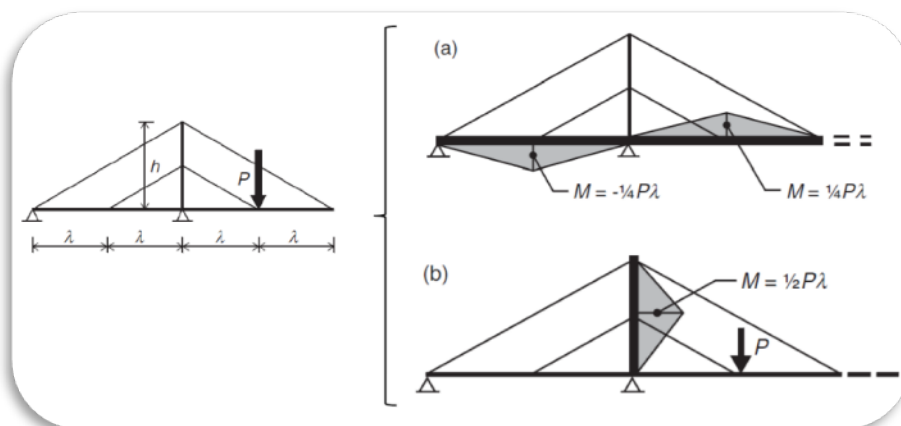


Figura 22: Flexión en la viga de rigidez y en la torre. Fuente: [30]

Gimsing y Georgakis [30] explica que, en los puentes atirantados modernos hay modificaciones como que los tableros suelen ser muy esbeltos, lo cual logra una mejor estabilidad, la rigidez de las vigas de los laterales aumenta y disminuye su longitud colocando apoyos intermedios o también se utilizan torres bien robustas.

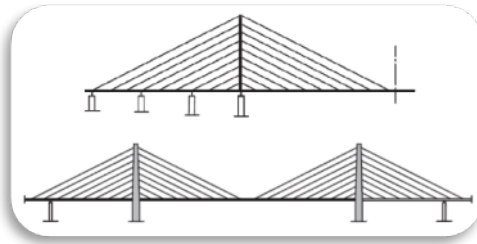


Figura 23: Puentes tipo arpa con apoyos intermedios en los tramos extremos y puentes tipo arpa con torres robustas. Fuente: [30]

- **Sistema Semi-Abanico**

Gimsing y Georgakis [30] nos mencionan que este sistema es una variación del sistema de abanico en el cual, para dar espacio a los anclajes individuales de cada cable, los puntos de anclaje de los cables en las torres están separados en una cierta altura.

En los casos donde la zona de anclaje en la torre está distribuida en una distancia corta, el comportamiento de este tipo de arreglo se empieza a parecer mucho al del sistema abanico [30].

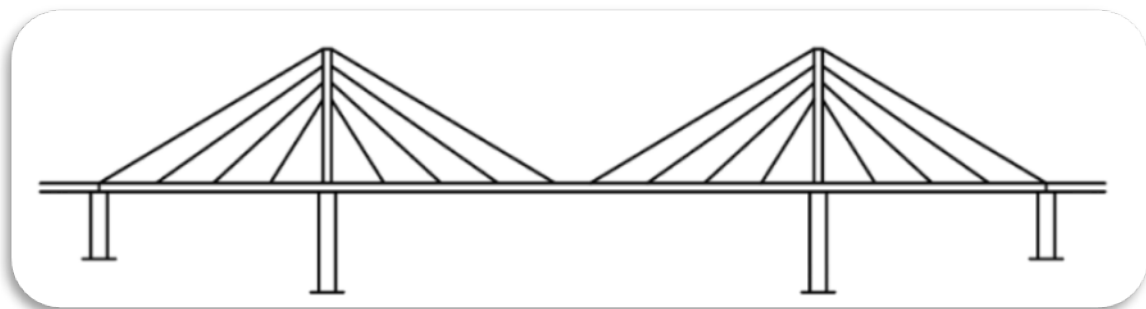


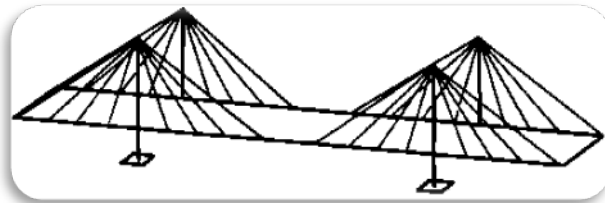
Figura 24: Sistema abanico modificado. Fuente: [30]

### ***Posiciones espaciales de los cables***

Troitsky [26] afirma que, hay 3 típicas posiciones espaciales de los cables, entre ellas tenemos:

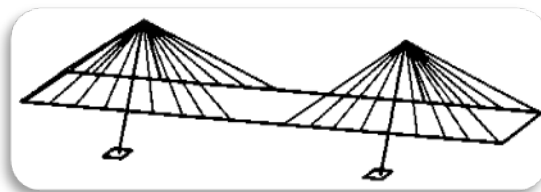
Dos planos verticales, Troitsky [26] asegura que, para este sistema se presenta dos alternativas: Fuera del tablero pueden estar situados los anclajes de los cables o pueden estar dentro de las vigas rígidas. La primera alternativa, tiene la ventaja de que ninguna

de las partes del tablero se obstruye por la presencia de los cables, pero también tenemos desventajas al presentar distancia transversal entre los puntos de anclaje y las vigas longitudinales, requiriendo elementos que transfieran cargas, elementos en volado robustos. La otra alternativa, tiene como ventaja que las vigas transversales pueden ser más ligeras y con la desventaja que al colocar los cables en el tablero no se pueda usar como vía, teniendo que aumentar el ancho del tablero para compensar.



*Figura 25: Arreglo espacial de cables con 2 planos verticales. Fuente: [26]*

Dos planos inclinados, según Troitsky [26], este sistema tiene una forma en A, debido a que los cables comienzan desde el borde del tablero hasta unirse en un punto de la línea central del puente. Se recomienda, este diseño, para los paños de luces relativamente largas donde la torre en forma de A debe tener mayor rigidez lateral y debe ser alta, debido a los componentes horizontales de la carga axial en las columnas y de las fuerzas en los cables.



*Figura 26: Arreglo espacial de cables con 2 planos inclinados. Fuente: [26]*

Este tipo de arreglo espacial tiene una mayor rigidez torsional del tablero, por lo que este diseño se les recomienda a los tableros que tienen 2 vigas de rigidez longitudinal independientes, conocido como tableros de rigidez torsional baja. Con la rigidez torsional mejorada se le beneficia al tablero en su reacción frente cargas vehiculares excéntricas, mejora la estabilidad aerodinámica al aumentar la frecuencia de vibración torsional y se logra poder mantenerla por encima del doble de la frecuencia de vibración flexional. [26] Gimsing y Georgakis [30] explica la mejora de la rigidez torsional, mediante un esquema comparativo entre el comportamiento de un tablero con 2 planos de cables paralelos y otro con 2 planos de cables inclinados que converge en un plano en la torre, asumiendo que el tablero tenga rigidez torsional despreciable. Tenemos el caso “a”, donde se presenta

una carga excéntrica P que genera deflexiones en un solo plano de cables desplazando de manera horizontal el punto B y vertical el punto A. En el caso “b” al aplicar una carga excéntrica P, ambos planos de cables se afectan, teniendo una mayor rigidez longitudinal en el punto B ya que está restringido por dos planos de cables y la deflexión vertical se reparte entre el punto A y A', debido a que cuando el punto B se desplaza longitudinalmente estos puntos descienden. Esto se representa en la siguiente figura.

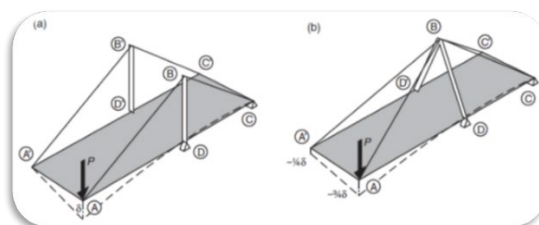


Figura 27: Comparación de comportamiento entre tableros. Fuente: [30]

Plano vertical. Chatterjee [27] nos dice que, un plano vertical centrado o no, la viga de rigidez debe tener torción fuerte y para tomar momentos torsores deba haber apoyos en la torre. Troitsky [26] acota que, para este plano vertical, se debe usar una sección tipo cajón que tenga la suficiente rigidez torsional para que las deformaciones de la sección transversal sean bajas.

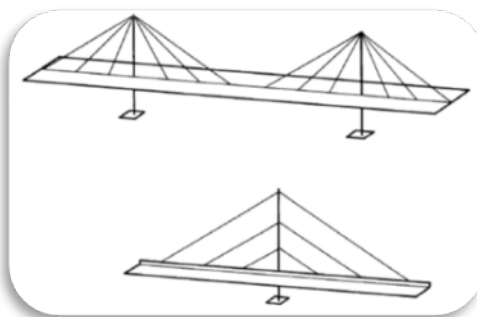


Figura 28: Arreglo espacial de cables con 1 plano vertical centrado o no centrado.

Fuente: [26]

### **Diseños estructurales**

Cargas en servicio. ASCE [31] en su guía, afirma que, los esfuerzos en los cables no deben superar el 45% de su resistencia a la rotura, aunque sea afectados por cargas de servicios como la carga viva, muerta y el incremento dinámico de la carga viva.

Cargas factoradas (Resistencia a la rotura). ASSHTO [21] en sus especificaciones nos da la siguiente fórmula para el diseño:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

- $\gamma_i$  = Factor de carga, depende de la combinación de cargas del estado límite evaluado.
- $Q_i$  = Solicitación
- $R_n$  = Resistencia a la tracción del cable

Los valores recomendados por el Post – Tensioning Institute (PTI) son:

- $n_i = 1$
- Combinaciones de Resistencia:  $\phi = 0.65$
- Combinaciones de evento Extremo:  $\phi = 0.95$

Estado límite de Fatiga, ASSHTO [21] expresa que, para el diseño se debe considerar:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F) = (\Delta F)_n$$

Donde:

- $\gamma$  = Factor de carga, para la combinación de carga de Fatiga
- $\Delta f$  = Rango de esfuerzo debido al pasaje de la carga de fatiga vehicular. \*
- $(\Delta F)_n$  = Resistencia nominal a la fatiga

\*La carga de fatiga vehicular se refiere al camión de diseño HL-93 con ejes separados 4.30m y los ejes traseros separados 9 m, la PTI expresa que se debe multiplicar por 1.4 la carga de fatiga vehicular.

### ***Anclajes***

Dentro de un tubo de polietileno de alta densidad se ubican dentro los cables con strands paralelos y en los extremos tienen cabezales cilíndricos con plancha de apoyo generando aplastamiento en la superficie donde se anclan. [32]

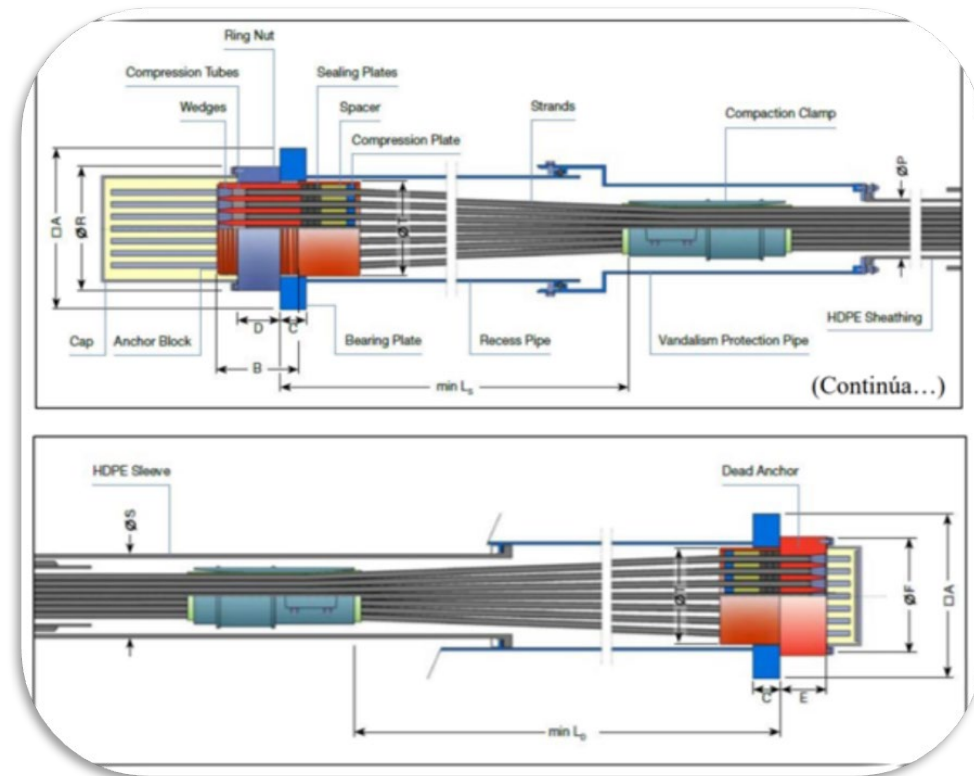


Figura 29: Extremo cilíndrico de cables, marca DSI. Fuente: [32]

Según Svensson [25], tenemos diferentes tipos de anclajes en vigas y torres:

### EN VIGAS DE ACERO

Es un anclaje donde el alma de la viga se extiende en una placa, que se ha unido por soldadura de penetración por medio de una abertura en el ala superficie por lo que la tensión del cable se transfiere al alma de la viga. [25]

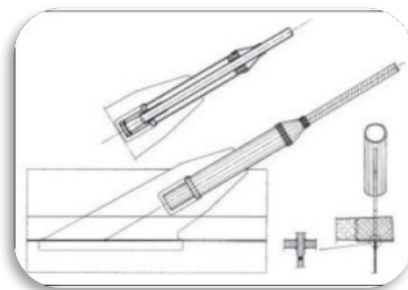


Figura 30: Anclaje con conexión directa al alma de la viga de acero. Fuente: [25]

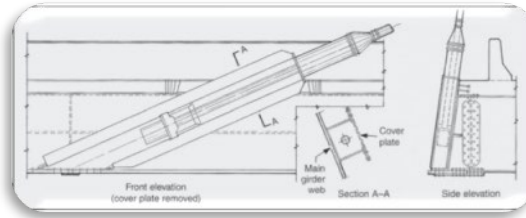


Figura 31: Anclaje con conexión lateral a la viga de acero, puente Baytown. Fuente: [25]

- En Torres de Concreto.

Cables individuales anclados en el concreto, se encuentran 2 tipos, los cables traslapados, que resultan sencillos ya que el concreto está sujeto a compresión y los cables anclados en una sección de cajón de concreto, donde la tensión se genera en el concreto que es tomada por los tendones internos pretensados. [25]

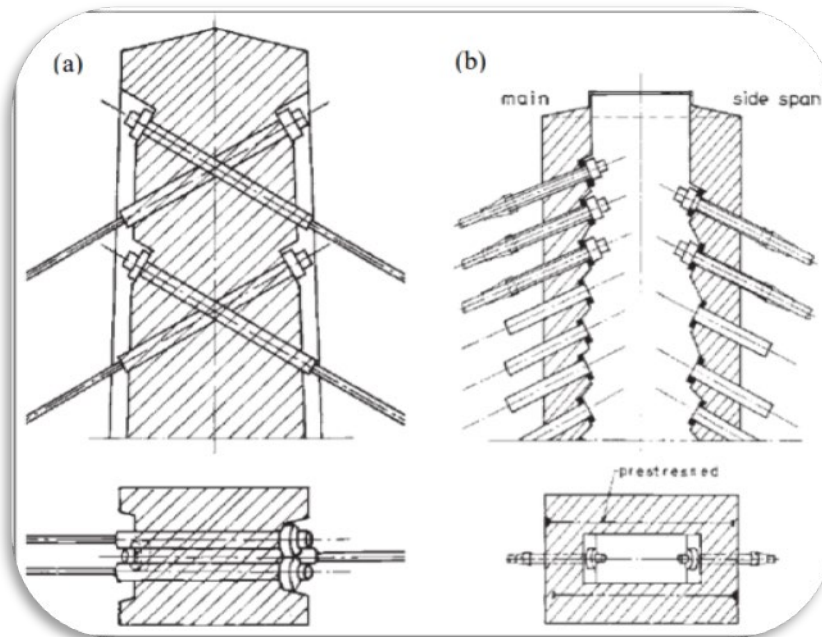
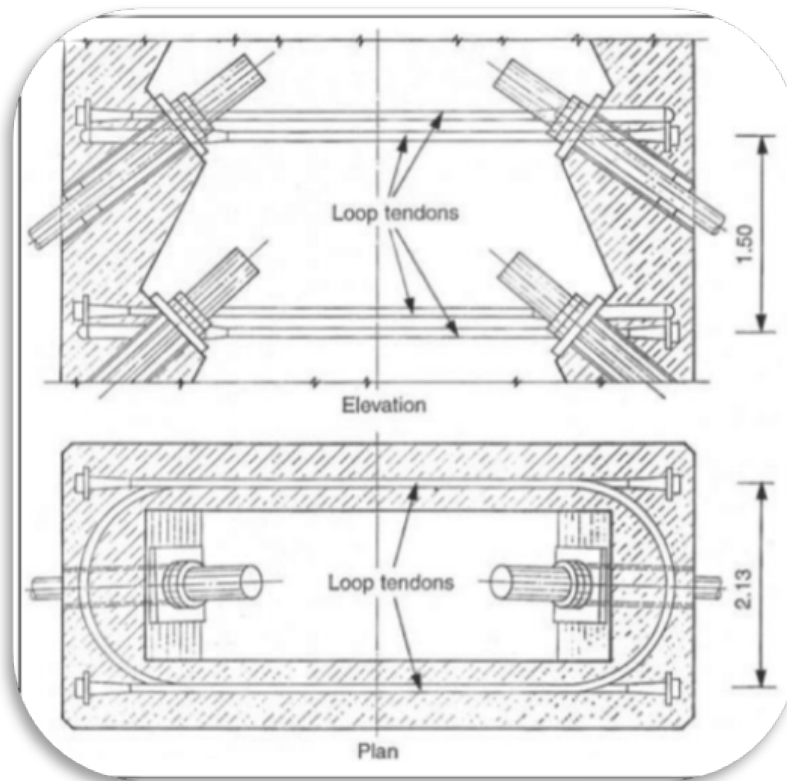
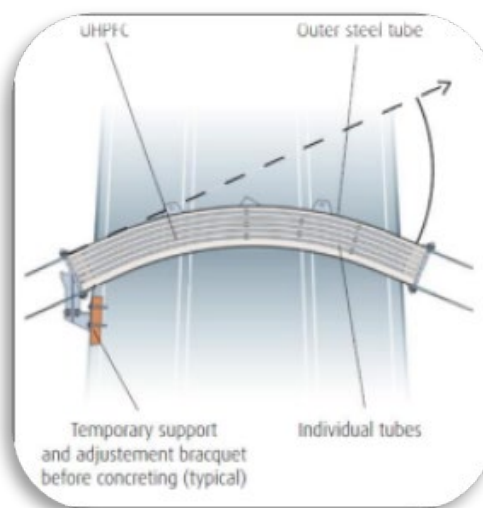


Figura 32: Anclaje con cables traslapados y Anclaje en sección cajón. Fuente: [25]



*Figura 33: Anclajes en la torre del puente Baytown. Fuente: [25]*

Cables continuos anclados mediante ensilladuras, siendo las ensilladuras una sección tubular curva de acero la cual atraviesa las columnas de la torre, los strands ingresan por un extremo y sale por el otro de manera individual. Los strands pasan por tubos individuales con guías para tener la misma curvatura de la ensilladura. [25]

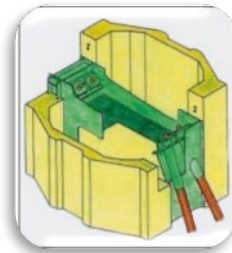


*Figura 34: Esquema básico de las ensilladuras marca Freyssinet. Fuente: [33]*



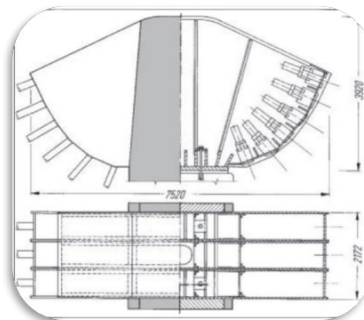
*Figura 35: Ensilladuras marca DSI. Fuente: [32]*

Anclaje compuesto mediante cajuelas metálicas, cada cable está anclado en cada extremo. Hay una cajuela metálica que se instala dentro del concreto, la estructura de acero receptiona las tensiones generadas entre los cables de cada lado de la torre.



*Figura 36: Anclaje compuesto con cajuela metálica, Puente de Normandía. Fuente: [25]*

Torres de acero, concurren en el mismo punto las líneas de acción, hacia los lados de las torres de prolonga las placas de apoyo y por las placas rigidizadoras longitudinales las fuerzas son transmitidas. Los arreglos en arpa modificada son comunes.



*Figura 37: Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico puro. Fuente: [25]*

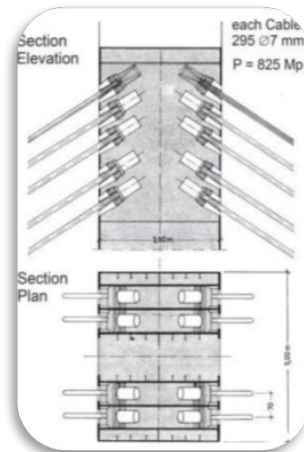


Figura 38: Anclaje en torre metálica para un arreglo en abanico modificado.

Fuente: [25]

Conexiones con pines, en los extremos de los cables pequeños tienen sockets que están conectados a pines en vez de loa cabezales cilíndricos. Se pueden tensar con turnbuckles. [25].



Figura 39: Conexión articulada con pines. Fuente: [25]

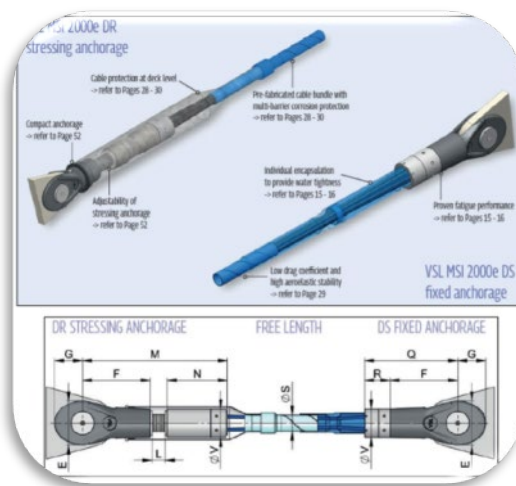


Figura 40: Conexión articulada con pines de la marca VSL. Fuente: [34]

## La Sección Compuesta

El tablero de sección compuesta es aquella que está conformada por una losa de concreto reforzado o armado que presenta unión de vigas de acero mediante conectores de corte. Asimismo, la configuración típica de un tablero de sección compuesta es aquella que está conformada por vigas de acero, vigas longitudinales en forma de I, vigas transversales en forma de I pero de menor espaciamiento que están apoyadas a aquellas vigas de forma longitudinal, así como se visualiza vigas secundarias que van ubicadas aproximadamente en el centro del tablero, lo que permite uniformizar cargas de gravedad entre vigas transversales como arriostre lateral que permite brindar resistencia contra el pandeo torsional- lateral de vigas transversales, en el caso de la losa de concreto todavía no haya fraguado. [35] Como se puede mostrar en la siguiente figura 39.

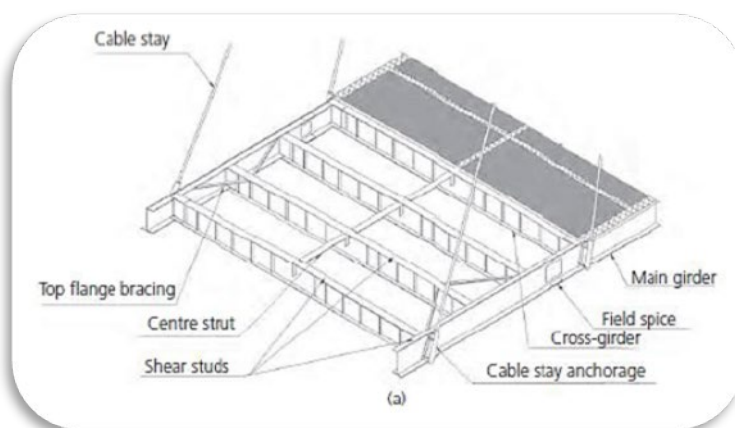


Figura 41: Esquema típico de tablero de sección compuesta. Fuente: [35]

Finalmente, dentro de la configuración se evidencia la losa de concreto, el cual conforma paneles de concreto prefabricado que están unidos por juntas de concreto in situ, esta losa puede ser también íntegramente vaciada in situ. Los paneles que son prefabricados presentan una gran ventaja relacionada a la edad en su colocación, minimizando así efectos de creep. A continuación, se evidencia lo mencionado en la siguiente imagen. [35]

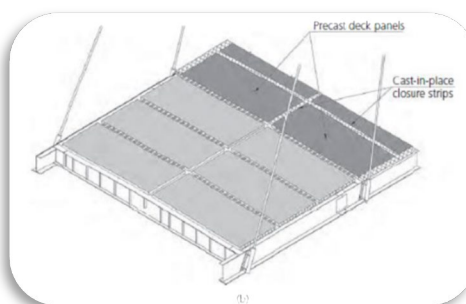


Figura 42: Esquema típico de tablero con panel de concreto prefabricado. Fuente:

[35]

## Las Torres

Los primeros puentes atirantados solían presentar torres de acero, sin embargo, estas están sujetas a fuertes compresiones, por lo que, estas torres resultan ser más económicas y utilizadas actualmente. Asimismo, existen diversas formas de torres con configuraciones básicas y la elección de su forma depende de la rigidez lateral que se requiera en la torre, así como del arreglo espacial de los cables. [36]

Las torres que han sido utilizadas en puentes de dos planos de cables para puentes de luces medias o cortas, torres con 2 columnas verticales pueden ser suficientes por si se necesita incrementar su rigidez lateral ambas columnas podrían ser unidas por una viga transversal. Sin embargo, para puentes más largos, se requiere que las torres en forma de “A”, con el objetivo de obtener una mayor rigidez torsional del tablero y lateral de la torre. [37]

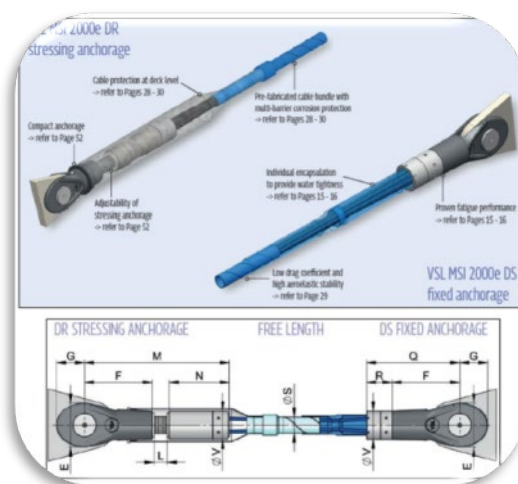


Figura 43: Formas básicas de torres para dos planos de cables. Fuente: [37]

Asimismo, las torres que son utilizadas en puentes de un único plano de cables, se da un caso diferente, ya que, para puentes de luces medianas o cortas se pueden utilizar una columna centrada, la cual debe estar diseñada para que resista el pandeo. Sin embargo, para puentes que son largos, se utiliza la torre “A”, debido a presentar una punta entendeda para permitir espacio de los anclajes que presentan los cables. [37]

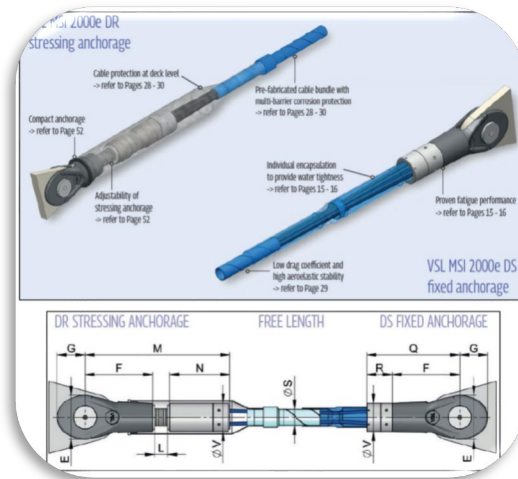


Figura 44: Formas básicas de torres para un único plano de cables. Fuente: [37]

## No linealidad geométrica por cambio de curvatura de los cables

### Descripción del fenómeno

Al encontrarse el cable apoyado en puntos extremos se pandea por el peso propio y crea una curvatura de tamaño variable dependiendo de la magnitud de la tensión con la que se tira el cable a sus extremos. [27] La deformación axial ocurrida por el tirado del cable a sus extremos depende de la rigidez axial lineal y, debido a la disminución de su curvatura, se crea una deformación adicional. La disminución de la flecha depende de las tensiones inicial y final del cable, teniendo como consecuencia la deformación axial adicional.

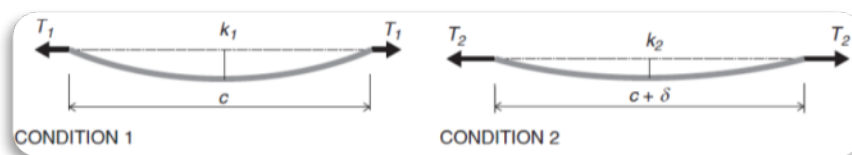


Figura 45: Estiramiento con cambio de curvatura. Fuente: [30]

Mientras menor sea la tensión en el cable al aplicar la fuerza, la curvatura será mayor, teniendo el cable una deformación, por haber cambiado significativamente la curvatura, adicional al estiramiento elástico que fue determinado por  $EA/L$ . Mientras más sea la tensión del cable, el comportamiento que tenga se parecerá a una barra recta, por lo que, al aplicar una fuerza, la deformación axial tendrá mayor dependencia de la rigidez axial lineal ( $EA/L$ ) y la deformación debido al cambio de curvatura llegará a ser menor o hasta despreciable. [30]

### Deducción del módulo de elasticidad equivalente

El fenómeno descrito anteriormente, se puede representar mediante el análisis estructural en el cual se considerará un módulo de elasticidad equivalente para los cables, el cual dependerá de la magnitud de la tensión a la que están sometidos. Así pues, mientras menor sea la tensión aplicada en los cables, menor será el módulo de elasticidad equivalente y, por el contrario, mayores serán las deformaciones axiales. Chatterjee [27] presenta el siguiente desarrollo:

Suponiendo que el cable sigue una deformación parabólica, la expresión de la flecha central sería:

$$f = \frac{wL^2}{8H} = \frac{\gamma C^2}{8\sigma}$$

- $f$  = Flecha vertical
- $w$  = Peso del cable por unidad de longitud
- $L$  = Longitud horizontal entre puntos de anclaje del cable
- $H$  = Componente horizontal de la tensión del cable
- $\gamma$  = Peso por unidad de volumen del material del cable
- $C$  = Longitud recta inclinada entre puntos de anclaje del cable
- $\sigma$  = Esfuerzo de tensión del cable

La forma real del cable es una catenaria y no una parábola, debido a esto se comete un error al calcular el módulo de elasticidad equivalente, pero resulta insignificante. Gimsing y Georgakis (2012) explican que este error se encuentra entre el 1% y 2%. Sin embargo, debido a que la precisión para determinar el módulo de elasticidad del material del cable, difícilmente supera el 2-3%, asumir la forma parabólica es apropiado para fines prácticos. [30]

- La longitud curva del cable es mayor que la longitud recta, esto se debe a la flecha.

$$\frac{8f^2}{3L \sec^2 \theta}$$

Donde:

$\theta$  = Ángulo del cable con la horizontal

- Longitud curva total del cable:

$$C + \frac{8f^2}{3C \sec^2 \theta}$$

- Longitudes de arcos  $A_1$  y  $A_2$ :

$$A_1 = C_1 + \frac{8}{3} \left[ \frac{\gamma C_1^2}{8\sigma_1} \right]^2 * \frac{\cos^3 \theta}{L_1}$$

$$A_2 = C_1 + \frac{8}{3} \left[ \frac{\gamma C_2^2}{8\sigma_2} \right]^2 * \frac{\cos^3 \theta}{L_2}$$

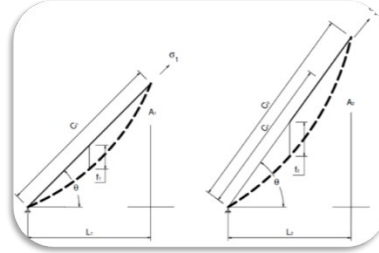


Figura 46: Convención de símbolos para la geometría del cable antes los esfuerzos  $\sigma_1$  y  $\sigma_2$ . Fuente: [27]

Estiramiento de la cuerda (recta entre puntos de anclaje) es:

$$C_2 - C_1 = A_2 - A_1 + \frac{\gamma^2 \cos^3 \theta}{24} \left[ \frac{C_1^4}{\sigma_1^2 L_1} - \frac{C_2^4}{\sigma_2^2 L_2} \right]$$

$$A_2 - A_1 = (\sigma_2 - \sigma_1) A_1 / E$$

$$\frac{C_2 - C_1}{C_1} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{E} * \frac{A_1}{C_1} + \frac{\gamma^2 L^2}{24} \left[ \frac{C_1^3}{L_1 \sigma_1^2} - \frac{C_2^4}{C_1 L_2 \sigma_2^2} \right]$$

$$\frac{C_2 - C_1}{C_1} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1)}{E} + \frac{\gamma^2 L^2}{24} \left[ \frac{1}{\sigma_1^2} - \frac{1}{\sigma_2^2} \right]$$

Donde:

$$\frac{C_2 - C_1}{C_1} = \text{Deformación unitaria de la cuerda recta}$$

$$(\sigma_2 - \sigma_1) = \text{Diferencia de esfuerzo}$$

$$E_{sec} = \frac{(\sigma_2 - \sigma_1) C_1}{C_2 - C_1} = \frac{E}{\left[ 1 + \frac{E \gamma^2 L^2}{24} * \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2} \right]}$$

Módulo de elasticidad tangente

$$E_{tan} = \frac{E}{\left[ 1 + \frac{E \gamma^2 L^2}{12 \sigma_1^3} \right]}$$

Donde:

- $E_{tan}$  = Módulo de elasticidad tangente

- $E_{sec}$  = Módulo de elasticidad secante
- $E$  = Módulo de elasticidad real
- $\gamma$  = Peso específico del material del cable
- $L$  = Distancia horizontal entre los extremos del cable
- $\sigma_1, \sigma_2$  = Esfuerzos de tensión inicial y final en el cable
- El cable tiene una flecha inicial pequeña, cuando el valor de  $\sigma_1$  es relativamente alto, se obtiene porque el módulo de elasticidad tangencial tiene resultados próximos al módulo de elasticidad secante, el valor de  $\sigma_2$  es bajo con relación a  $\sigma_1$ .

### **Análisis iterativo con el módulo de elasticidad equivalente**

Para realizar el análisis se debe:

- $\sigma_1$  tiene valores determinados. Los cables, en la carga muerta, son tensados durante la instalación con el fin de que los puntos de anclajes tengan una deflexión nula, por lo que los valores de la carga muerta son conocidos.
- El módulo de elasticidad tangente para cada cable se asume al no conocerse  $\sigma_2$ .

$$E_{tan} = \frac{E}{\left[1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{12\sigma_1^3}\right]}$$

- Aplicando la carga  $w$  se realiza el análisis estructural, al asumir el valor de  $E$ . La carga denominada  $\Delta\sigma$  que se genera en los esfuerzos de los cables, se pueden calcular, dando el valor de  $\sigma_2$ :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \Delta\sigma$$

- Módulo de elasticidad secante

$$E_{sec} = \frac{E}{\left[1 + \frac{E\gamma^2 L^2}{24} * \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\sigma_1^2 \sigma_2^2}\right]}$$

- Se da por concluido el análisis si el módulo de elasticidad es igual a  $E_{sec}$

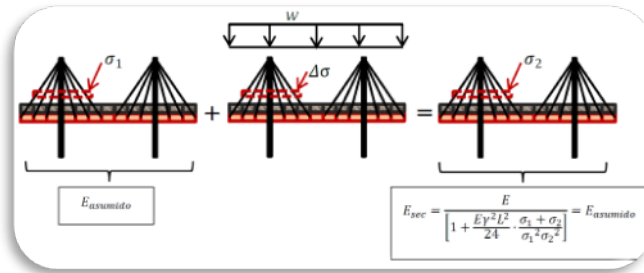


Figura 47: Proceso iterativo por seguir para realizar el análisis por carga viva.

Fuente: [14]

### No linealidad geométrica por efectos P-Delta

Al estar sujetos a compresiones importantes, las torres y el tablero, puede aumentar por efecto P-Delta. AISC estableció 2 elementos que verifican el método de análisis que lleva a cabo el programa a utilizar, cumpliendo con requerimientos de análisis de según orden riguroso. Una torre en voladizo y una viga con apoyos articulados en los extremos, son los 2 elementos, los 2 sujetos a carga de compresión P y cargas flexionantes V y w.

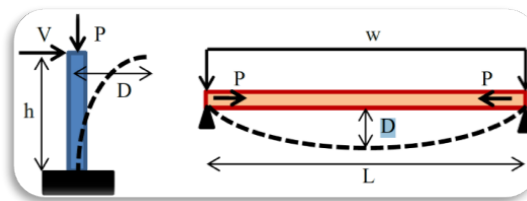


Figura 48: Torre en voladizo y viga con apoyos articulados, sujetos a efectos P-

Delta. Fuente: [30]

Para la torre en volado:

$$M_{base} = Vh \left[ \frac{\tan \alpha}{\alpha} \right], \quad \alpha = \sqrt{\frac{PL^2}{EI}}$$

$$D = \frac{Vh^3}{3EI} \left[ \frac{3(\tan \alpha - \alpha)}{\alpha^3} \right]$$

Para la viga biarticulada:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wL^2}{8} \left[ \frac{2(\sec \mu - \mu^2 - 2)}{5\mu^4} \right], \quad \mu = \sqrt{\frac{PL^2}{4EI}}$$

$$D = \frac{5wL^4}{384EI} \left[ \frac{12(2 \sec \mu - \mu^2 - 2)}{5\mu^4} \right]$$

## Análisis de la Secuencia Constructiva por Voladizos Sucesivos

### Descripción del proceso constructivo por voladizos sucesivos

El proceso secuencial por voladizos sucesivos es el método constructivo más usados para los puentes atirantados, por segmentos está instalada la superestructura y después se instalan cables nuevos en cada etapa constructiva. Ya que no se necesita soportes auxiliares para los voladizos, se ahorra tiempo y costo constructivo. [38]

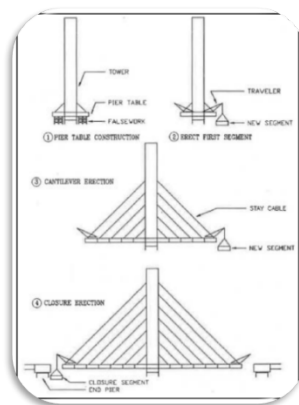


Figura 49: Esquema del proceso constructivo por voladizos. Fuente: [39]

Para realizar la construcción de voladizos, se deber seguir los siguientes pasos:

- Construcción de pilares y torres.
- Colocación de los segmentos de vigas metálicas.
- Colocación y tensado de cables.
- Instalación de paneles de concreto prefabricado.
- Instalación de los segmentos de cierre

### Análisis estructural “hacia atrás”

Al tener culminada la construcción se realiza el análisis por carga muerta, los cables tensados forman deflexión nula en los puntos de anclaje en los cables del tablero y que el perfil del tablero esté horizontal. Al tenerse las tensiones en los cables para que el tablero tenga un perfil horizontal, se retirará los cables y segmentos del tablero uno a uno, de manera inversa a la construcción. Se debe considerar lo o lineal por el cambio de curvatura en los cables, lo que se presenta por una reducción del módulo de elasticidad en los cables.

Se tiene 3 procedimientos de desmantelamiento que se analiza:

- Retirar el panel de la losa prefabricada: Las tensiones de los cables antes de retirar los paneles corresponde a los valores de  $\sigma_1$ , las fuerzas que generan los cables al

aplicarle peso en los paneles al ser retirados en forma ascendente dan los valores que corresponden a  $\Delta\sigma$  y la suma de  $\sigma_1$  y  $\Delta\sigma$  da los valores de  $\sigma_2$

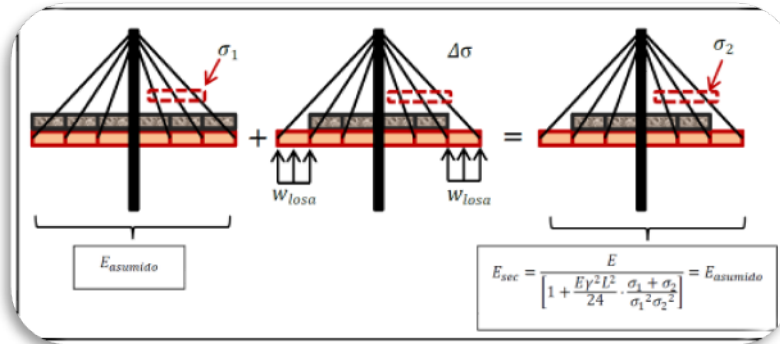


Figura 50: Proceso iterativo para analizar el retiro de los paneles de concreto.

Fuente: [30]

- Retirar los cables: la tensión que tiene los cables antes de retirar cables corresponde a los valores de  $\sigma_1$ , las fuerzas que tienen los cables al aplicarle una fuerza en sentido contrario a la tensión que tienen los cables al retirar corresponden a los valores de  $\Delta\sigma$  y el resultado de  $\sigma_1 + \Delta\sigma$  corresponde a los valores de  $\sigma_2$ .

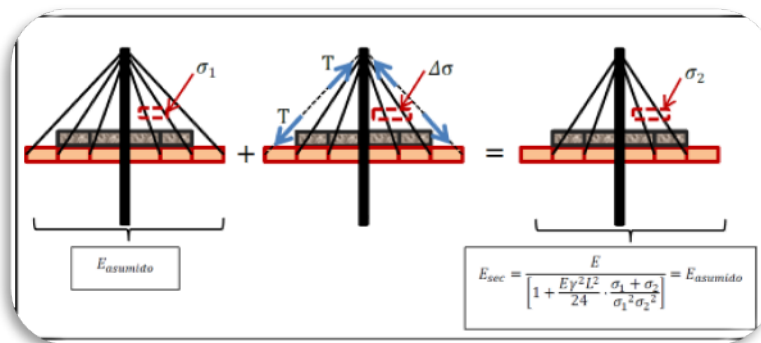


Figura 51: Proceso iterativo para analizar el retiro de cables

. Fuente: [30]

- Retirar vigas metálicas: las tensiones de tienen los cables antes de ser retirados de las vigas metálicas corresponden a los valores de  $\sigma_1$ , las fuerzas de los cables al aplicarle el peso de las vigas metálicas al ser retirados en forma ascendente corresponden a los valores de  $\Delta\sigma$  y  $\sigma_1 + \Delta\sigma$  corresponde a los valores de  $\sigma_2$ .

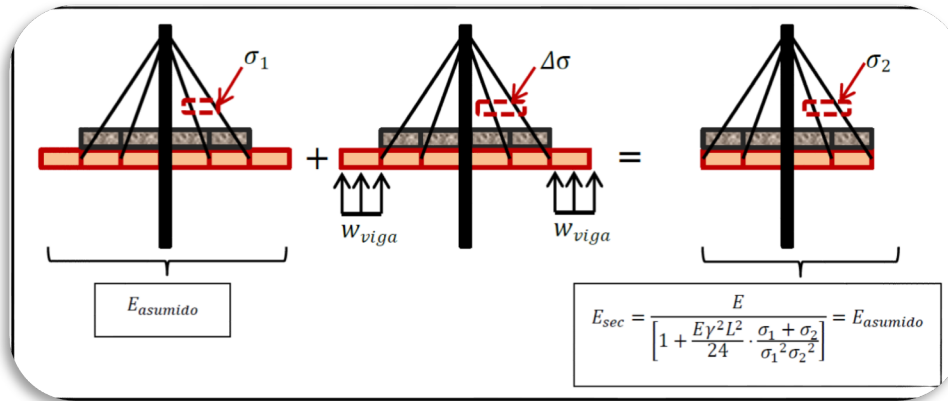


Figura 52: Proceso iterativo para analizar el retiro de vigas metálicas. Fuente: [30]

### **Determinación de las tensiones para el perfil geométrico final**

Los puntos de anclaje en el tablero de los cables suelen ser los desplazamientos que se evalúan en los puntos de control. Se propone la determinación de las fuerzas de tensado mediante una matriz de influencia y se representan por el  $D_k$ . Al aplicar, en cada cable, fuerzas de tensado unitarias y debido a cada fuerza unitaria por separado se evalúa los desplazamientos en los puntos de control para obtener la matriz. [40] El vector  $d^*_K$  se puede establecer en:

$$d^*_K = D_K * F_K + d^0_K$$

Al despejar  $F_K$ :

$$F_K = D_K^{-1}(d^*_K - d^0_K)$$

$d^*_K$  será vector cero, si el desplazamiento nulo en los puntos de control se considera en el control del desplazamiento, y se define  $F_K$  en:

$$F_K = D_K^{-1}(-d^0_K)$$

Para tener un tablero con un perfil horizontal, los cables sufren tensiones que deben ser determinadas para que la matriz  $D_K$  sea  $N \times N$  y  $F_K$ , vector, sea  $N \times 1$ .  $N$  es el número total de cables.

### **Combinaciones de Carga**

Cargas en servicio, ASCE [31] en su guía, afirma que, los esfuerzos en los cables no deben superar el 45% de su resistencia a la rotura, aunque sea afectados por cargas de servicios como la carga viva, muerta y el incremento dinámico de la carga viva.

Cargas factoradas (Resistencia a la rotura), ASSHTO [21] en sus especificaciones nos da la siguiente fórmula para el diseño:

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

- $\gamma_i$  = Factor de carga, depende de la combinación de cargas del estado límite evaluado.
- $Q_i$  = Solicitación
- $R_n$  = Resistencia a la tracción del cable

Los valores recomendados por el Post – Tensioning Institute (PTI) son:

- $n_i = 1$
- Para combinaciones de Resistencia:  $\phi = 0.65$
- Para combinaciones de evento Extremo:  $\phi = 0.95$

Estado límite de Fatiga, ASSHTO [21] expresa que, para el diseño se debe considerar:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F) = (\Delta F)_n$$

Donde:

- $\gamma$  = Factor de carga, para la combinación de carga de Fatiga
- $\Delta f$  = Rango de esfuerzo debido al pasaje de la carga de fatiga vehicular. \*
- $(\Delta F)_n$  = Resistencia nominal a la fatiga

\*La carga de fatiga vehicular se refiere al camión de diseño HL-93 con ejes separados 4.30m y los ejes traseros separados 9 m, la PTI recomendando multiplicar por 1.4 la carga de fatiga vehicular.

## **Predimensionamiento y Análisis Estructural**

### **Peralte de la viga longitudinal y distancia entre puntos de anclaje**

Antiguamente, la rigidez a la flexión vertical de las vigas longitudinales, aportan menor rigidez vertical a los cables y es mayor la luz del tablero entre los puntos de anclajes. Svensson [25] afirma esto mediante un ejemplo sobre el primer puente atirantado en 1950, que se ubicó sobre el río Rhine, la distancia de los anclajes de cables está de 40 a 60m, siendo difícil la protección contra la corrosión y se requirió tirantes auxiliares durante la edificación de la obra.

Actualmente, Svensson [25], dice que, los puentes atirantados tienen múltiples cables con anclajes poco espaciado, teniendo una distancia entre anclajes en el tablero de 5 a 15m,

llegando a 20m. Las fórmulas de predimensionamiento recomendadas se encuentran especificadas en el predimensionamiento de cada uno de los tipos puentes.

### Longitud de paños extremos

Los esfuerzos por resistencia y fatigas son los factores que gobiernan la longitud de los paños extremos con respecto al paño central, están sometidos a los cables posteriores de anclaje, están situado entre 30 a 45% de la longitud del paño central. [25]

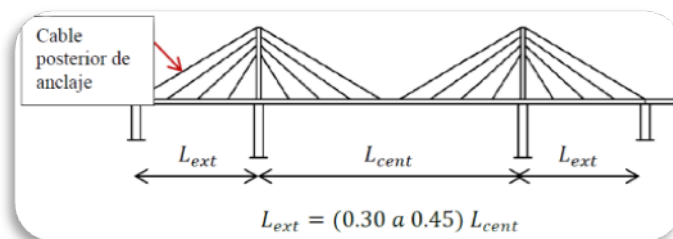


Figura 53: Longitud de los paños. Fuente: [25]

$T_{m\acute{a}x}$ , es la tensión máxima del cable posterior del anclaje, cuando en el tramo central se sitúa la carga viva. El cable posterior de anclaje tiene una tensión máxima excesiva, si el  $L_{ext}$ , es muy pequeño. Habrá un aumento en la deflexión lateral de la punta de la torre y la deflexión del tramo central del tablero, también aumenta.

$T_{m\acute{i}n}$ , es la mínima tensión del cable, cuando en los tramos extremos se sitúa la carga viva. Puede llegar a cero la tensión mínima del cable cuando el  $L_{ext}$  es muy grande, dejando la efectividad del cable. La relación típica de  $T_{m\acute{i}n}/T_{m\acute{a}x}$  es alrededor de 0.4. [30]

## Análisis sísmico

### Análisis modal-espectral

Por ser flexibles se categorizan como puentes atirantados, que tienen periodos naturales de 1 a 3 segundos, obteniendo la respuesta en el lado derecho del espectro, que en teoría se explica que estos puentes son poco sensibles a sismos. Debido a las aceleraciones horizontales se generan los principales problemas. Los pilares y cables soportan componentes verticales, por otro lado, el tablero se encuentra suspendido en múltiples apoyos para prevenir deformaciones locales que sobrepasen límites elásticos del tablero. [41] En todos los puntos de conexión de los cables se debe discretizar por medio de la viga longitudinal.

### Criterios de combinación modal

La combinación cuadrática completa (CQC) es lo que se recomienda como criterio de combinación modal. No se recomienda usar el método de la suma de valores absolutos ni

el criterio de la raíz de la suma de los cuadrados (SRSS), el primero es conservador y el segundo solo arroja resultados beneficiosos para periodos de vibración alejados. [42] Para estructuras de periodos cercanos que están el grupo de estructuras de periodos bien espaciados, el CQC da resultados satisfactorios.

### **Combinación de solicitaciones obtenidas de análisis ortogonales**

AASHTO [21] expresa que, el obtener solicitaciones sísmicas elásticas de análisis en direcciones longitudinales y transversales del puente, se combinan teniendo en cuenta el 100% de las solicitaciones obtenidas en el análisis longitudinal adicional el 30% de las solicitaciones tenidas del análisis transversal y viceversa. La dirección longitudinal se toma como cuerda que se unen dos estribos, esto es en puentes curvos. En el análisis se debe considerar un número suficiente de modos de vibración para que en cada dirección de la masa participativa acumulada sea 90%.

En algunos casos, la aceleración vertical es significativa en el diseño de elementos estructurales, generan incremento de las solicitaciones en las conexiones de tablero y subestructura.

### **Alcance del método modal-espectral**

Para la determinación de los elementos estructurales en el rango elástico, se debe hacer el análisis modal-espectral para obtener resultados razonables, mediante los factores de modificación R, los resultados, se pueden usar para el diseño de los elementos estructurales que se modifica la demanda sísmica elástica.

El diseño convencional dice que la subestructura intermedia, la cual presenta un comportamiento sísmico dúctil para evitar daños en la superestructura, permanece elástica. Es necesario realizar análisis tiempo-historia no lineal para evaluar el comportamiento de los pilares ante solicitaciones sísmicas.

## **Materiales y Métodos**

El tipo del presente estudio se consideró descriptiva, puesto que se basó en la comparación del comportamiento estructural del puente atirantado frente al puente extradadosado con una luz de 150 metros.

El nivel que presenta esta propuesta de tesis se consideró “descriptiva”, ya que, se centró en brindar toda la información necesaria para analizar el comportamiento estructural de un puente atirantado y un puente extradadosado. Este nivel de investigación se encargó de detallar todos los datos obtenidos para así brindar un ejemplo práctico y señalar aquel tipo de puente con la mejor respuesta bajo ciertos parámetros establecidos.

El diseño de contrastación de hipótesis en esta propuesta de tesis se consideró no experimental, al no haber sido necesario la manipulación de sus variables de manera deliberada, por lo que, al obtener la información del comportamiento de cada puente de estudio, busca determinar sus características para realizar así el análisis necesario.

Esta investigación no contó con población específica. Sin embargo, consideró como muestra de estudio a un puente extradadosado y un puente atirantado con luz de 150 metros.

No se realizó un muestreo estadístico, ya que, la muestra son unidades u objetos específicos necesarios para el estudio.

Los criterios de selección, podemos determinar criterios de inclusión y criterios de exclusión, que se tomaron en consideración para la selección de la muestra de estudio.

- Se consideró el estudio de un puente extradadosado y puente atirantado.
- Se evaluó el comportamiento estructural de los puentes elegidos de estudio.
- La longitud de los puentes será de 150 metros.
- Es planteado como ejemplos prácticos que pueden convertirse como guía y material de apoyo.

Y como criterios de exclusión, no se consideró un proyecto o propuesta aplicativa sino educativa, tuvo el fin de brindar un ejemplo práctico detallado que brinde toda la información necesaria.

Tabla 8: Operacionalización de Variables. Fuente: Elaboración propia.

Variables de estudio	Dimensión	Indicadores
<b>Variable Dependiente:</b> Comparación estructural	Cargas de diseño	Camión de diseño
		Cargas distribuidas
	Calidad estructural en cables	Esfuerzo de fluencia
		Ductilidad
	Tablero	Rigidez
		Esbeltez
<b>Variable Independiente:</b> Puente extradadosado y atirantado	Análisis por combinaciones de carga	Momentos en la base de la torre
		Desplazamientos en la cima de la torre
	Análisis no Lineal	Fuerzas de tensión en los cables
		Desplazamientos de los apoyos en los cables

A continuación, se mencionan las siguientes técnicas e instrumentos de recolección de datos considerados en la presente investigación.

Tabla 9: Técnicas e instrumentos para recopilar información. Fuente: Elaboración propia.

Técnicas	Instrumentos
Análisis de contenido	Ficha bibliográfica
Observación	Juicio de expertos (especialidad: estructural)

Para la demostración de la hipótesis planteada en esta investigación, se consideró como estrategia metodológica a las siguientes actividades para el desarrollo:

#### ETAPA 01: PROPUESTA PREVIA DEL INFORME

- Recopilación de la información bibliográfica.
- Revisión de las normativas existentes
- Capacitación de software Csi Bridge.
- Planificación detallada para obtención de resultados

## ETAPA 02: OBTENCIÓN DE LOS RESULTADOS

- Predimensionamiento de los puentes de estudio
- Modelamiento de las estructuras
- Análisis de la secuencia constructiva por voladizos
- Análisis sísmico de los puentes de estudio
- Análisis modal- espectral
- Deformaciones por cargas sísmicas
- Desplazamiento de la superestructura
- Momentos en las torres
- Tensiones en los cables

## ETAPA 03: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

- Comparación de resultados en los puentes con luces de 150 metros
- Evaluación e interpretación de los resultados obtenidos
- Revisión parcial del asesor

## ETAPA 04: PRESENTACIÓN Y SUSTENTACIÓN DE TESIS

- Presentación del informe al jurado evaluador
- Levantamiento de observación según indicaciones
- Definiciones de la fecha y sustentación de tesis
- Revisión de la investigación propuesta en su totalidad

El plan de procesamiento de los resultados considerados para el desarrollo de esta investigación fue la aplicación de la normativa para diseño de puentes, así como consideraciones necesarias para su análisis estructural previamente para determinar su comportamiento haciendo empleo del software Csi Bridge. Asimismo, se considera de suma importancia que realiza un análisis de datos “descriptiva”, con el fin de brindar la información necesaria para determinar el mejor comportamiento estructural entre el puente extradadosado y puente atirantado.

## Resultados y Discusión

### PROCESO DE DIMENSIONAMIENTO Y MODELADO EN CSI BRIDGE.

#### Puente Atirantado

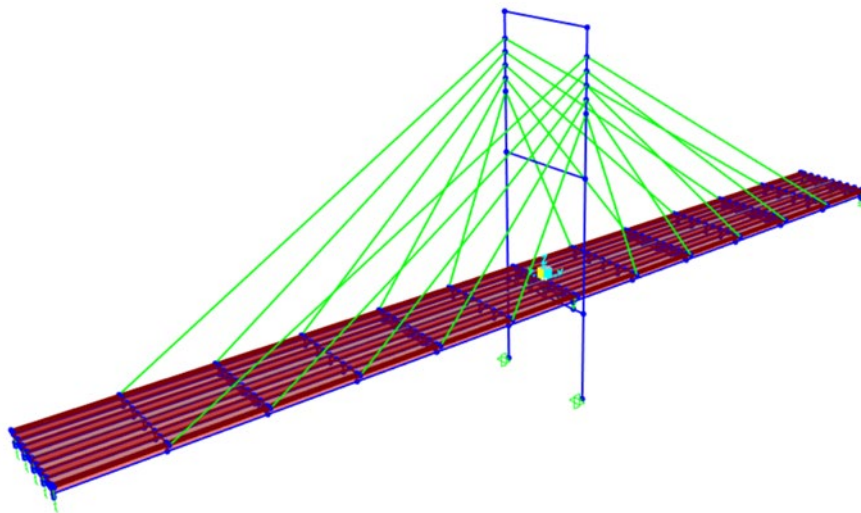
##### *Dimensionado de Torres*

En cuanto a la altura de la torre, tenemos lo siguiente:

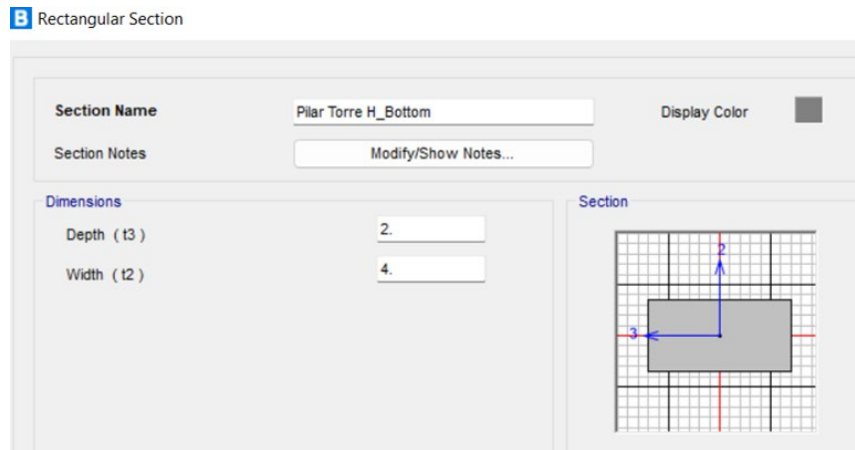
$$\text{Altura de la torre} = 0.25 * 150\text{m} = 37.5\text{m}$$

Debido a que el arreglo en el puente atirantado es semi abanico, y que la sección superior de anclaje es hueca, se decidió redondear esta dimensión a 40m

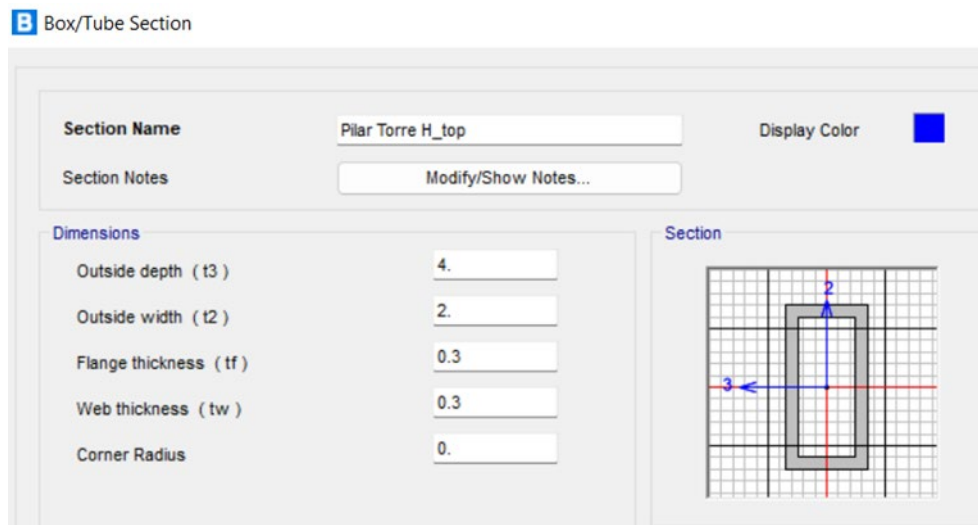
Por lo tanto, para el puente atirantado se utilizó una altura de torres de 40m desde el nivel del tablero y una altura de 57m desde el nivel del suelo. La sección de la torre es de 4m x 2m con el lado más largo en la dirección del tráfico puesto que los tirantes generarán más momentos en esa dirección. Por otro lado, la sección es maciza hasta la altura de 28m contando desde el nivel de tablero y a partir de este punto se utiliza una sección de las mismas dimensiones, pero hueca, que es donde se anclarán los tirantes para que tengan la forma de semi-abanico, con un espesor de muro de 30cm.



*Figura 54: Vista general del Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*



*Figura 55: Dimensiones de la Sección Compacta de las Torres. Fuente: Elaboración Propia.*



*Figura 56: Dimensiones de la Sección Hueca de las Torres. Fuente: Elaboración Propia.*

Como se puede observar en la Figura 54, existen vigas que unen las torres en la parte superior e intermedia de la torre, estas vigas se utilizarán para arriostrar las torres reduciendo la esbeltez y, en el caso de la superior, para evitar una vibración excesiva ante las cargas de sismo. Estas vigas tienen un ancho de 3m y un peralte de 1.8m al igual que la viga en la parte inferior, que es donde se apoyará el tablero de sección compuesta, las cuales podemos observar en las siguientes imágenes.

### B Rectangular Section

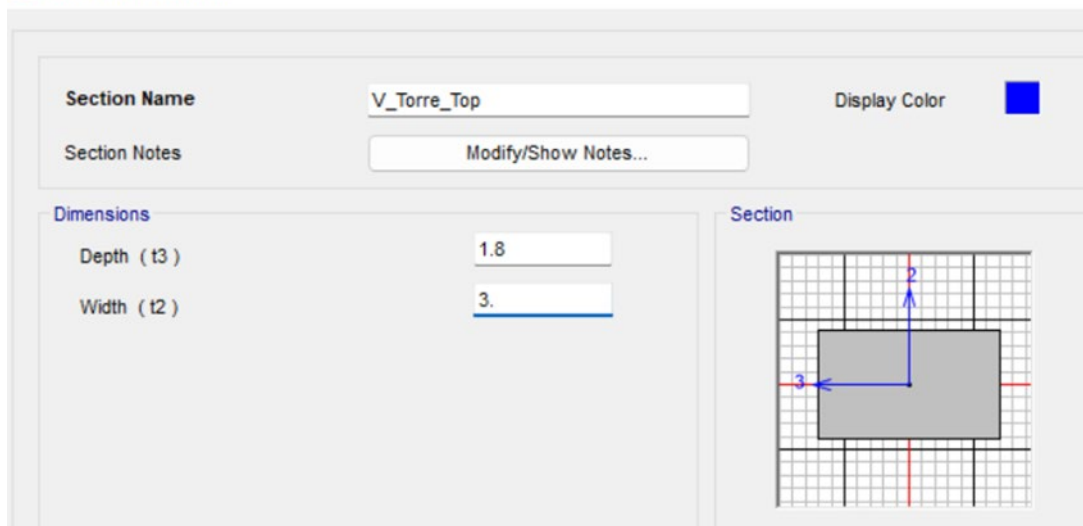


Figura 57: Dimensiones de la Sección de las Vigas de Arriostre en las Torres. Fuente: Elaboración Propia.

### B Rectangular Section

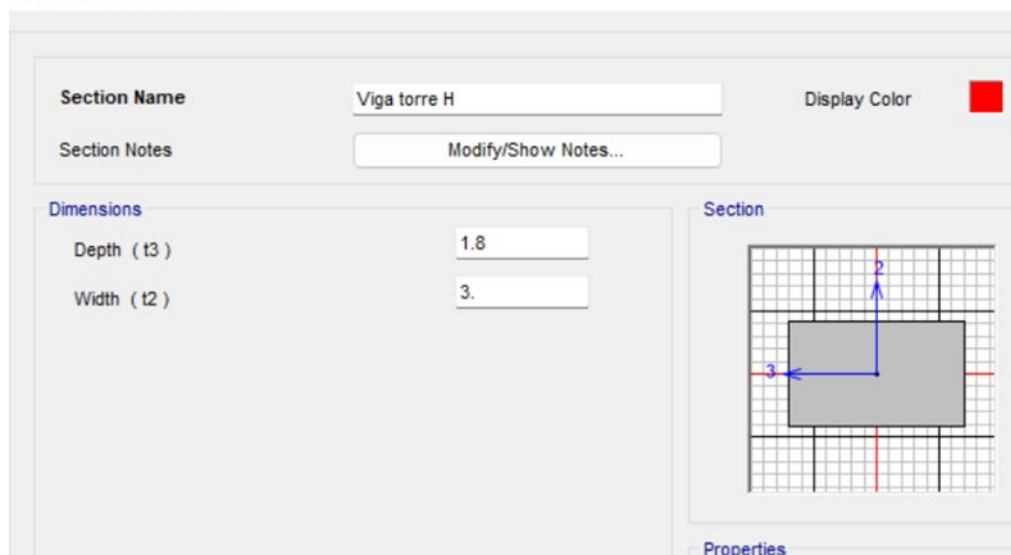


Figura 58: Dimensiones de la Viga de Apoyo del Tablero. Fuente: Elaboración Propia.

### **Dimensionado de Cables.**

Los cables que serán utilizados para los tirantes tendrán una dimensión de 20cm de diámetro y la separación que tendrán en la zona de anclaje de la torre es cada 1.5m, mientras que en el tablero estarán cada 12.5m puesto que este es el tamaño de las dovelas que se utilizarán en la secuencia constructiva. Se decidió utilizar 20 cm de diámetro debido a que esta es una medida promedio en puentes atirantados, además el diámetro final se decide en el proceso del diseño de estos.

**B** Cable Section Data

Cable Section Name: Cables

Section Notes: Modify/Show...

Cable Material

Material Property: + Acero G50

Cable Properties

Specify Cable Diameter: 0.2

Specify Cable Area: 0.0314

Torsional Constant: 1.571E-04

Moment of Inertia: 7.854E-05

Shear Area: 0.0283

Modify/Show Cable Property Modifiers...

Figura 59: Dimensiones de la Sección de los Cables. Fuente: Elaboración Propia.

### ***Dimensionado de los componentes de la sección Compuesta.***

Según lo especificado en el capítulo de predimensionamiento de puentes, usaremos el valor de  $L/100$  a  $L/200$  para el peralte de la viga metálica.

De esta forma tenemos:

$$\text{Peralte} = 150/200 = 0.75\text{m}$$

$$\text{Peralte} = 150/100 = 1.50\text{m}$$

Por lo tanto, usaremos un perfil W44x290 con 1.11m de peralte, de esta forma tendremos lo siguiente:

En primer lugar, se decidió usar un tablero de 4 carriles sin veredas por lo que se tendrán 5 vigas metálicas, 3 internas y 2 externas, las cuales tendrán una sección W44x290 tal como se muestra en la Figura 60. Por otro lado, la sección compuesta tendrá una losa de concreto con 20cm de espesor y diafragmas en “X” cada  $1/3$  de la luz del tramo del puente, es decir, cada 25m y estarán conformados por perfiles L 2-1/2” x 2-1/2” x 1/2”.

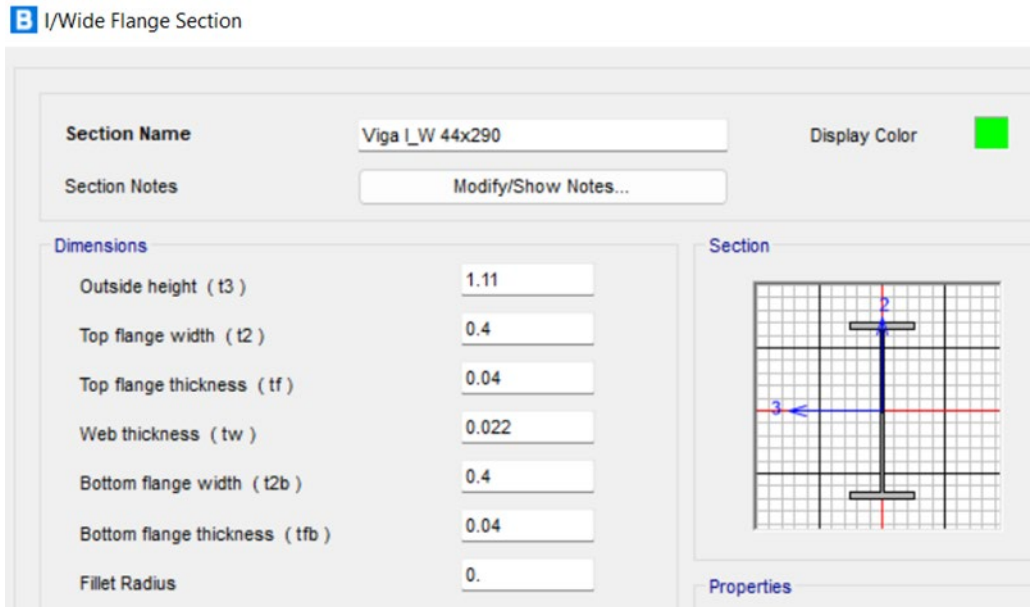


Figura 60: Dimensiones del perfil W44x290. Fuente: Elaboración Propia.

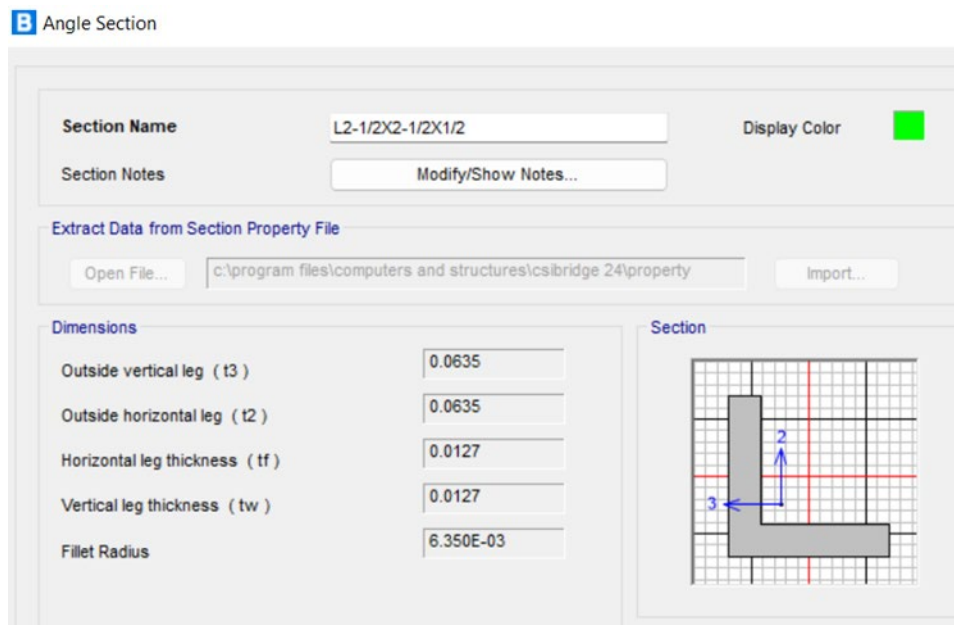


Figura 61: Dimensiones del perfil L 2-1/2'' x 2-1/2'' x 1/2''. Fuente: Elaboración Propia.

### Modelamiento en Csi Bridge.

En primer lugar, definiremos el alineamiento del puente, el cual tiene una longitud de 150m en total, con una torre que soportará los tirantes en la parte central, quedando 75m a cada lado del puente. Como no hay curvas ni desniveles, no es necesario hacer alguna configuración adicional más que la longitud total del puente.

**B Bridge Layout Line Data**

Bridge Layout Line Name: Long 150m

Coordinate System: GLOBAL

Shift Layout Line: Modify Layout Line Stations...

Units: Tonf, m, C

Coordinates of Initial Station

Global X: -75.

Global Y: 0.

Global Z: 0.

Initial and End Station Data

Initial Station (m): 0.

Initial Bearing: N90°00'00"E

Initial Grade in Percent: 0.

End Station (m): 150.

Horizontal Layout Data

Define Horizontal Layout Data... Quick Start...

Define Layout Data

Define Vertical Layout Data... Quick Start...

Plan View (X-Y Projection)

Station: 150.

Bearing: N 90°00'00" E

Radius: Infinite

Grade: 0. %

X: 75.

Y: 0.

Z: 0.

Developed Elevation View Along Layout Line

Z

S

Refresh Plot

*Figura 62: Definición del alineamiento del Puente. Fuente: Elaboración Propia.*

En segundo lugar, se procede a definir los 4 carriles por donde transitará la carga viva móvil, el ancho de estos es de 3.60m y se tienen que definir con un offset medido desde el eje del puente hasta el eje del carril. Además, se debe especificar, tanto para el extremo derecho como para el extremo izquierdo del carril, si dan al interior o al exterior del puente, esto debido a que el software lo tiene en cuenta al momento de analizar el puente y también cuando se desea diseñar los elementos con la herramienta de diseño propia del programa.

En la Figura 63 se puede apreciar en el recuadro rojo la asignación mencionada anteriormente, así como también los offsets y el ancho de carril. Esto se hace para los 4 carriles teniendo cuidado con las medidas de los offsets para que no se superpongan uno encima de otro.

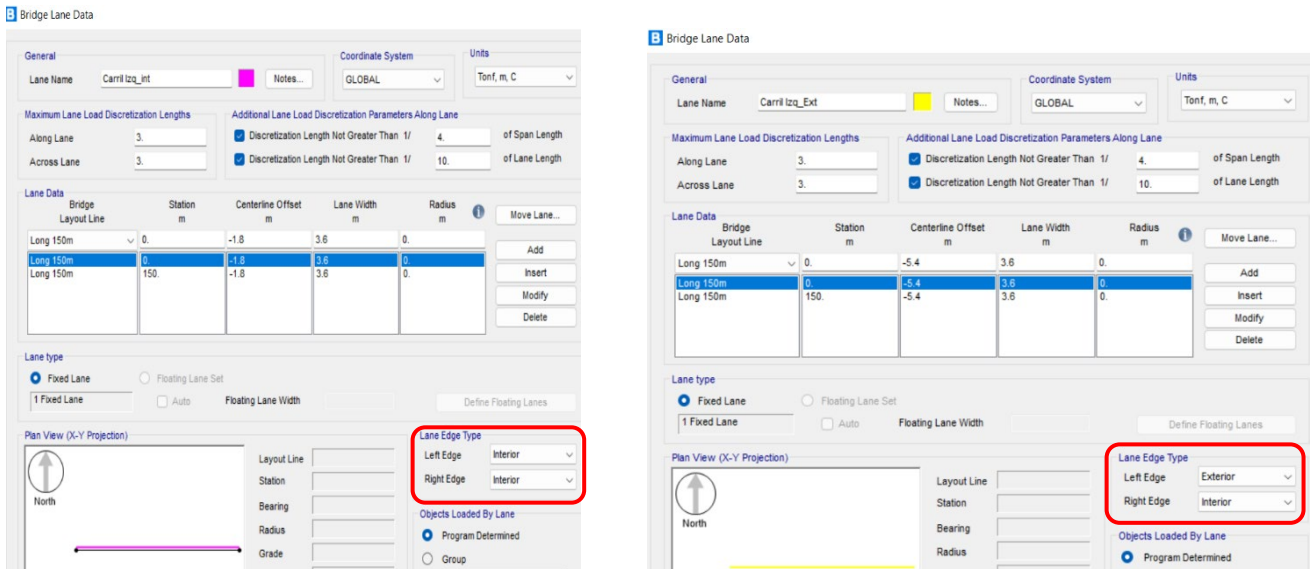


Figura 63: Parámetros de los carriles de diseño. Fuente: Elaboración Propia.

En tercer lugar, se procede a definir los materiales y elementos estructurales a utilizar, los cuales ya los mencionamos anteriormente junto con sus medidas. En cuanto al material, se utilizará concreto de un  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$  y acero estructural grado 50  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ . Una vez hecho, procedemos a definir los elementos de la superestructura, en este caso el Deck que es de sección compuesta para lo cual seleccionamos la opción de “Steel I Girder” y definimos las medidas de la sección del puente y los elementos que lo componen tal como se observan en la Figura 64.

B Define Bridge Section Data - Steel I Girder

Item	Value
<b>General Data</b>	
Bridge Section Name	Sec_Compuesta
Slab Material Property	Concreto 280
Number of Interior Girders	3
Total Width	15.2
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
<b>Slab Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	0.2
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	0.075
<b>Girder Section Properties</b>	
Girder Section	Viga I_W 44x290
<b>Girder Modeling In Area Object Models</b>	
Girders Modeling Object Type	Mixed
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	0.3048
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
<b>Left Overhang Data</b>	
Left Overhang Length (L1)	0.9
Left Overhang Distance to Fillet (L3)	0.5
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.2
<b>Right Overhang Data</b>	
Right Overhang Length (L2)	0.9
Right Overhang Distance to Fillet (L4)	0.5
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.2
<b>Insertion Point Location</b>	
Offset X From Reference Point To Insertion Point	0.
Offset Y From Reference Point To Insertion Point	0.

Figura 64: Definición de los parámetros de la sección compuesta. Fuente: Elaboración Propia.

Como se puede observar, el ancho final del tablero será de 15.2m los cuales son lo suficiente para abarcar los 4 carriles y las barreras tipo New Jersey que se encuentran en los extremos. De esta manera la configuración final de la sección transversal del puente se verá tal como en la Figura 65.

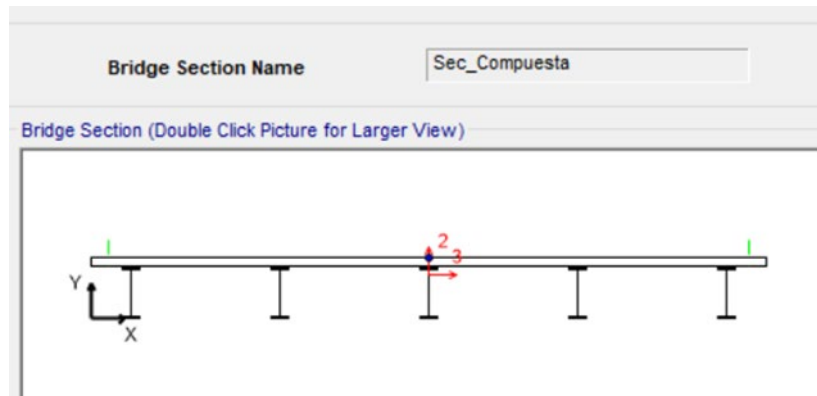


Figura 65: Vista transversal de la sección compuesta. Fuente: Elaboración Propia.

Otra consideración para tener en cuenta es el eliminar las cargas en el puente asignadas automáticamente por el programa, puesto que las asignaremos manualmente solo dejando la carga del “haunch” por defecto ya que es pequeña y es despreciable. Además, definiremos la distancia a la cual empieza a considerar la carga viva móvil que depende del ancho de las barreras. Para lograr esto definiremos los parámetros en la pestaña “loads” tal como se muestra en la siguiente imagen.

Section Data		Section Data	
Definition	Loads	Definition	Loads
Item	Value	Item	Value
<b>Concrete Pour Loads</b>		Load Pattern	None
<b>Haunch Loads</b>		Temporary Loads (Weight per Area)	None
Load Pattern	Haunch	Load Pattern	None
Method	Program Determined	<b>Barriers</b>	
<b>Stay-in-Place Form Loads</b>		Load Pattern	None
Load Pattern	SIPForm	<b>Sidewalks</b>	
Weight per Area	0.0732	Load Pattern	None
<b>Permanent Loads (Weight per Area)</b>		<b>Live Load Curb Locations</b>	
Load Pattern	None	Method	User Defined
<b>Temporary Loads (Weight per Area)</b>		Distance to Inside Edge of Left Live Load Curb	0.4
Load Pattern	None	Distance to Inside Edge of Right Live Load Curb	0.4
<b>Barriers</b>		Distance to Centerline of Median Live Load Curb	0.
Load Pattern	None	Width of Median Live Load Curb	0.
<b>Sidewalks</b>		<b>Wearing Surface Loads</b>	
Load Pattern	None	Load Pattern	None
<b>Temperature Loads</b>		<b>Temperature Loads</b>	
Load Pattern (Positive)	None	Load Pattern (Positive)	None
Load Pattern (Negative)	None	Load Pattern (Negative)	None

Figura 66: Parámetros de cargas en la sección del Puente. Fuente: Elaboración Propia.

En cuarto lugar, definiremos el diafragma el cual estará conformado por los perfiles L mencionados anteriormente, este diafragma tendrá forma de “X” y la ubicación de estos será cada 25m y será asignada más adelante en la definición del puente en general.

**Bridge Diaphragm Property**

Diaphragm Name: Diafragma Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section Only)
- Chord and Brace (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel and Precast Concrete I-Girder Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U-Girder Internal Only)
- Closure Pour (Applies to Concrete Precast I-Girder and Super-T Bridges Only)

Chord and Brace Diaphragm Parameters

Include Connection Plates

Include Horizontal Eccentricity

Orientation Location Pinned

Include Top Chord L2-1/2X2-1/2X1/2 CG

Include Brace L2-1/2X2-1/2X1/2 CG

V Brace

Inverted V Brace

X Brace

Number of Pairs: 1

Include Bottom Chord L2-1/2X2-1/2X1/2 CG

Figura 67: Definición del Diafragma. Fuente: Elaboración Propia.

En quinto lugar, definiremos los “Bearings” que sería el tipo de apoyo que va a tener el puente, ya sea en los extremos o en el centro de este. Existen 2 tipos, el apoyo fijo y el apoyo móvil y los definiremos según se muestra en la Figura 68.

**Bridge Bearing Data**

Bridge Bearing Name: Apoyo Móvil Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

**Bridge Bearing Data**

Bridge Bearing Name: Apoyo Fijo Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

- Link/Support Property
- User Definition

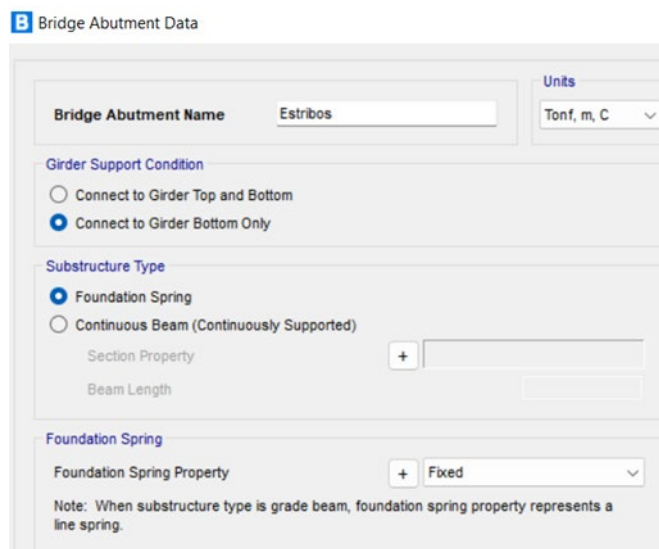
User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

Figura 68: Definición de los Bearings. Fuente: Elaboración Propia.

En sexto lugar, definiremos los “Abutments” los cuales representan el tipo de conexión que tienen los estribos los cuales se encuentran en los extremos del puente, este parámetro es importante porque, dependiendo del tipo de puente o condiciones de la zona puede ser diferente y por lo tanto tendría otros resultados. En nuestro caso, debemos especificar que los estribos solo están conectados a la parte inferior de la superestructura y que el tipo de

subestructura en la que se apoyaran los extremos sea representado por un elemento “spring” por simplicidad puesto que no es necesario para nuestro análisis.



**B** Bridge Abutment Data

Bridge Abutment Name: Estribos

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition

Connect to Girder Top and Bottom

Connect to Girder Bottom Only

Substructure Type

Foundation Spring

Continuous Beam (Continuously Supported)

Section Property: + [ ]

Beam Length: [ ]

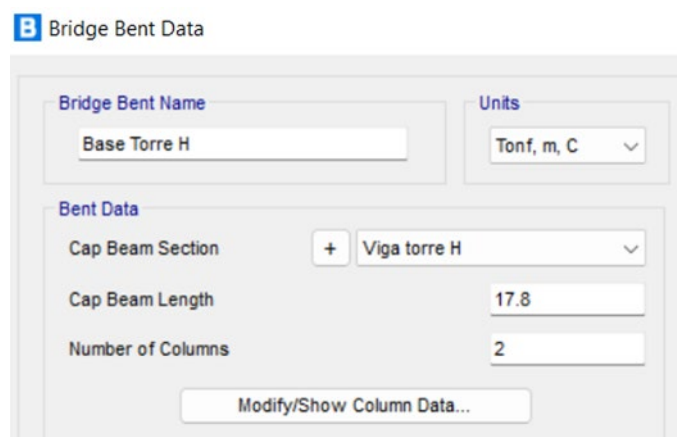
Foundation Spring

Foundation Spring Property: + Fixed

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

*Figura 69: Definición de los Abutments. Fuente: Elaboración Propia.*

En séptimo lugar, procederemos a definir los elementos “Bents” que vendría a ser la base de la torre tipo H en la que se apoyará la parte central de la superestructura, la longitud del pórtico que forma el “Bent” tiene que ser mayor que el ancho de la sección compuesta debido a que esta última no se une en sus extremos a las torres, simplemente se apoya por la parte inferior sobre la viga del “Bent”. Por lo tanto, teniendo en cuenta la sección del pilar y una separación de 30cm desde el extremo del tablero hasta la cara interior de la torre, nuestro “Bent” tendrá un ancho de 17.8m y está conformado por la viga de apoyo previamente definida y las secciones de la torre como pilares con una altura al eje de la viga de 15m.



**B** Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Base Torre H

Units: Tonf, m, C

Bent Data

Cap Beam Section: + Viga torre H

Cap Beam Length: 17.8

Number of Columns: 2

Modify/Show Column Data...

*Figura 70: Definición de las dimensiones del Bent. Fuente: Elaboración Propia.*

Otro parámetro importante al definir los “Bents” es el tipo de “Bearing” que existe sobre la viga de apoyo, en nuestro caso se considera una viga continua en la parte superior del apoyo, por ello se selecciona la opción de “Single Bearing Line” tal como se muestra en la Figura 71.

**Bridge Bent Data**

Bridge Bent Name: Base Torre H

Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:
   
 Connect to Girder Top and Bottom
   
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:
   
Cap Beam Section: + Viga torre H
   
Cap Beam Length: 17.8
   
Number of Columns: 2
   
Modify/Show Column Data...

Bent Type:
   
 Single Bearing Line (Continuous Superstructure)
   
 Double Bearing Line with Closure Pour
   
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

Figura 71: Definición del tipo de Bearing en el Bent. Fuente: Elaboración Propia.

Por último y una vez definido todo lo anterior, procederemos a asignar los parámetros del puente atirantado necesarios para que el software genere el modelo. Empezamos definiendo los “Spans” que sería los tramos del puente, la longitud de estos los define los apoyos existentes ya sean Estribos o Bents, por lo tanto, tendremos 2 Spans de 75m cada uno.

**Bridge Object Data**

Bridge Object Name: Puente\_Atirantado

Layout Line Name: Long 150m

Coordinate System: GLOBAL

Units: Tonf, m, C

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0.	75.	75.	Estribos	Base Torre H
Span 2	75.	75.	150.	Base Torre H	Estribos

By Station (selected) / By Length

Add, Modify, Delete

Figura 72: Definición de los Spans del Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.

Otro parámetro por definir son los puntos de discretización, estos están definidos por la longitud que tendrá cada dovela y no debemos incluir los puntos donde irán los diafragmas puesto que estos se definen por separado.

Span	Distance	Bearing
Span 1	12.5	Default
Span 1	37.5	Default
Span 1	62.5	Default
Span 2	12.5	Default
Span 2	37.5	Default
Span 2	62.5	Default

Figura 73: Definición de los puntos de discretización. Fuente: Elaboración Propia.

En este paso es donde completamos la información de los estribos, los diafragmas el bent, entre ellos tenemos el tipo de apoyo que presentan y la distancia a la que se ubican tal como se puede apreciar en las siguientes figuras.

Figura 74: Parámetros del "Abutment" inicial. Fuente: Elaboración Propia.

Figura 75: Parámetros del “Abutment” final. Fuente: Elaboración Propia.

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
Span 1	Diafragma	All Spaces	Default	25.	Layout Line
Span 1	Diafragma	All Spaces	Default	50.	Layout Line
Span 2	Diafragma	All Spaces	Default	25.	Layout Line
Span 2	Diafragma	All Spaces	Default	50.	Layout Line

Figura 76: Ubicación de los diafragmas. Fuente: Elaboración Propia.

Figura 77: Parámetros del “Bent”. Fuente: Elaboración Propia.

En este punto ya se podemos generar el modelo con elementos link y área, para ello usamos la herramienta “update” del software y creamos el modelo seleccionando las preferencias mostradas en la Figura 78.

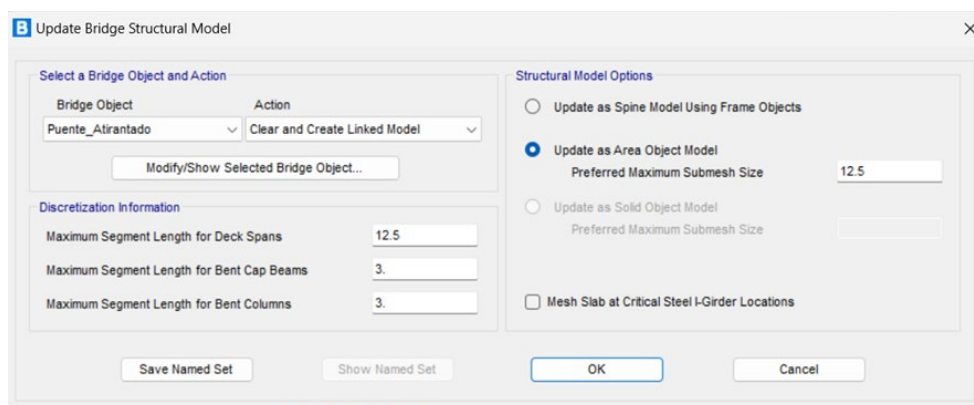


Figura 78: Parámetros para la generación automática del puente. Fuente: Elaboración Propia.

El software generará la subestructura y el tablero con sus respectivos apoyos y discretización de puntos según lo asignado anteriormente; sin embargo, los cables, la parte superior de la torre y el anclaje de los cables con el tablero, se tienen que modelar manualmente. Para ello se hace uso del menú advanced y dibujamos haciendo uso de elementos “frame” y elementos “link”, las secciones de los cables y las diferentes partes de la torre superior ya fueron definidas anteriormente, en cuanto al elemento link, tendrá restringido todos los grados de libertad por lo tanto será un link rígido tal como se muestra en la Figura 79.

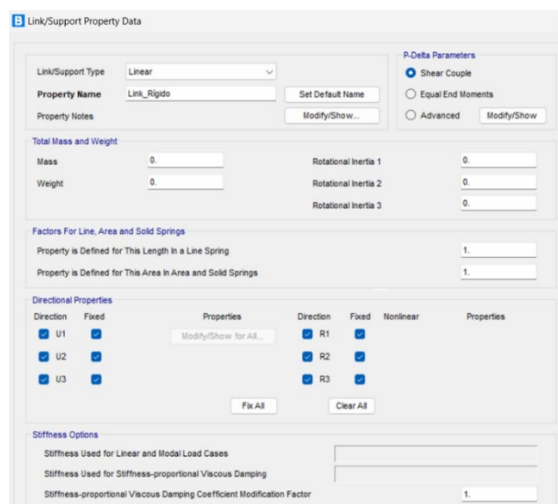
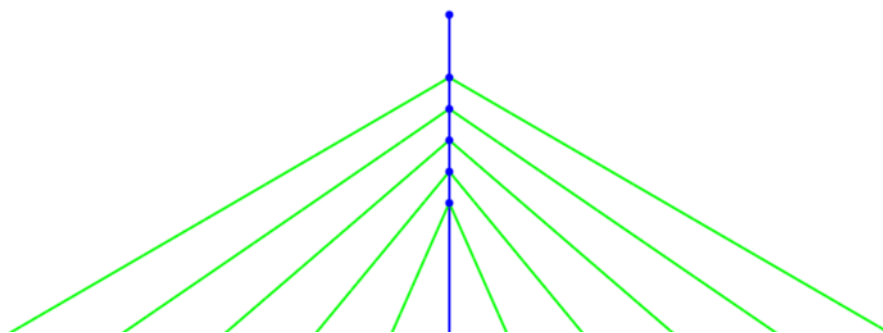
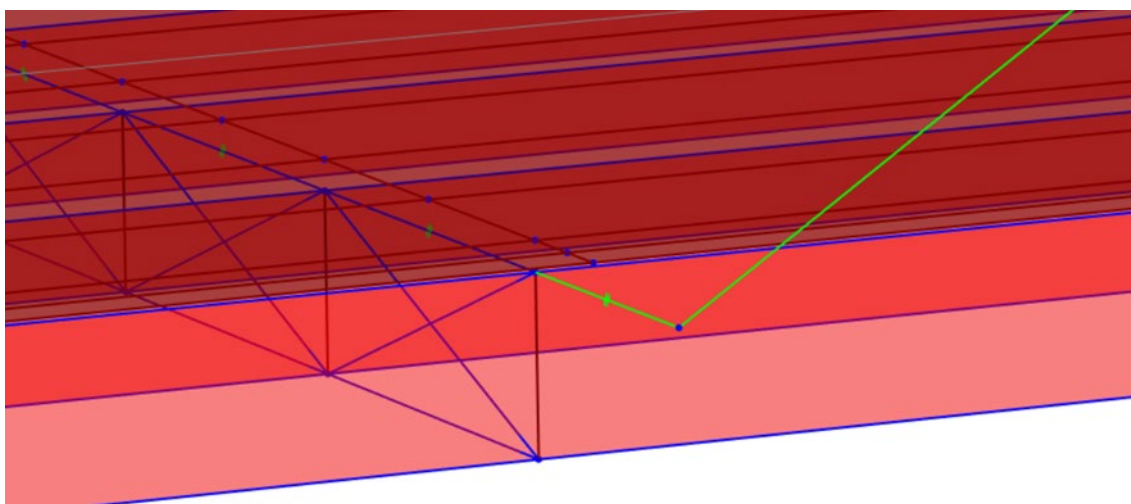


Figura 79: Propiedades del elemento “link” rígido. Fuente: Elaboración Propia.

En cuanto a los cables, el anclaje con la torre del más largo ocurre a 2.00m de la cima de este, y los demás se ubican espaciados entre ellos a una distancia de 1.50m. Por otro lado, en el tablero se usaron los elementos “link” para simular la conexión. En la Figura 80 y Figura 81 se puede apreciar más de cerca esta conexión.



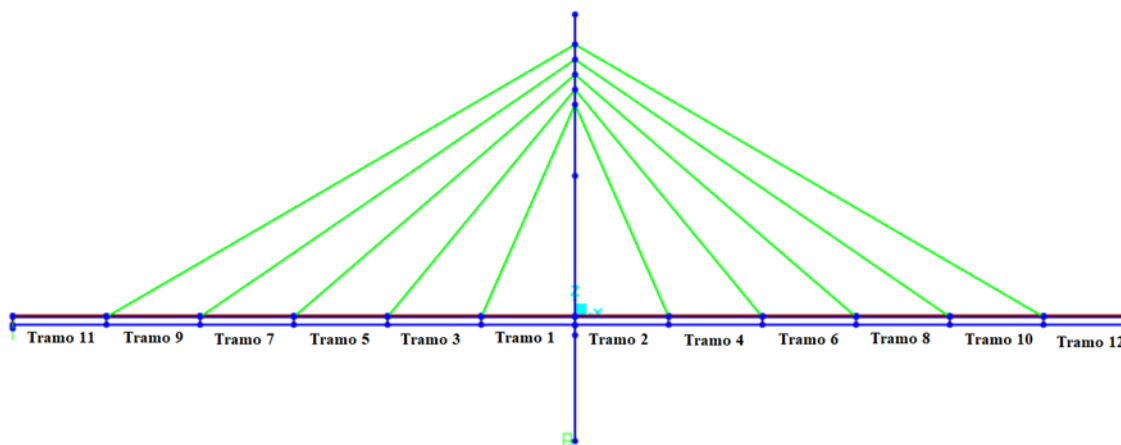
*Figura 80: Conexión de los cables con la torre del puente atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*



*Figura 81: Conexión del cable con la dovela metálica. Fuente: Elaboración Propia.*

Finalmente, llegado a este punto ya tenemos completo el modelo estructural, por lo cual, antes de asignar las cargas, parámetros sísmicos y combinaciones de carga, se creó la secuencia constructiva con la cual se realizó el análisis no lineal del puente. Para poder generar la secuencia constructiva, se crearon grupos que albergan los elementos estructurales del puente. La torre y todos sus elementos conformaron el primer grupo; el segundo grupo lo conformaron las dovelas de 12.50m más cercanas a la torre las cuales no incluyen la losa de concreto armado pues ellas conforman un grupo independiente. En cuanto a los cables, se agregan en el mismo grupo de las dovelas metálicas. Los tramos

existentes fueron nombrados tal como se puede observar en la Figura 82 para facilitar el proceso de creación de grupos.



*Figura 82:Enumeración de tramos. Fuente: Elaboración Propia.*

Finalmente, los grupos estarían organizados de la siguiente manera:

- Grupo 1. Conformado por la torre y sus elementos estructurales correspondientes.
- Grupo 2. Conformado por las dovelas de los tramos 1 y 2 incluyendo los cables asociados a estas.
- Grupo 3. Conformado por las losas de los tramos 1 y 2.
- Grupo 4. Conformado por las dovelas de los tramos 3 y 4 y sus respectivos cables.
- Grupo 5. Conformado por las losas de los tramos 3 y 4.

Siguiendo esta secuencia, se crearon todos los grupos restantes teniendo un total de 13 grupos.

Por último, se definió el orden en la cual se irán agregando al análisis según el proceso constructivo de voladizos sucesivos. Es necesario entender que se le denomina escenario constructivo a cada etapa donde se agrega nuevas estructuras al puente con sus respectivos tiempos de duración pues para el análisis se ha considerado que nuestro concreto tiene propiedades dependientes en el tiempo como lo son los efectos de “creep” y “shrinkage” los cuales apreciamos en la Figura 83. De esta manera, el primer escenario le corresponde a la torre, para la cual solo se le consideró un tiempo de 10 días debido a que no tiene mucha relevancia colocar un tiempo más realista por el hecho de que nuestro estudio por análisis no lineal solo se centra en los cables mientras que la torre solo representa un punto de apoyo para estos. El segundo escenario le corresponde al Grupo 2 el cual tiene una duración de 2 días que es lo usual para la colocación de las vigas metálicas. El tercer

escenario se corresponde con la adición del Grupo 3, es decir, las losas de concreto armado, con una duración de 5 días pues las losas se vacían in situ y se debe esperar unos días para que endurezcan lo suficiente antes de agregar otra estructura. De forma análoga se van agregando todos los grupos, uno detrás de otro, hasta completar todos los tramos del puente; esta secuencia constructiva tiene una duración total de 52 días y tiene considerados los efectos P-Delta que puedan suceder durante el análisis. En la Figura 84 se puede apreciar como quedó configurada nuestra secuencia al igual que la duración en días de cada escenario.

Figura 83: Definición de propiedades dependientes del tiempo del concreto. Fuente: Elaboración Propia.

Task ID	Task Description	Duration	Predecessors	Finish Day	Operation	Object
1	SUPERSTRUCT	52		52		
2	TORRE H	10		10	Add Structure	Group <Puente_
3	DECK 1-2	2	2	12	Add Structure	Group <Puente_
4	LOSA 1-2	5	3	17	Add Structure	Group <Puente_
5	DECK 3-4	2	4	19	Add Structure	Group <Puente_
6	LOSA 3-4	5	5	24	Add Structure	Group <Puente_
7	DECK 5-6	2	6	26	Add Structure	Group <Puente_
8	LOSA 5-6	5	7	31	Add Structure	Group <Puente_
9	DECK 7-8	2	8	33	Add Structure	Group <Puente_
10	LOSA 7-8	5	9	38	Add Structure	Group <Puente_
11	DECK 9-10	2	10	40	Add Structure	Group <Puente_
12	LOSA 9-10	5	11	45	Add Structure	Group <Puente_
13	DECK 11-12	2	12	47	Add Structure	Group <Puente_
14	LOSA 11-12	5	13	52	Add Structure	Group <Puente_

Parameters

Geometric Nonlinearity Parameters: P-Delta

Results Saved: End of each stage Modify/Show...

Nonlinear Parameters: User Defined Modify/Show...

Figura 84: Configuración de la secuencia constructiva. Fuente: Elaboración Propia.

### **Puente Extradado.**

Para el modelamiento del puente extradado se siguen exactamente los mismos pasos que para el puente atirantado, es decir, las secciones, tipos de apoyo, secuencia constructiva y características de los materiales son exactamente las mismas. Las pocas diferencias que presentan se deben al predimensionamiento de los elementos característicos de este tipo de puente y que las mencionaremos a continuación.

- Altura de la Torre (hT):

$$hT=(2*75)/10=15m$$

- Peralte de la sección constante (hc):

$$hc=75/45=1.60m$$

Disminuyendo el espesor de la losa (20cm), se tiene un peralte de viga recomendado de 1.40m; sin embargo, por fines prácticos y para ser más objetivos al comparar resultados con el puente atirantado, se decidió usar un perfil igual al del puente atirantado el cual es un W44x290, obteniendo un peralte de 1.11m. Entonces en resumen las diferencias son las siguientes:

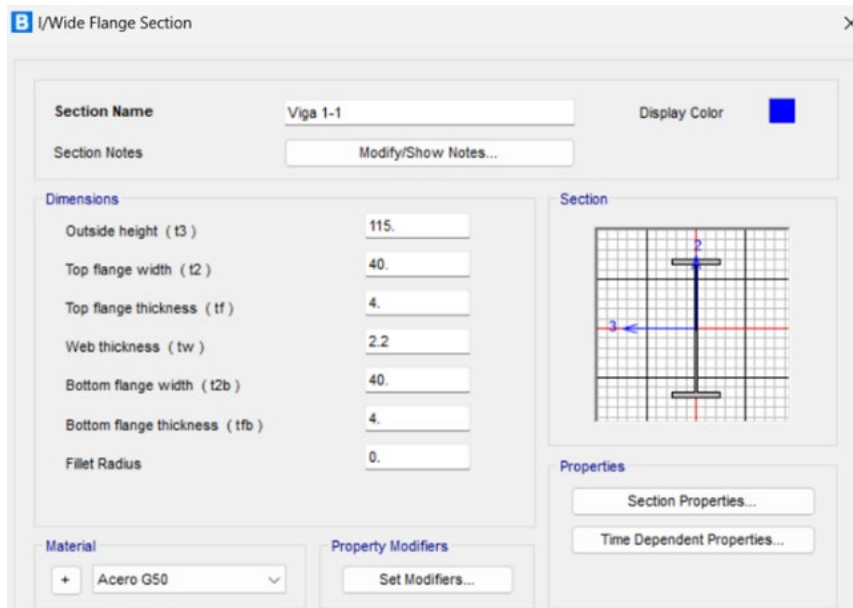
La primera diferencia la tenemos en la torre del puente, siendo esta de dimensiones más cortas y no presenta una sección hueca en la parte superior obteniendo una altura de 15m por encima del eje del tablero. Por otro lado, la configuración de los cables se corresponde con un tipo abanico y no con un tipo semi abanico como en el atirantado. En cuanto a las secciones de los elementos, son las mismas que las del puente atirantado.

La segunda diferencia es que el puente extradado presenta una sección variable en las dovelas que llegan a la torre, esta es la característica del puente que resalta e influye directamente en su comportamiento estructural, pues recordemos que, debido a esta variación, la rigidez del tablero aumenta y compensa de cierta forma la reducción de la altura en la torre.

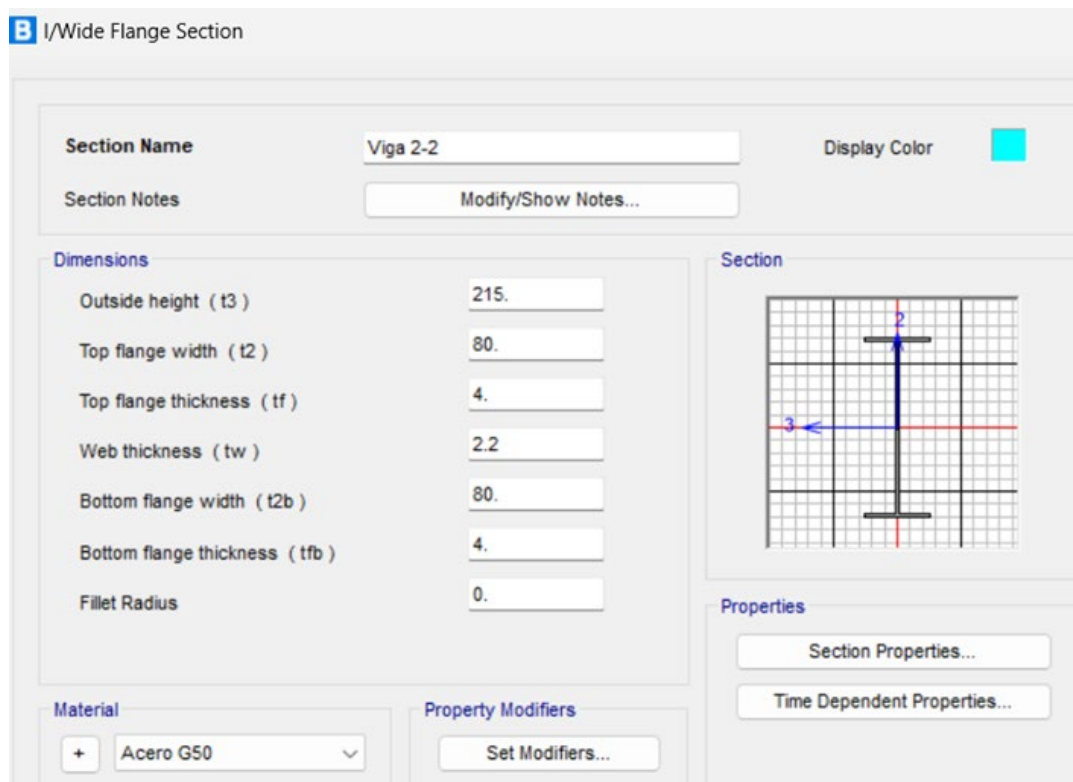
Para poder modelar correctamente esta variación se procedió de la siguiente manera:

En primer lugar, se definió una sección inicial y final de viga. La sección inicial tiene las mismas dimensiones que usamos en las vigas del puente atirantado y se corresponden con las de un perfil W 44x290; por otro lado, la sección final tiene las mismas dimensiones,

pero con una variación en la altura del alma de 100 cm. En las figuras 85 y 86. Se puede apreciar estas configuraciones.

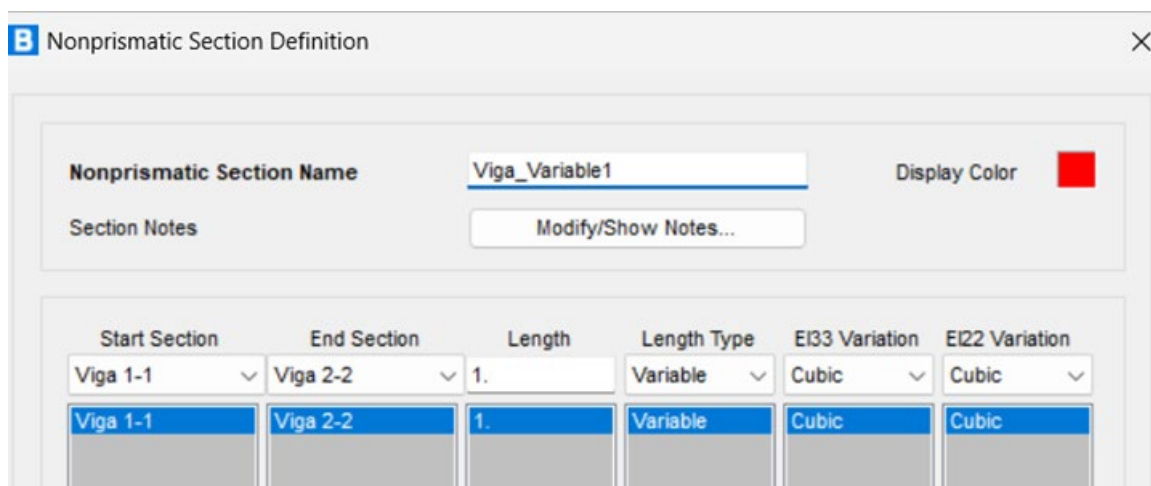


*Figura 85: Dimensiones iniciales de la viga de sección variable. Fuente: Elaboración Propia.*

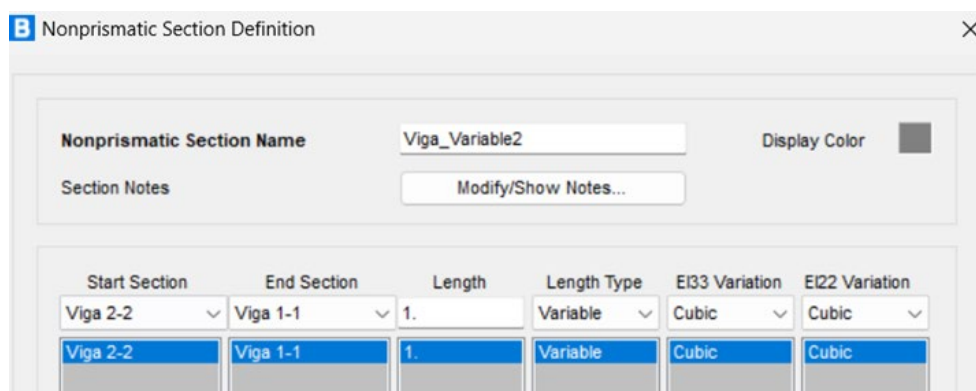


*Figura 86: Dimensiones finales de la viga de sección variable. Fuente: Elaboración Propia.*

En segundo lugar, se creó las secciones no prismáticas tanto para el lado izquierdo como para el lado derecho de la torre. Es necesario especificar que se desarrolla el 100% de la variación de dimensión a lo largo de la viga. Además, se debe asignar un tipo de variación cúbica para un cálculo más preciso al momento de analizar este elemento. Los detalles se muestran en la Figura 87.



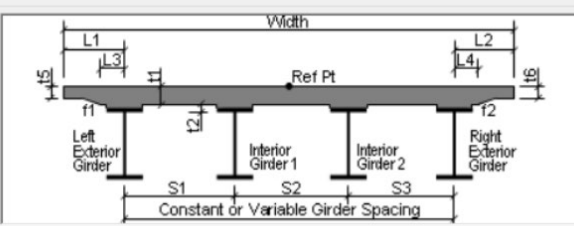
*Figura 87: Definición de la Sección de Viga no Prismática Izquierda. Fuente: Elaboración Propia.*



*Figura 88: Definición de la Sección de Viga no Prismática Derecha. Fuente: Elaboración Propia.*

En tercer lugar, se crearon 2 tipos de tablero además del tablero común de sección compuesta. En estos tableros cambiamos la sección de viga utilizada en la sección uniforme, con la viga de sección variable que creamos anteriormente tanto para el lado izquierdo como para el lado derecho de la torre tal como se muestra en las figuras 89 y 90.

**B** Define Bridge Section Data - Steel I Girder



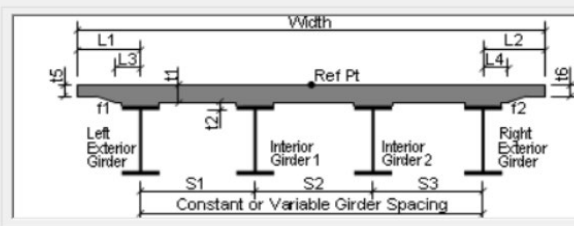
Section Data

Definition Loads

Item	Value
<b>General Data</b>	
Bridge Section Name	Sec_Variable_Izq
Slab Material Property	Concreto 280
Number of Interior Girders	3
Total Width	1520.
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
<b>Slab Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	20.
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	7.5
<b>Girder Section Properties</b>	
Girder Section	Viga_Variable1
<b>Girder Modeling In Area Object Models</b>	
Girders Modeling Object Type	Mixed
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	30.48
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	0.

Figura 89: Definición del tablero con viga de sección variable izquierdo.  
Fuente: Elaboración Propia.

**B** Define Bridge Section Data - Steel I Girder



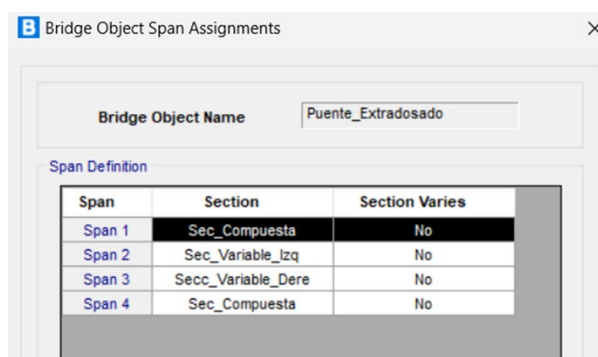
Section Data

Definition Loads

Item	Value
<b>General Data</b>	
Bridge Section Name	Secc_Variable_Dere
Slab Material Property	Concreto 280
Number of Interior Girders	3
Total Width	1520.
Girder Longitudinal Layout	Along Layout Line
Constant Girder Spacing	Yes
Constant Girder Haunch Thickness (t2)	Yes
Constant Girder Frame Section	Yes
<b>Slab Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	20.
Concrete Haunch + Steel Flange Thickness (t2)	7.5
<b>Girder Section Properties</b>	
Girder Section	Viga_Variable2
<b>Girder Modeling In Area Object Models</b>	
Girders Modeling Object Type	Mixed
Maximum Meshed Element Height for Girder Web	30.48
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	0.

Figura 90: Definición del tablero con viga de sección variable Derecho.  
Fuente: Elaboración Propia.

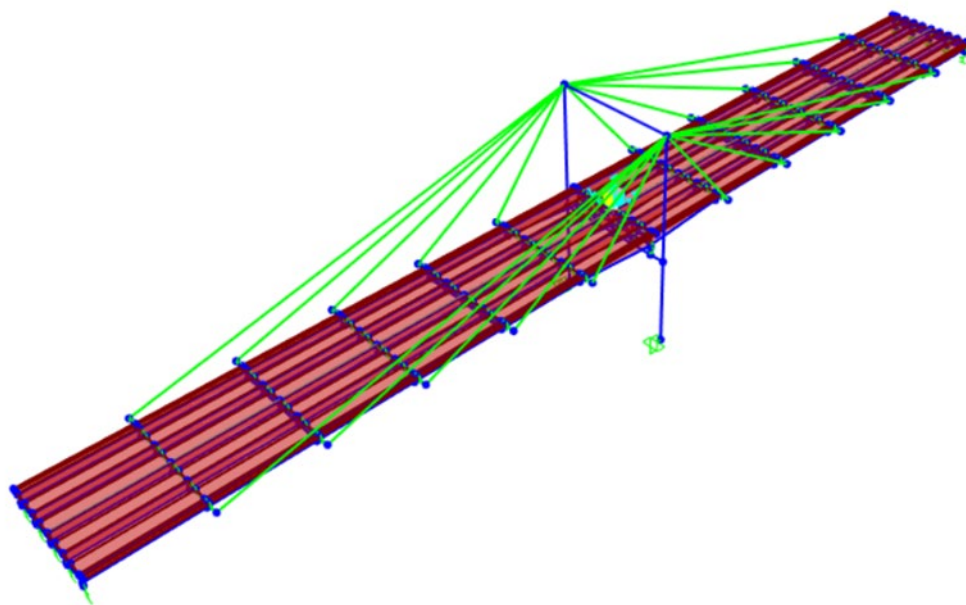
Finalmente, al momento de definir los “spans” del puente, se crearon 4 de ellos y no 2; el primero va desde los 0 m hasta los 62.50m, el segundo va desde los 62.50m hasta los 75.00m, el tercero va desde los 75.00m hasta los 87.50m y el cuarto desde los 87.50m hasta los 150.00m. A cada uno de estos “spans” se le asignó la sección de tablero correspondiente que creamos anteriormente, obteniendo la configuración final tal como se muestra en la Figura 91.



Span	Section	Section Varies
Span 1	Sec_Compuesta	No
Span 2	Sec_Variable_Izq	No
Span 3	Secc_Variable_Dere	No
Span 4	Sec_Compuesta	No

*Figura 91: Asignación de los tableros a los “spans”. Fuente: Elaboración Propia.*

Al no existir otra diferencia, el modelo final del puente extradadosado se puede apreciar en las figuras 92 y 93.



*Figura 92: Vista 3D del puente Extradadosado. Fuente: Elaboración Propia.*

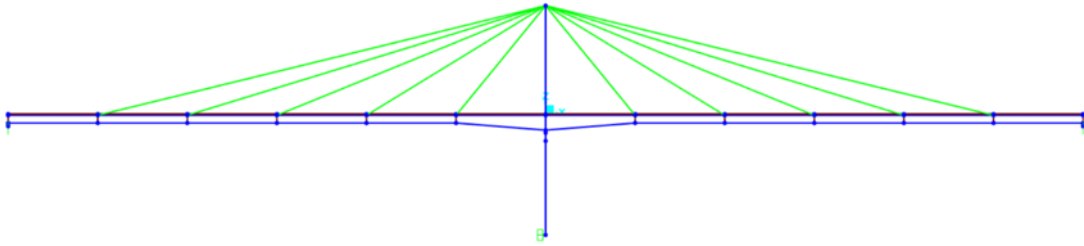


Figura 93: Vista en elevación del puente Extradosado. Fuente: Elaboración Propia.

**Definición de cargas, parámetros sísmicos y combinaciones de carga.**

El proceso de definición de cargas, parámetros sísmicos y combinaciones de carga es el mismo en cada uno de los puentes.

**Definición de carga viva móvil.**

Empezaremos la carga viva móvil, para ello se importaron vehículos que vienen incluidos en la data del programa y se corresponden con las especificaciones de la normativa AASHTO. En este caso se utilizaron 4 vehículos los cuales son el HL-93M, más conocido como el camión tándem, el HL-93K, el HL-93S y el HL-93LB. Los detalles de las cargas de estos camiones las podemos apreciar en las figuras siguientes.

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Floating Axle Loads

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Superelevation Effects

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Figura 94: Camión HL-93M. Fuente: Elaboración Propia.

**B** Vehicle Data - Vertical Loading

**Loads**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Figura 95: Camión HL-93K. Fuente: Elaboración Propia.

**B** Vehicle Data - Vertical Loading

**Loads**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	0.8572	Fixed Width	3.048	3.2659	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.8572	Fixed Width	3.048	13.0635	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.8572	Fixed Width	3.048			

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Figura 96: Camión HL-93S. Fuente: Elaboración Propia.

**B** Vehicle Data - Vertical Loading

**Loads**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Variable Length	7.9248	12.192	0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	1
For Other Responses	0	One Point	1

**Superelevation Effects**

Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

Figura 97: Camión HL-93LB. Fuente: Elaboración Propia.

Posteriormente se procedió a unir estos vehículos en una clase, tal como muestra la Figura 98.

**B** Vehicle Class Data

Vehicle Class Name:

**Define Vehicle Class**

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93K	1.
HL-93K	1.
HL-93LB	1.
HL-93M	1.
HL-93S	1.

Add    Modify    Delete

Figura 98: Definición de la clase de vehículo. Fuente: Elaboración Propia.

A continuación, se creó un caso de carga donde especificaremos los factores de presencia múltiple y los carriles por los que circulará la carga viva móvil. En Figura 99 podemos apreciar esta configuración.

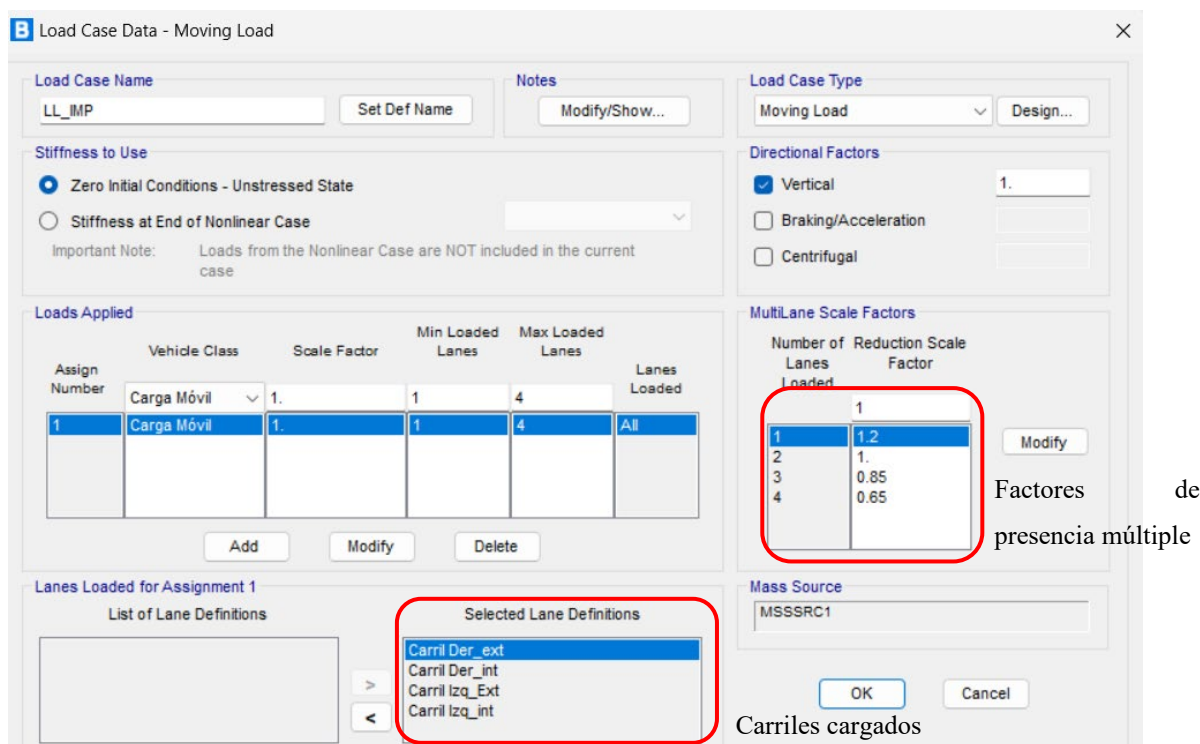


Figura 99: Definición del caso de carga viva móvil. Fuente: Elaboración Propia.

### Definición de las cargas de asfalto y de baranda.

La carga de asfalto es una carga por metro cuadrado y la carga de baranda suele ser una carga por metro lineal; sin embargo, en esta ocasión la transformamos en una carga por metro cuadrado la cual se aplicó en los 40 cm finales de cada borde del puente, mientras que la carga de asfalto se colocó en toda la sección a excepción de los bordes mencionados anteriormente. Dicho esto, primero se determinó el valor de ambas cargas y los límites de aplicación de estas, posteriormente se asignó a las cargas del puente junto a las creadas por defecto por el programa. Los detalles de este proceso se pueden apreciar en las imágenes mostradas a continuación.

**B** Bridge Area Load Distribution Definition Data

<b>Load Name</b>		<b>Units</b>
ASFALTO		Tonf, m, C
<b>Load Direction</b>		
Load Type	Force	
Coordinate System	GLOBAL	
Direction	Gravity	
<b>Load Value</b>		
Left Edge Value	0.1688	
Right Edge Value	0.1688	
<b>Load Transverse Location</b>		
Left Reference Location	Left Edge of Deck	
Left Load Distance from Left Ref. Location	0.4	
Right Reference Location	Right Edge of Deck	
Right Load Distance from Right Ref. Location	0.4	

*Figura 100: Definición de la carga de asfalto. Fuente: Elaboración Propia.*

**B** Bridge Area Load Distribution Definition Data

<b>Load Name</b>		<b>Units</b>
BARRERA IZQ		Tonf, m, C
<b>Load Direction</b>		
Load Type	Force	
Coordinate System	GLOBAL	
Direction	Gravity	
<b>Load Value</b>		
Left Edge Value	0.24	
Right Edge Value	0.24	
<b>Load Transverse Location</b>		
Left Reference Location	Left Edge of Deck	
Left Load Distance from Left Ref. Location	0.	
Right Reference Location	Left Edge of Deck	
Right Load Distance from Right Ref. Location	0.4	

*Figura 101: Definición de la carga de barrera izquierda. Fuente: Elaboración Propia.*

**B** Bridge Area Load Distribution Definition Data

**Load Name**  
BARRERA DER

**Units**  
Tonf, m, C

**Load Direction**  
Load Type: Force  
Coordinate System: GLOBAL  
Direction: Gravity

**Load Value**  
Left Edge Value: 0.24  
Right Edge Value: 0.24

**Load Transverse Location**  
Left Reference Location: Right Edge of Deck  
Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.4  
Right Reference Location: Right Edge of Deck  
Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.

Figura 102: Definición de la carga de barrera derecha. Fuente: Elaboración Propia.

**B** Area Load Assignments - Puente\_Atirantado

Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
DW	ASFALTO	0.	75.	None	None
DW	ASFALTO	75.	150.	None	None
DW	BARRERA IZQ	0.	150.	None	None
DW	BARRERA DER	0.	150.	None	None

Add New  
Add Copy  
Delete  
Up  
Down

Figura 103: Asignación de las cargas al puente. Fuente: Elaboración Propia.

### Definición de los parámetros sísmicos.

Este análisis se realizó considerando un factor de modificación de respuesta sísmica  $R=1.00$ , este detalle significa que se está considerando que todos los elementos son capaces de tomar demanda sísmica elástica completa.

Para la elaboración del espectro de aceleraciones se usó como ciudad ejemplo a Lima y se consideró un suelo clase C ( $F_a=F_{pga}=1$ ,  $F_v=1.3$ ); por lo tanto, los coeficientes de aceleración correspondientes son  $PGA=0.51$ ,  $S_s=1.26$  y  $S_1=0.5$ . Al crear los casos de sismo por respuesta espectral se consideró el 100% de las aceleraciones en la dirección analizada. En las figuras siguientes se muestra los detalles de los parámetros sísmicos para cada una de las direcciones de análisis.

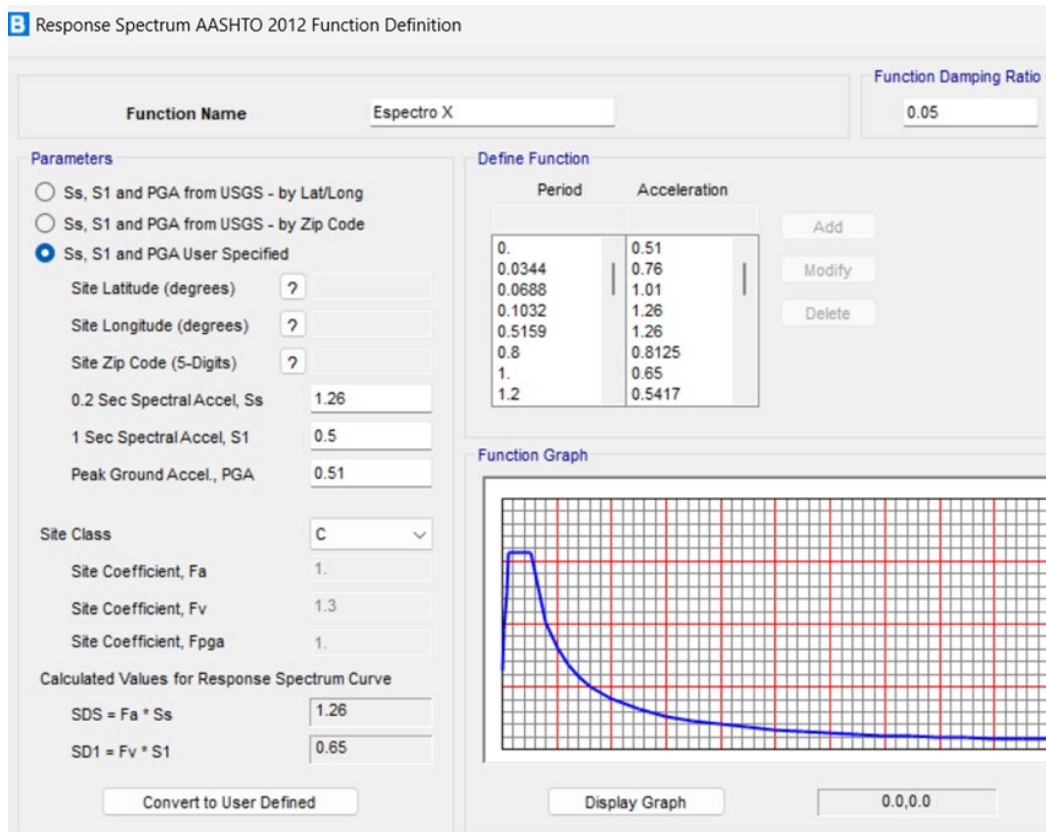


Figura 104: Definición del espectro de respuesta X. Fuente: Elaboración Propia.

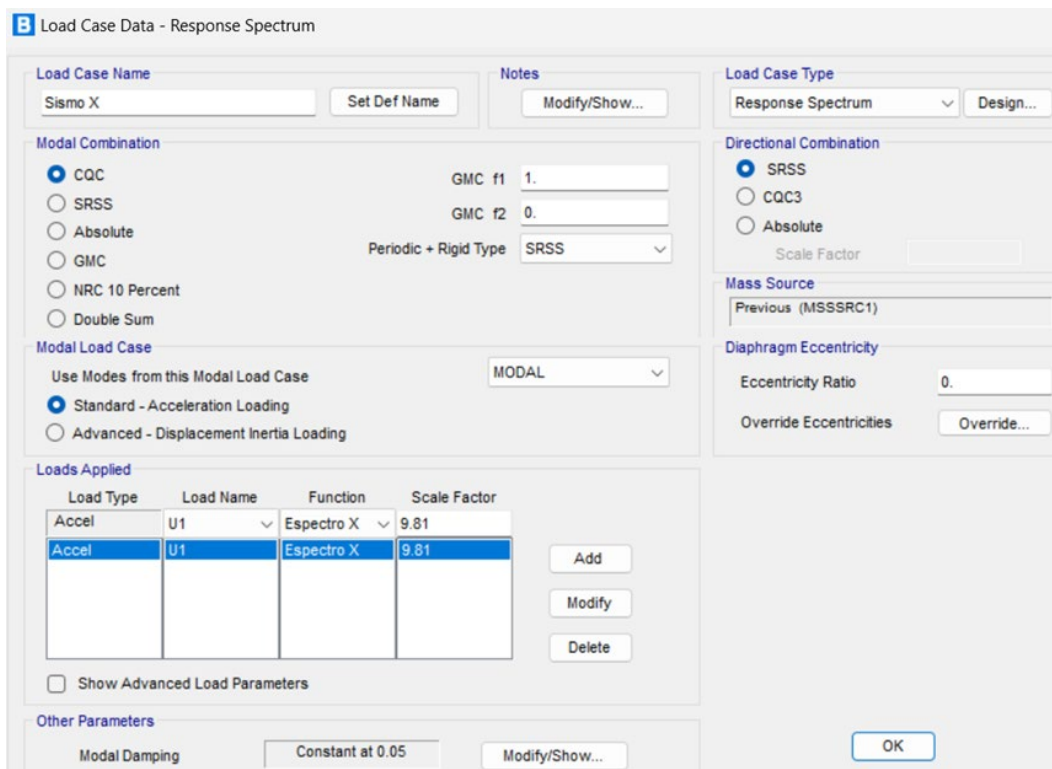


Figura 105: Definición del Sismo X. Fuente: Elaboración Propia.

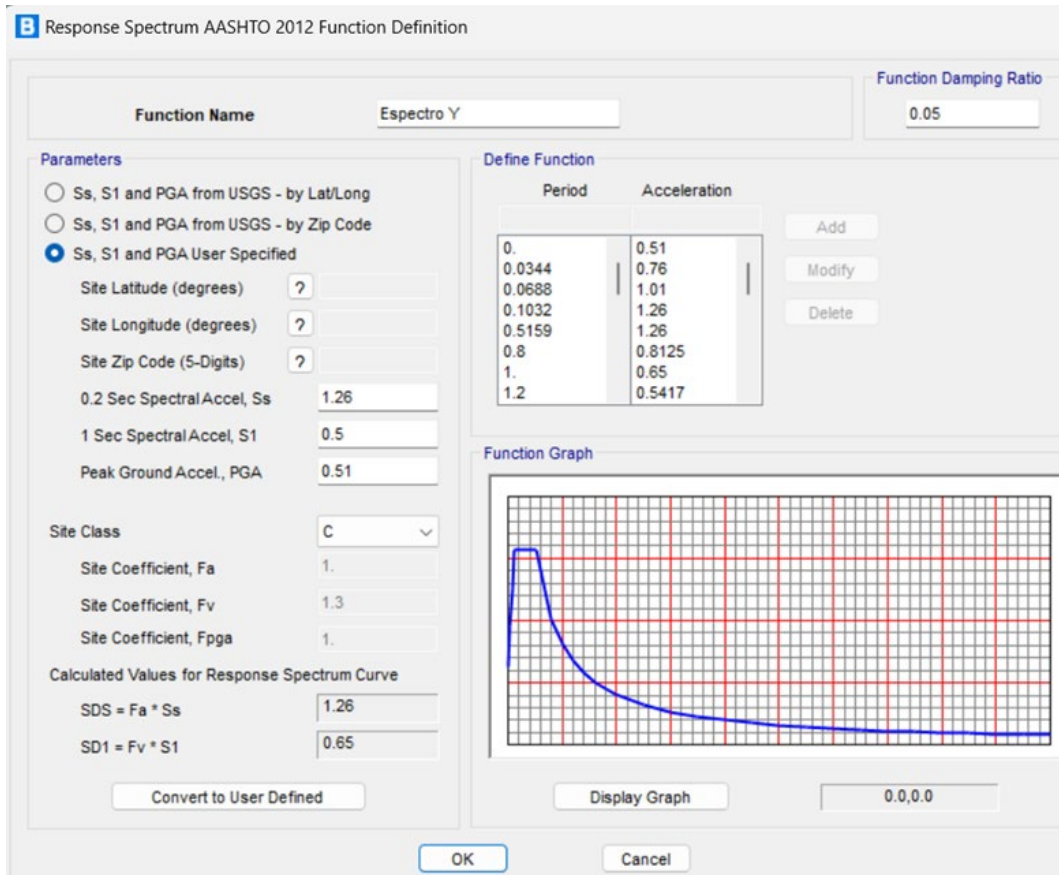


Figura 106: Definición del espectro de respuesta Y. Fuente: Elaboración Propia.

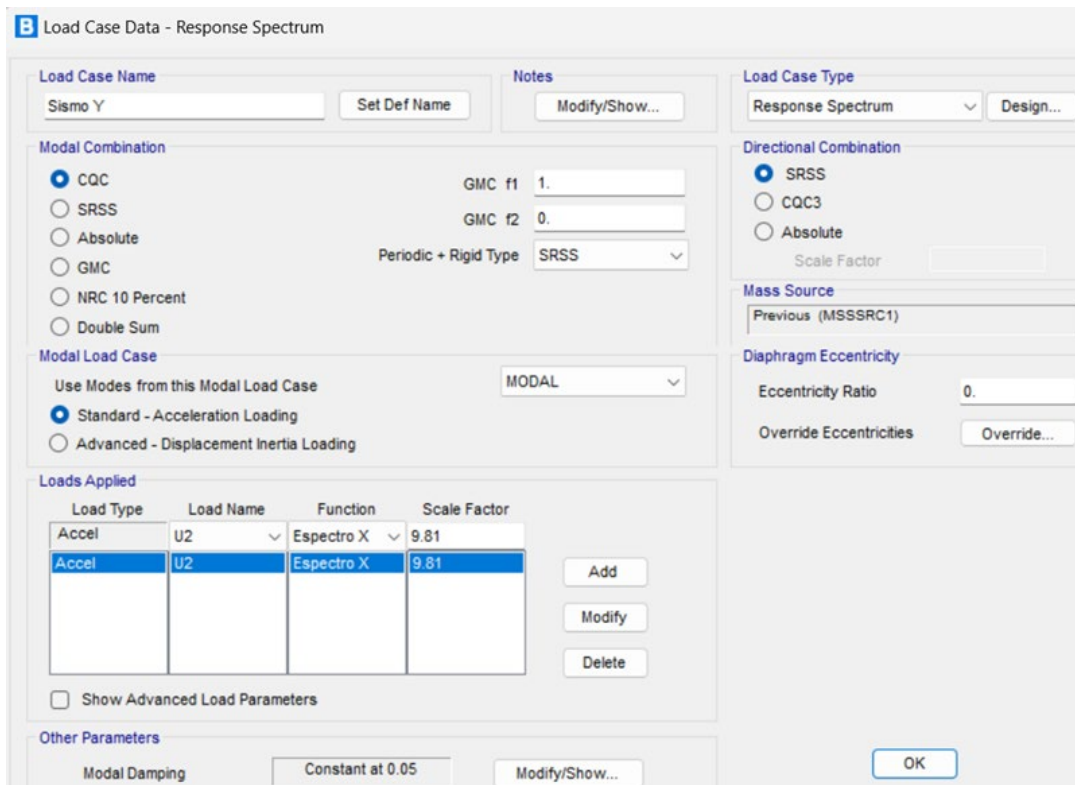


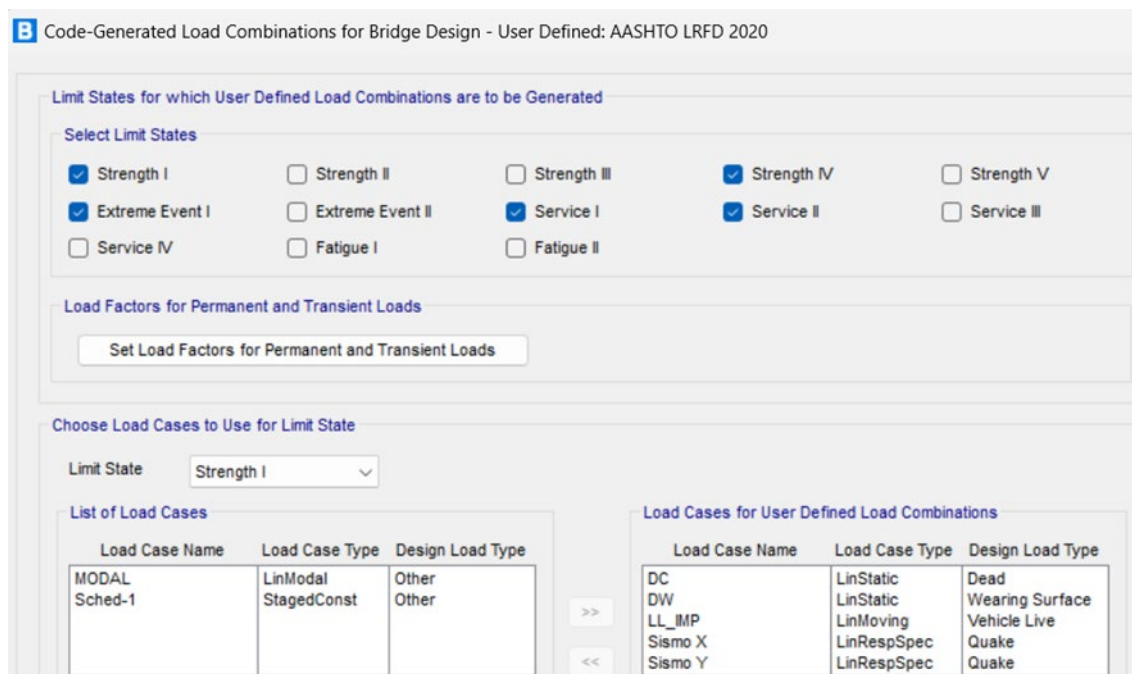
Figura 107: Definición del Sismo Y. Fuente: Elaboración Propia.

### *Limitaciones del análisis sísmico.*

Solo se ha considerado el análisis modal-espectral para este ejemplo, esto debido a que el análisis tiempo historia se recomienda para estructuras con formas complejas y de luces grandes si se habla de puentes, para lo cual nuestro puente de 150m de luz no entra en el rango sugerido.

### **Definición de las combinaciones de carga**

Para definir las combinaciones de carga, se utilizó uso de la herramienta en el software para crear combinaciones automáticamente según una la normativa asignada, la cual en nuestro caso es la normativa AASHTO LRFD 2020, y posteriormente se verificó que no haya algún error. Entonces, para las cargas utilizadas en este ejemplo, se seleccionaron solo las combinaciones de Resistencia I, Resistencia IV, Servicio I, Servicio II y la combinación de Evento Extremo I que será la que alberque los efectos sísmicos. De esta manera la selección de combinaciones queda tal como se muestra en la figura 108.



*Figura 108: Selección de Combinaciones de carga. Fuente: Elaboración Propia.*

La combinación de Evento Extremo I agrupó en una envolvente las combinaciones con el Sismo X y el Sismo Y, por lo tanto, se separó manualmente en 2 envolventes, una para cada dirección, para un análisis más práctico el cual se realizó posteriormente.

En cuanto a las cargas de viento, la normativa AASHTO sugiere hacer el análisis con estas cargas cuando se trata de estructuras con cables. Sin embargo, debido a que los objetivos de esta investigación solo están enfocados en el comportamiento estructural bajo cargas de gravedad, sobrecarga vehicular y cargas sísmicas, y, por ende, el marco teórico no menciona el tema del análisis por viento, se omitió en este ejemplo. Aun así, en caso de que se quisiera diseñar los elementos estructurales de la superestructura del puente, se recomienda considerarlo de todos modos.

### **Análisis y discusión de Resultados**

Para el análisis y comparación de los resultados entre ambos puentes, se consideró separarlos en 2 grupos: Resultados según combinaciones de carga y Resultados del análisis no lineal por secuencia constructiva. Además, el primer grupo se subdivide en resultados sin incluir efectos sísmicos y resultados considerando los efectos sísmicos; ambos serán analizados en la dirección X y Y tal como se puede observar más adelante. El segundo grupo que corresponde al análisis no lineal solo analizará las tensiones en los cables y las deflexiones en los puntos de anclaje con el tablero de sección compuesta que ocurren durante la secuencia constructiva. Para un mejor entendimiento, se ordenaron los resultados convenientemente tal como se muestra en las imágenes correspondientes a cada uno de los análisis.

#### **Resultados según combinaciones de carga.**

En este grupo analizaremos los momentos en la base de la torre, los desplazamientos de la cima de la torre y las tensiones en los cables.

En primer lugar, analizaremos los momentos en la base para el cual las “tablas 9 y 10” muestra los resultados obtenidos para cada una de las combinaciones de carga que se han considerado en el análisis.

*Tabla 10: Resultados de las combinaciones de carga en el puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*

<i>LL_I MP</i>	<i>Res. IX</i>	<i>Res. IY</i>	<i>Res. IVX</i>	<i>Res. IVY</i>	<i>Serv. IX</i>	<i>Serv. IY</i>	<i>Serv. IIX</i>	<i>Serv. IIY</i>	<i>Ev. Extr I X</i>	<i>Ev. Extr I Y</i>
133.12	209.49	4,355.05	2.81	5,229.56	133.58	3,466.45	155.75	3,466.62	74,949.69	24,081.59

Tabla 11: Resultados de las combinaciones de carga en el puente Extradadoso. Fuente: Elaboración Propia.

<i>LL_I</i>	<i>Res.</i>	<i>Res.</i>	<i>Res.</i>	<i>Res.</i>	<i>Serv.</i>	<i>Serv.</i>	<i>Serv.</i>	<i>Serv.</i>	<i>Ev.</i>	<i>Ev.</i>
<i>MP</i>	<i>IX</i>	<i>IY</i>	<i>IVX</i>	<i>IVY</i>	<i>IX</i>	<i>IY</i>	<i>II X</i>	<i>II Y</i>	<i>Extr I</i>	<i>Extr I</i>
									<i>X</i>	<i>Y</i>
2,761.40	29,157.14	710.13	29,306.57	268.22	22,232.59	342.13	23,044.71	391.13	27,645.83	7,407.96

A continuación, se creó un gráfico de barras para comparar los resultados en cada uno de los puentes y poder separar las combinaciones sin efectos sísmicos de los que sí los consideran, que en este caso serían las combinaciones de Evento Extremo I.

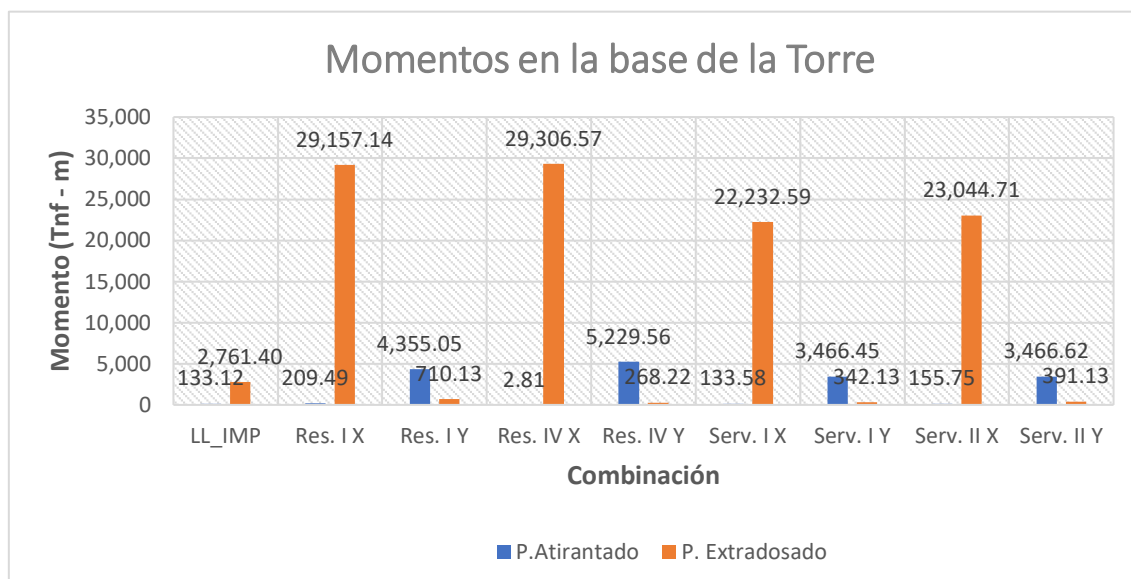
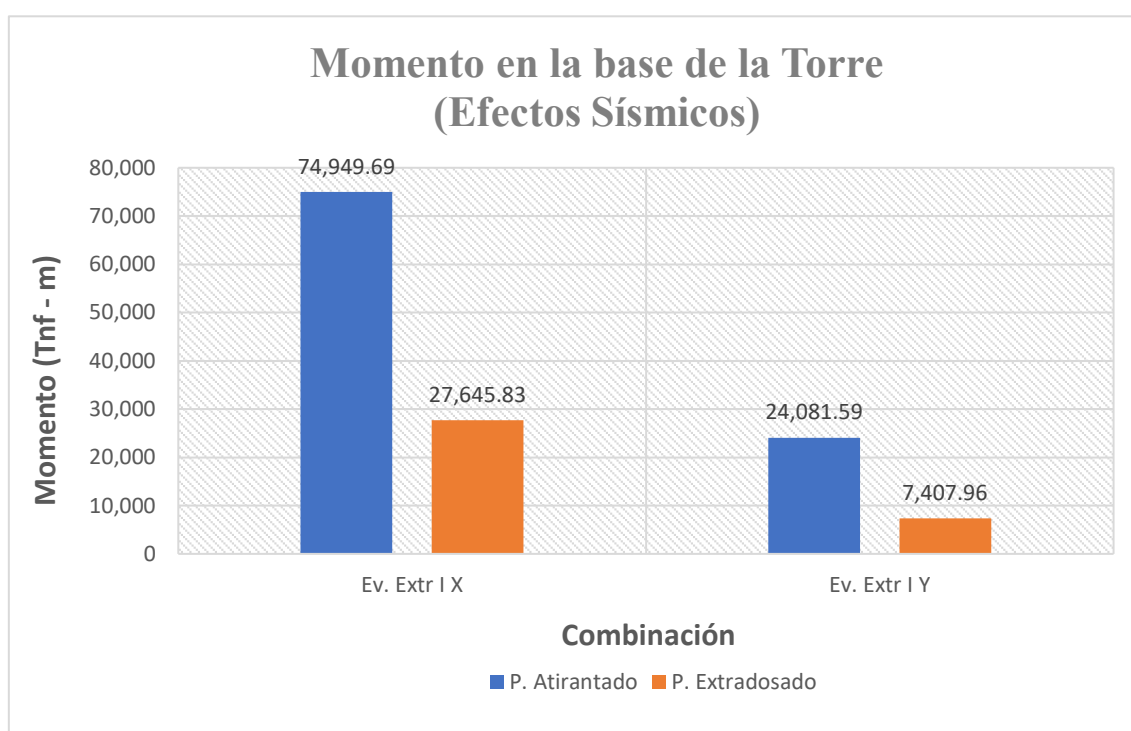


Figura 109: Momentos en la base de la Torre. Fuente: Elaboración Propia.

Del gráfico mostrado en la figura 109 se puede observar que existe una gran diferencia de momentos en la base de la torre cuando se analiza en la dirección X, siendo el puente extradadoso el que presenta los valores más elevados. Entre ellos destacan los momentos en la dirección X debido a la combinación de Resistencia I y IV los cuales alcanzan valores de hasta 29 300 tnf-m. Este resultado nos indica que, bajo condiciones de peso propio y cargas de gravedad, el puente extradadoso requiere más capacidad, es decir, en el diseño del elemento es probable que nos exija mayores dimensiones o una cantidad de refuerzo mayor.

Por otro lado, analizando la dirección Y, podemos observar que en este caso es el puente atirantado el que muestra los valores más altos y con gran diferencia respecto al extradadosado. El valor más alto le corresponde a la combinación de carga de Resistencia IV el cual es de 5229 tnf-m, esto significa que, para la configuración de nuestro puente atirantado, las cargas de gravedad y peso propio son más influyentes en esta dirección que en la dirección X.

Ahora procederemos a analizar los resultados que tienen influencia de los efectos sísmicos en ambas direcciones de análisis. Para ello se creó el gráfico de barras que se puede apreciar en la figura 110.



*Figura 110: Momentos en la base de la torre considerando sismos. Fuente: Elaboración Propia.*

Analizando el gráfico podemos apreciar que en ambas direcciones de análisis es el puente atirantado el que muestra los valores más altos. Estos resultados son más significativos que los analizados anteriormente debido a que es esta combinación la que comúnmente nos arroja los valores más altos de momentos de diseño. El hecho de que sea el puente atirantado el que muestra los valores más elevados era de esperarse pues recordemos que los resultados de un análisis sísmico dependen mucho de la altura y la masa de la estructura; por ende, al ser el puente atirantado el que presenta una torre más alta y cables

más largos, también será el que tenga momentos más elevados en el análisis. Por lo tanto, se puede decir que, analizando sísmicamente los momentos en la base de la torre, el puente atirantado se verá más exigido en comparación al extradadosado, pues la masa adicional de la sección variable de este último no es suficiente para compensar la masa que se pierde al reducir la altura de la torre del puente atirantado a aproximadamente la mitad, que es lo que mide la torre del puente extradadosado.

De lo anterior mencionado, se puede decir que, al no considerar las cargas sísmicas, el puente extradadosado es por mucho el que presenta mayores valores de momentos en la base de las torres; y considerando las cargas sísmicas, es el puente atirantado el que se ve más exigido.

En segundo lugar, procederemos a analizar los desplazamientos en la cima de la torre. Al igual que en el análisis anterior, se organizó los resultados en un cuadro general tal como se muestra en las “tablas 11 y 12”. Los cuales analizaremos posteriormente para cargas de gravedad y cargas con efectos sísmicos.

*Tabla 12: Desplazamientos en la cima de la torre para el puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*

<i>LL_I MP</i>	<i>Res. IX</i>	<i>Res. IY</i>	<i>Res. IVX</i>	<i>Res. IVY</i>	<i>Serv. IX</i>	<i>Serv. IY</i>	<i>Serv. IIX</i>	<i>Serv. IIY</i>	<i>Ev. Extr I X</i>	<i>Ev. Extr I Y</i>
0.28	0.49	0.04	0.00	0.00	0.28	0.02	0.37	0.03	24.65	67.27

*Tabla 13: Desplazamientos en la cima de la torre para el puente Extradadosado. Fuente: Elaboración Propia.*

<i>LL_I MP</i>	<i>Res. IX</i>	<i>Res. IY</i>	<i>Res. IVX</i>	<i>Res. IVY</i>	<i>Serv. IX</i>	<i>Serv. IY</i>	<i>Serv. IIX</i>	<i>Serv. IIY</i>	<i>Ev. Extr I X</i>	<i>Ev. Extr I Y</i>
2.71	34.9	0.22	36.37	0.00	26.91	0.13	27.71	0.17	33.55	15.56

Ahora mostramos los resultados obtenidos por las combinaciones que no incluyen los efectos sísmicos.

Analizando el gráfico mostrado en la figura 111, podemos observar que prácticamente es solo el puente extradadosado el que presenta desplazamientos considerables mientras que los del puente atirantado son prácticamente nulos.

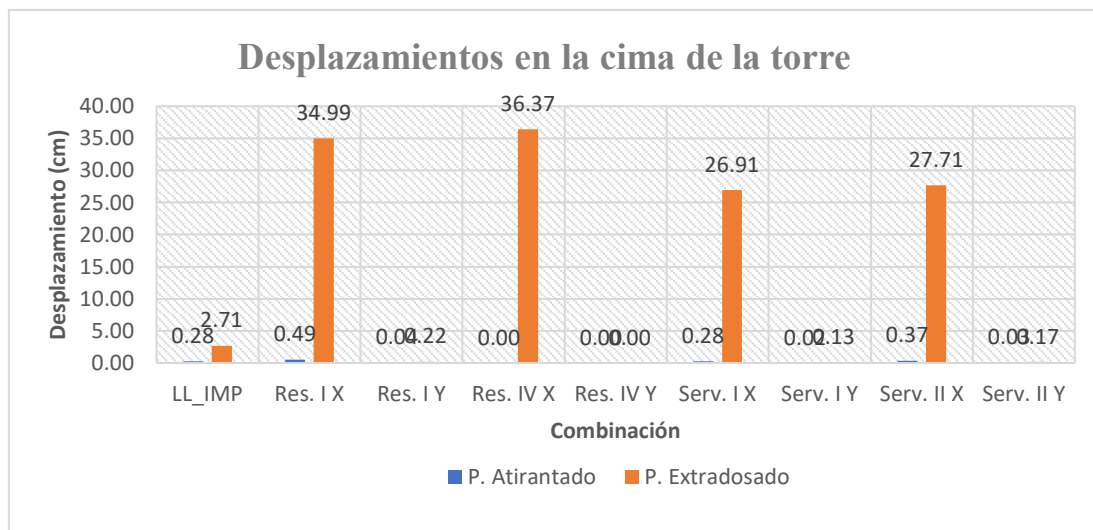


Figura 111: Desplazamientos en la cima de la torre. Fuente: Elaboración Propia.

Estos desplazamientos del puente extradosado se relacionan con los momentos que analizamos anteriormente, puesto que solo suceden en la dirección de análisis X mientras que en la dirección Y son igual de despreciables que los del puente atirantado. Hasta este punto se podría decir que el puente atirantado, al no tener sección variable en su tablero, y tener una torre más alta, presenta mayor estabilidad ante las cargas de gravedad y la carga viva móvil gracias a su uniformidad. De cierta manera, la sección variable y su torre recortada provocan que el puente extradosado pierda estabilidad ante cargas de gravedad, sin embargo, no significa que no resulte eficaz pues como ya vimos en el anterior análisis, esta configuración nos demanda menos capacidad al analizarla sísmicamente. Por lo tanto, procederemos a analizar los desplazamientos por efectos sísmicos en la cima de la torre.

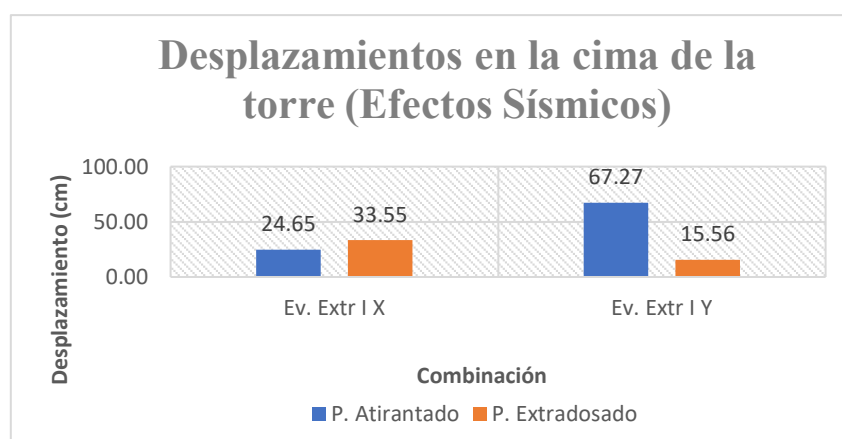


Figura 112: Desplazamientos en la cima de la torre considerando sismos. Fuente: Elaboración Propia.

Los resultados mostrados en la figura 112 nos indican lo siguiente:

En la dirección de análisis X es el puente extradosado el que muestra mayor desplazamiento, teniendo un valor de 33.55cm en comparación a los 24.65cm que presenta el puente atirantado. Esto significa que a pesar de que la torre es menos esbelta, es más susceptible a sufrir desplazamientos en esta dirección bajo los efectos sísmicos mientras que el puente atirantado se muestra más estable.

En la dirección de análisis Y es el puente atirantado el que presenta un desplazamiento mayor, con un valor de 67.27cm frente a los 15.56cm del puente extradosado. En este caso los desplazamientos son más razonables de acuerdo con las diferencias de alturas que tienen las torres, sin embargo, el desplazamiento de 67.27cm del puente atirantado aún puede ser considerado muy alto por lo que una solución sería aumentar el espesor de las paredes en la cima de la torre, pues recordemos que en esta zona la sección de la torre se convierte en hueca, de esta manera aumentaría su rigidez. Otra solución sería cambiar el tipo de torre, aumentar las dimensiones de la sección en la dirección Y o mejorar el arrostramiento en la cima.

Finalmente, procederemos a analizar las tensiones en los cables para las diferentes combinaciones de carga. Para este análisis se enumeraron los cables de izquierda a derecha con el fin de comprobar que las cargas resultantes son las mismas o muy similares en cada pareja de cables. De esta manera, las parejas de cables empezarían con los cables 1 y 10, los cuales serían los cables ubicados en los extremos; y terminarían con la pareja de cables 5 y 6 los cuales se corresponden a los tirantes más cercanos a la torre. Para poder apreciar mejor los resultados, se crearon las tablas mostradas en las tablas 13 y 14 para el puente atirantado y el puente extradosado respectivamente.

*Tabla 14: Tensiones en los cables del puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*

	$LL_{-}IM$ $P$	<i>Res. I</i>	<i>Res. IV</i>	<i>Serv. I</i>	<i>Serv. II</i>	<i>Ev. Extr I - X</i>	<i>Ev. Extr I - Y</i>
<b>Cable 1</b>	13.23	12,423.64	14,879.86	9,933.14	9,937.10	12,596.26	12,525.15
<b>Cable 2</b>	12.69	10,257.06	12,279.93	8,199.32	8,203.12	10,410.74	10,306.28
<b>Cable 3</b>	20.27	8,107.34	9,683.37	6,475.85	6,481.93	8,245.78	8,104.54
<b>Cable 4</b>	25.44	3,875.20	4,593.59	3,087.83	3,095.46	4,031.77	3,869.28
<b>Cable 5</b>	22.67	1,493.06	1,741.68	1,183.78	1,190.59	1,651.72	1,484.57

<b>Cable 6</b>	22.66	1,493.04	1,741.67	1,183.7 8	1,190.5 7	1,476.07	1,484.53
<b>Cable 7</b>	25.43	3,875.20	4,593.59	3,087.8 3	3,095.4 6	3,865.16	3,869.29
<b>Cable 8</b>	20.27	8,107.32	9,683.35	6,475.8 4	6,481.9 2	8,092.16	8,104.50
<b>Cable 9</b>	12.69	10,257.07	12,279.9 4	8,199.3 2	8,203.1 3	10,276.78	10,304.92
<b>Cable 10</b>	13.23	12,423.64	14,879.8 4	9,933.1 3	9,937.1 0	12,507.45	12,521.85

Tabla 15: Tensiones en los cables del puente Extradado. Fuente: Elaboración Propia.

	<i>LL_I MP</i>	<i>Res. I</i>	<i>Res. IV</i>	<i>Serv. I</i>	<i>Serv. II</i>	<i>Ev. Extr I -X</i>	<i>Ev. Extr I -Y</i>
<b>Cable 1</b>	146.58	11,078.31	12,979.5 9	8,799.6 5	8,843.6 2	11,010.9 4	11,103.1 7
<b>Cable 2</b>	141.52	8,353.85	9,713.11	6,616.9 2	6,659.3 8	8,283.28	8,331.60
<b>Cable 3</b>	168.18	4,222.55	4,698.50	3,300.5 1	3,350.9 7	4,128.07	4,182.24
<b>Cable 4</b>	136.83	3,351.70	3,723.77	2,619.3 5	2,660.3 9	3,285.13	3,278.02
<b>Cable 5</b>	88.35	1,636.08	1,773.42	1,270.6 3	1,297.1 4	1,577.92	1,577.88
<b>Cable 6</b>	88.19	1,637.66	1,775.65	1,271.9 6	1,298.4 2	1,587.32	1,586.16
<b>Cable 7</b>	136.68	3,358.54	3,732.32	2,624.8 9	2,665.8 9	3,278.50	3,289.08
<b>Cable 8</b>	166.76	4,223.22	4,702.32	3,301.6 4	3,351.6 6	4,122.47	4,218.34
<b>Cable 9</b>	141.06	8,319.27	9,672.59	6,589.4 6	6,631.7 7	8,240.78	8,358.17
<b>Cable 10</b>	146.63	10,932.48	12,804.2 3	8,682.7 9	8,726.7 8	10,840.0 9	10,879.2 3

Como podemos apreciar en las Tablas 13 y 14, todas las parejas de cables presentan valores iguales o muy cercanos tal como se esperaba puesto que es una configuración simétrica. Por lo tanto, para poder hacer la comparación entre ambos puentes, solo usaremos los cables del 1 al 5.

En este caso en particular, las combinaciones y sus resultados se presentan conjuntamente en un solo gráfico y no separando las combinaciones con influencia de cargas sísmicas

de las que no la tienen. Así pues, tenemos los siguientes gráficos para cada uno de los cables:

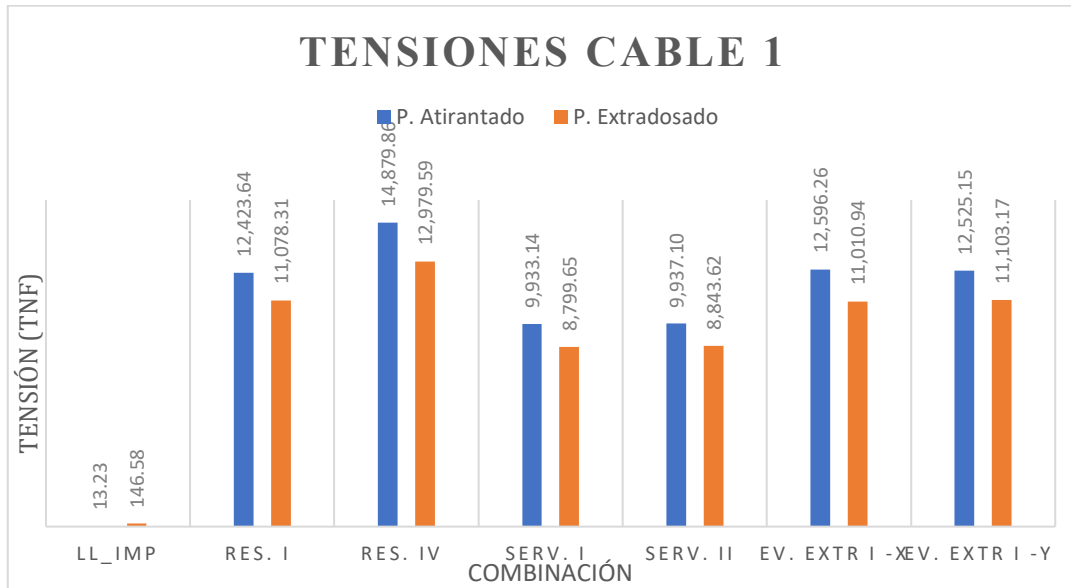


Figura 113: Tensiones en el Cable 1. Fuente: Elaboración Propia.

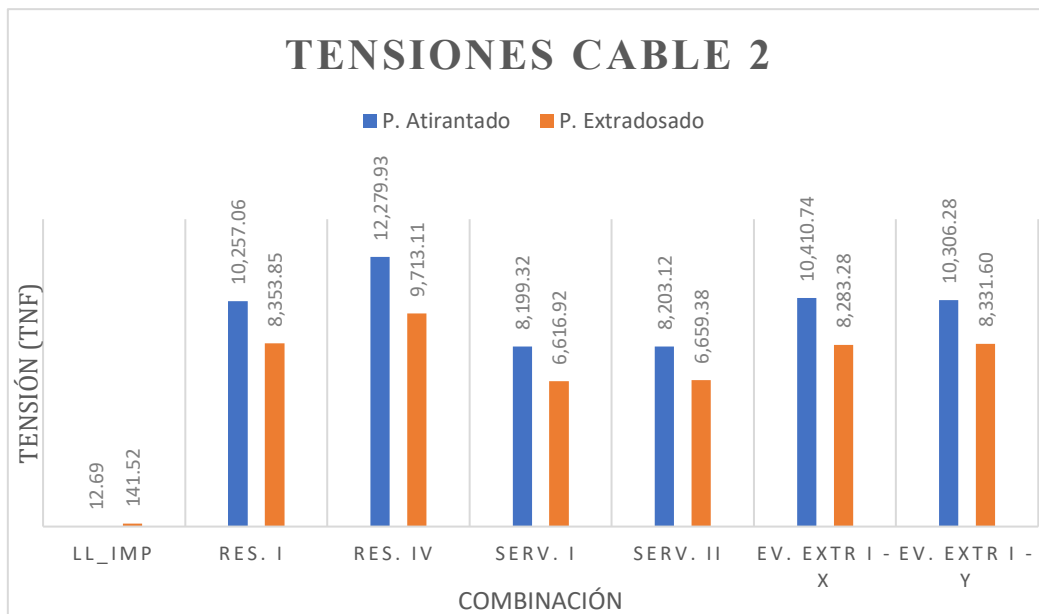


Figura 114: Tensiones en el Cable 2. Fuente: Elaboración Propia.

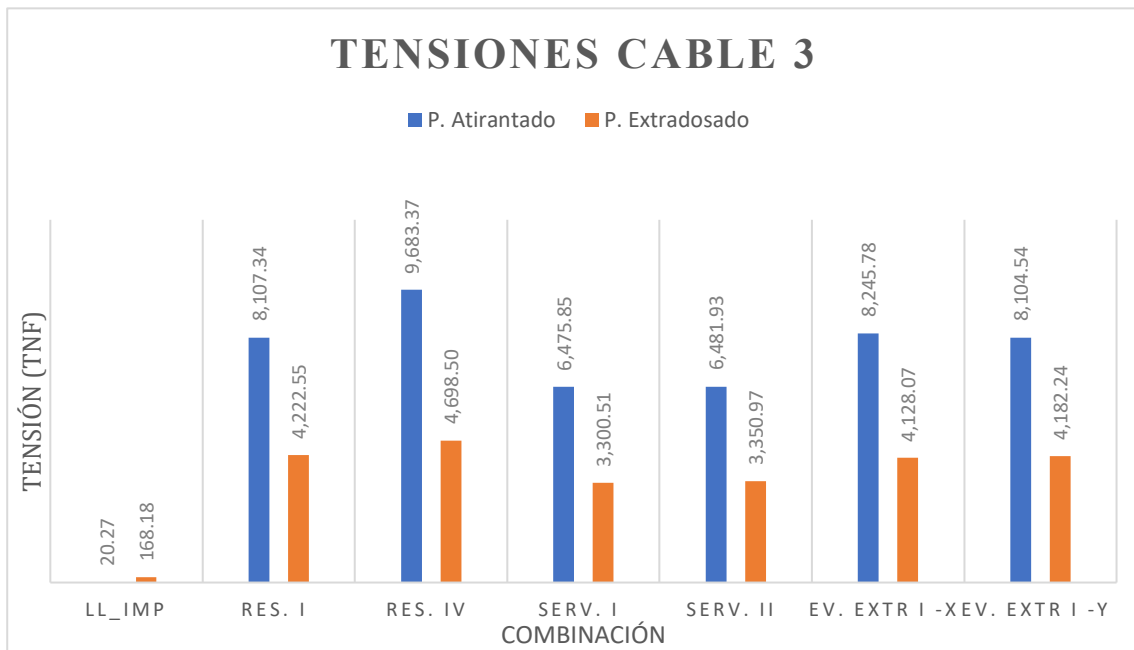


Figura 115: Tensiones en el Cable 3. Fuente: Elaboración Propia.

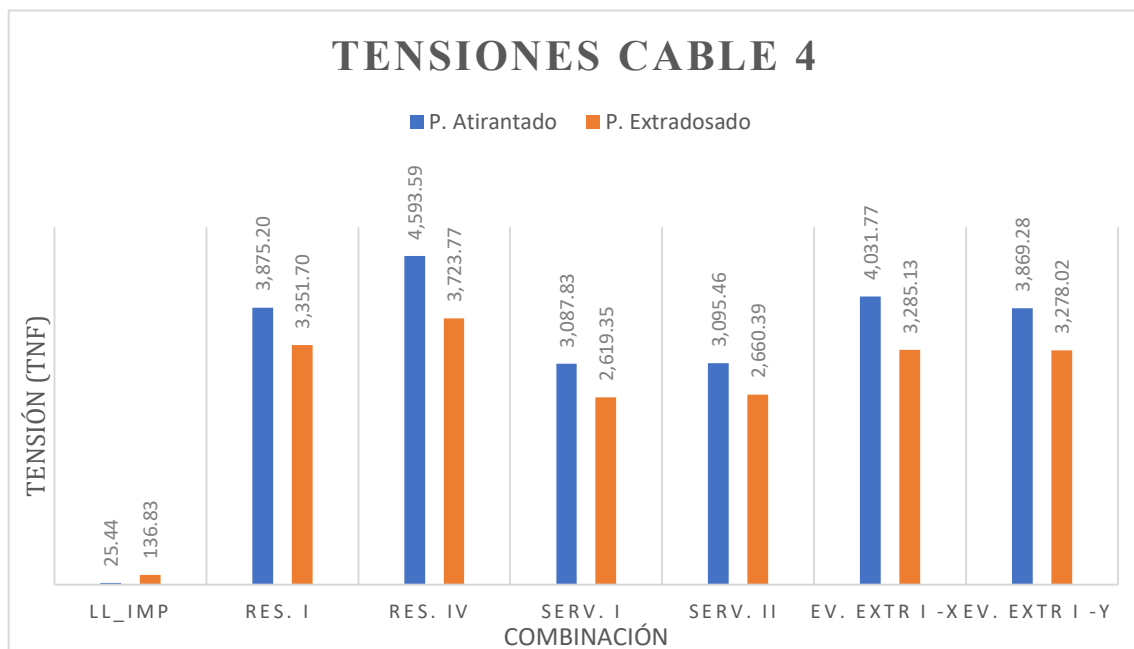
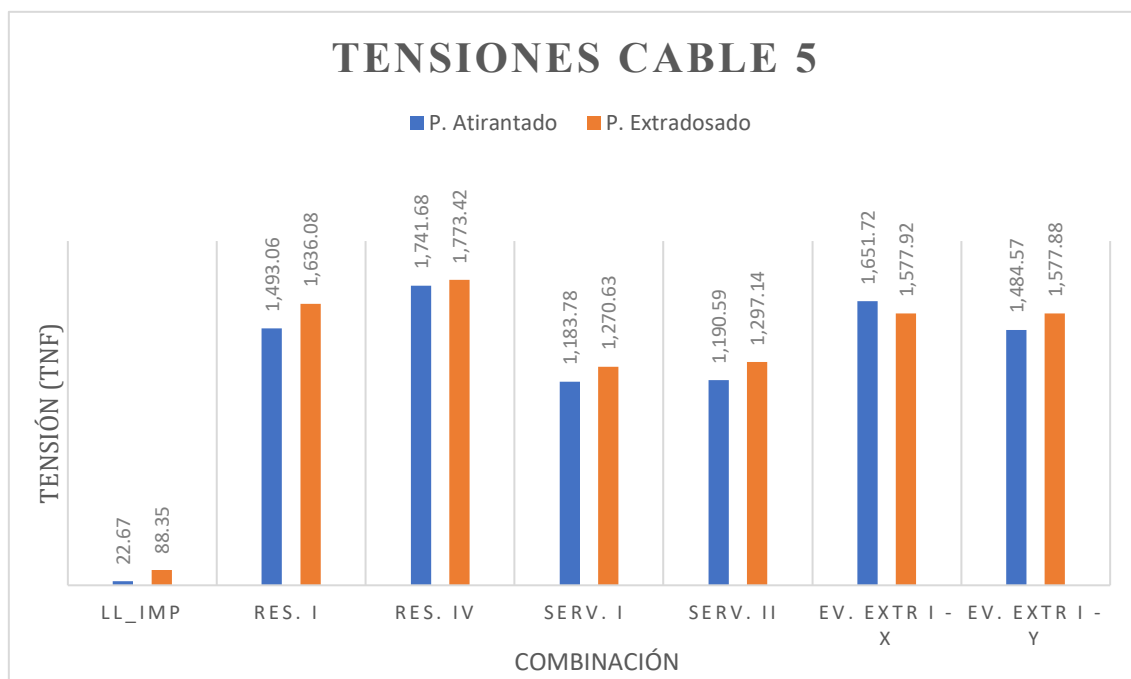


Figura 116: Tensiones en el cable 4. Fuente: Elaboración Propia.



*Figura 117: Tensiones en el Cable 5. Fuente: Elaboración Propia.*

Analizando los resultados en el cable 1, podemos observar que es claramente el más cargado ante las diferentes combinaciones de carga existentes con un valor de 14 879 Tnf en el puente atirantado, y de 12 979 Tnf en el extradado, ambos correspondientes a la combinación de Resistencia IV. El hecho de que el cable del puente atirantado esté más tensado es un resultado razonable puesto que es ambos cargan dovelas de las mismas dimensiones y con las mismas cargas, la única diferencia es que el cable del puente atirantado es más largo, por lo tanto, tendrá más carga debido a su propio peso, lo cual se ve reflejado en los resultados obtenidos.

En los cables del 2 al 4 los resultados nos indican lo mismo que el cable 1 mientras que en el cable 5 los resultados más altos los presenta el perteneciente al puente extradado. Esta variación se debe a que este cable soporta la dovela de sección variable, es decir, está soportando más carga muerta de la dovela pues es más pesada que las demás. Esta diferencia no es mucha con respecto al puente atirantado, pero sí es lo suficiente para tenerla en cuenta.

Analizando los resultados en forma general, nos damos cuenta de que las combinaciones predominantes para la fuerza de diseño de los cables son las de Resistencia IV, superando a la combinación de Evento Extremo I que incluye los efectos sísmicos. Entonces

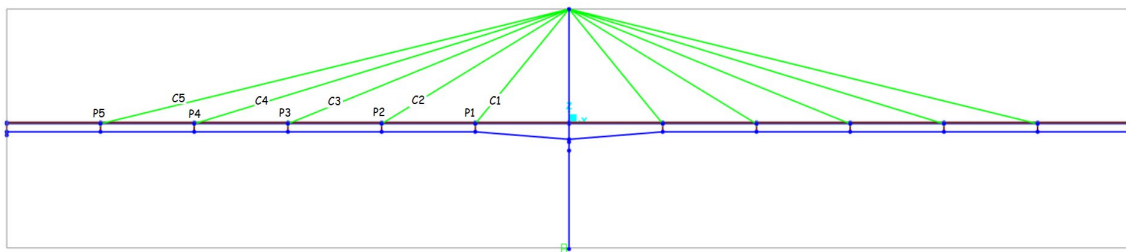
podríamos decir que, para estas configuraciones de puente, los cables son más exigidos por cargas de gravedad.

Analizando los resultados de todos los cables, se puede notar que la relación de tensión entre el cable 1 y el cable 5 es de aproximadamente 4 a 1, lo cual podría indicarnos que, en los cables más cercanos a la torre, no sería tan necesario utilizar la misma sección transversal que en los que se encuentran más lejos, de esta forma se podría economizar el proyecto.

### Resultados del análisis no lineal por secuencia constructiva

Los resultados de este análisis se enfocan en los cables de ambos puentes, se analizó las tensiones y las deflexiones en los puntos de anclaje a lo largo de la secuencia constructiva en la cual se van agregando los grupos de elementos estructurales tal como se explicó en el proceso de modelamiento y definición de parámetros para el análisis no lineal.

En primer lugar, analizaremos los resultados del puente extradadoso, para un mejor entendimiento de estos, se enumeró los cables y los puntos de anclaje a analizar según como se muestra en la figura 118.



*Figura 118: Enumeración de Cables y puntos de anclaje en puente extradadoso.  
Fuente: Elaboración Propia.*

A continuación, se ordenaron los datos en tablas las que se puede apreciar el escenario constructivo, el tiempo transcurrido y el valor de la deflexión o tensión según sea el caso. Entonces, para cada uno de los cables y puntos de anclaje se tiene las siguientes tablas:

Para el punto P1 y cable C1:

*Tabla 16:Deflexiones en el punto de anclaje P1 (Puente Extradado) . Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Point 346	
<b>iD</b> :	P1	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (mm)</b>
1	10	0.00
2	12	6.52
3	17	0.72
4	19	3.43
5	24	-2.71
6	26	-2.40
7	31	-5.67
8	33	-6.34
9	38	-6.46
10	40	-6.99
11	45	-6.44
12	47	-6.58
13	52	-6.74

*Tabla 17:Tensiones en el cable C1 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Frame 221	
<b>iD</b> :	C1	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	49.06
3	17	68.66
4	19	56.52
5	24	85.02
6	26	80.68
7	31	108.79
8	33	114.15
9	38	106.38
10	40	108.12
11	45	92.66
12	47	90.97
13	52	87.93

Para el punto P2 y cable C2:

*Tabla 18: Deflexiones en el punto de anclaje P2 (Puente Extradado) . Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Point 344	
<b>iD</b> :	P2	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (mm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	39.69
5	24	8.23
6	26	24.25
7	31	-6.41
8	33	-4.26
9	38	-17.75
10	40	-19.69
11	45	-22.52
12	47	-23.02
13	52	-24.27

*Tabla 19: Tensiones en el cable C2 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Frame 220	
<b>iD</b> :	C2	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	65.57
5	24	100.43
6	26	77.21
7	31	132.12
8	33	122.50
9	38	176.51
10	40	183.57
11	45	187.21
12	47	186.00
13	52	187.21

Para el punto P3 y cable C3:

*Tabla 20: Deflexiones en el punto de anclaje P3 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Point 342	
<b>iD</b> :	P3	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (mm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	76.23
7	31	2.19
8	33	27.79
9	38	-27.67
10	40	-23.56
11	45	-52.82
12	47	-55.00
13	52	-61.29

*Tabla 21: Tensiones en el cable C3 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Frame 219	
<b>iD</b> :	C3	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	94.90
7	31	155.71
8	33	122.99
9	38	202.61
10	40	187.46
11	45	263.88
12	47	268.63
13	52	286.58

Para el punto P4 y cable C4:

Tabla 22: Deflexiones en el punto de anclaje P4 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Point 336	
<b>iD</b> :	P4	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (mm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	98.50
9	38	-15.00
10	40	19.68
11	45	-69.22
12	47	-74.92
13	52	-91.67

Tabla 23: Tensiones en el cable C4 (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Frame 218	
<b>iD</b> :	C4	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	133.04
9	38	209.67
10	40	171.82
11	45	269.74
12	47	277.76
13	52	307.32

Para el punto P5 y cable C5:

*Tabla 24: Deflexiones en el punto de anclaje P5 (Puente Extradadosado. Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Point 334	
<b>iD</b> :	P5	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (mm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	0.00
9	38	0.00
10	40	119.27
11	45	-46.77
12	47	-56.26
13	52	-75.87

*Tabla 25: Tensiones en el cable C5 (Puente Extradadosado) . Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Frame 217	
<b>iD</b> :	C5	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	0.00
9	38	0.00
10	40	170.97
11	45	260.86
12	47	268.42
13	52	280.82

Analizando las deflexiones de los puntos P1 y P2 se pudo observar que no presentan valores considerables durante la secuencia constructiva, esto es esperado debido que estos 2 puntos de anclaje son los más cercanos al tramo de sección variable la cual tiene más

rigidez que el resto de las dovelas. Esta sección variable ocasiona que las vigas de los 2 primeros tramos tengan más capacidad para resistir los esfuerzos y al mismo tiempo disminuye la demanda sobre los cables C1 y C2 tal como se puede apreciar en la Figura 119 y 120.

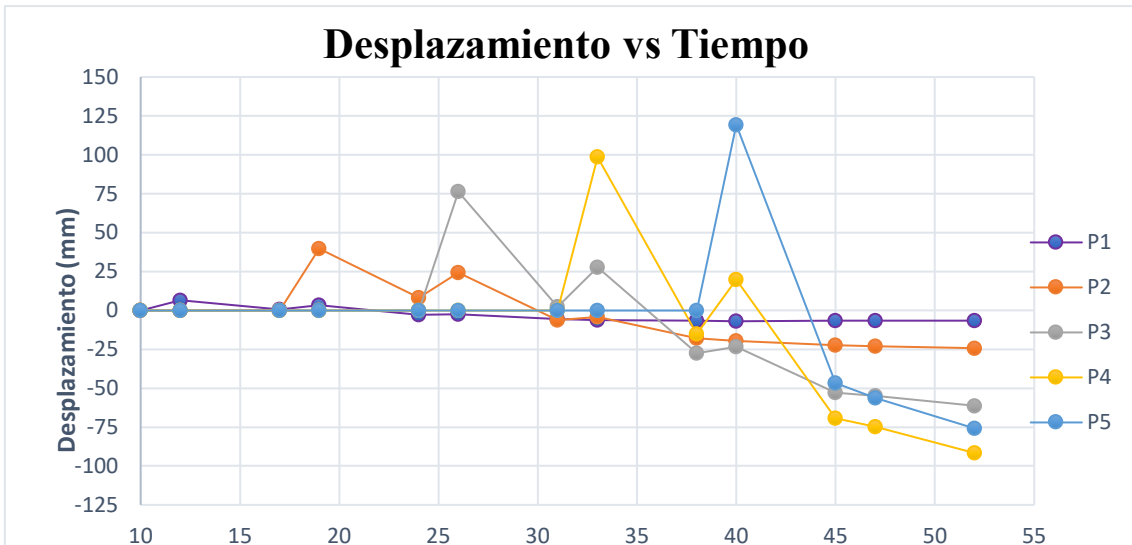


Figura 119: Desplazamiento de puntos de anclaje vs tiempo (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

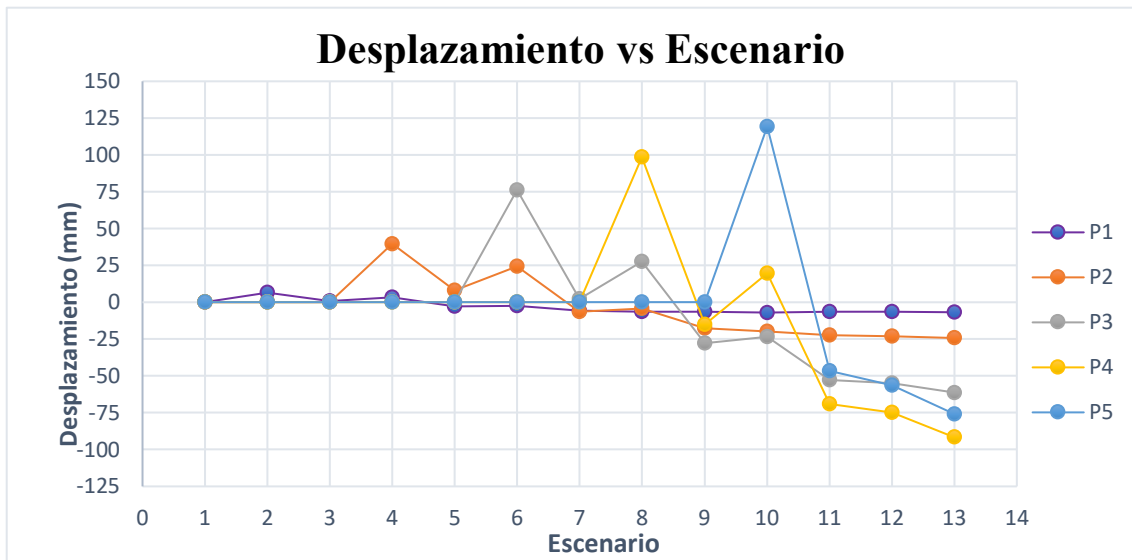


Figura 120: Desplazamiento de puntos de anclaje vs Escenario Constructivo (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

Observando los puntos P3, P4 y P5 se puede notar que estos sufren desplazamientos más considerables, siendo el mayor de ellos -91.67mm correspondiente al punto P4. Esta deflexión ocurre en el escenario constructivo final y no está muy lejos de las deflexiones

correspondientes a los puntos P3 y P5. El hecho de que la deflexión máxima ocurra en este punto era de esperarse, puesto que se encuentra en una posición donde no está cerca del apoyo del extremo ni del punto P2 que es donde aún se puede notar la influencia de la rigidez aportada por la sección variable utilizada en el primer tramo. Esta deflexión también se corresponde con la tensión máxima obtenida según la Figura 121 y 122 la cual le pertenece al cable C4.



Figura 121: Tensiones en Cables vs Tiempo (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

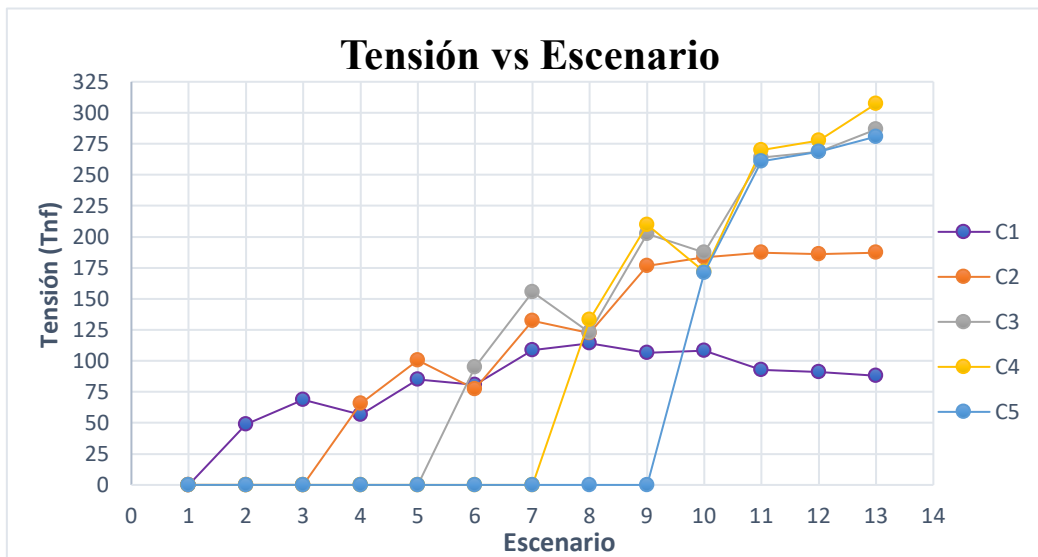


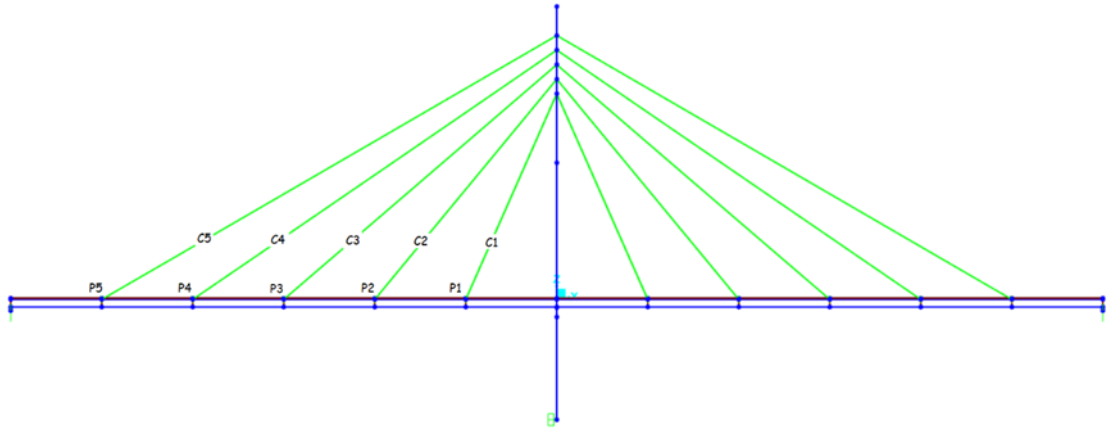
Figura 122: Tensiones en Cables vs Escenario Constructivo (Puente Extradado). Fuente: Elaboración Propia.

Analizando las deflexiones de todos los puntos en general, se observa la existencia de escenarios donde los desplazamientos son positivos, entre los cuales, los más notorios

ocurren en los escenarios constructivos 4, 6, 8 y 10. De acuerdo con la configuración de la secuencia constructiva utilizada, en estos escenarios se agregan las dovelas de los nuevos tramos a la estructura ya construida; por lo tanto, el desplazamiento positivo nos estaría indicando que el peso de la estructura existente y los desplazamientos en los puntos ya agregados previo a cada uno de estos escenarios dejan de ser despreciables, pues uno de los extremos de la dovela se conecta con la estructura ya construida mientras que el otro solo está sostenido por el cable que empieza a trabajar al mismo tiempo que la nueva dovela; estas deflexiones ya existentes es lo que genera que el extremo correspondiente a la nueva dovela se incremente de forma positiva para poder equilibrarse. Posterior a cada uno de los escenarios mencionados, podemos observar que el valor positivo del desplazamiento disminuye considerablemente a la vez que se asemejan entre ellos, este comportamiento también es de esperarse puesto que se corresponden con los escenarios donde se agrega el peso de las losas de concreto con las cuales las dovelas igualarían en peso a las ya agregadas con excepción de las que se agregaron en los escenarios 2 y 3 correspondientes a la sección de viga variable.

Finalmente analizamos los resultados de las tensiones en cada uno de los cables durante la secuencia constructiva. En la Figura 121 y 122 podemos apreciar que, al igual que en las deflexiones, los cables más tensados al final de la secuencia son los 3 últimos, es decir, los cables C3, C4 y C5 siendo el cable C4 el más cargado de los 3. Al igual que en el análisis de las deflexiones, en la gráfica de tensiones se puede observar que los valores suben y bajan de un escenario a otro; estas caídas de tensiones se observan de forma más notable en los escenarios 4, 6, 8 y 10 al igual que en los desplazamientos con la excepción de que, en este caso, los valores disminuyen. A pesar de esto los resultados son lógicos por el hecho de que en cada uno de estos escenarios se agregan un nuevo par de cables junto con las vigas metálicas; por ende, los cables agregados previamente en cada uno de estos escenarios ya no se soportarían todo el peso por ellos mismos.

Finalmente, analizaremos los resultados del puente atirantado, al igual que en el puente extradado, se enumeró los cables y los puntos de anclaje a analizar tal como se muestra en la figura 123.



*Figura 123: Enumeración de Cables y puntos de anclaje en Puente Atirantado. Fuente: Elaboración Propia.*

A continuación, se ordenaron los datos en tablas las que se puede apreciar el escenario constructivo, el tiempo transcurrido y el valor de la deflexión o tensión según sea el caso. Entonces, para cada uno de los cables y puntos de anclaje se tiene las siguientes tablas:

Para el punto P1 y cable C1:

*Tabla 26: Deflexiones en el punto de anclaje P1 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.*

<b>iD Bridge</b> :	Point 435	
<b>iD</b> :	P1	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (cm)</b>
1	10	0.00
2	12	-1.42
3	17	-1.92
4	19	-4.26
5	24	-4.91
6	26	-6.44
7	31	-6.86
8	33	-8.56
9	38	-8.87
10	40	-9.78
11	45	-9.97
12	47	-10.19
13	52	-10.31

Tabla 27: Tensiones en el cable C1 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Frame 342	
<b>iD</b> :	C1	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	179.54
3	17	232.82
4	19	579.57
5	24	651.81
6	26	858.27
7	31	885.81
8	33	1,061.87
9	38	1,041.39
10	40	1,094.30
11	45	1,058.88
12	47	1,073.84
13	52	1,065.83

Para el punto P2 y cable C2:

Tabla 28: Deflexiones en el punto de anclaje P2 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Point 441	
<b>iD</b> :	P2	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (cm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	-4.55
5	24	-5.93
6	26	-9.79
7	31	-10.89
8	33	-16.18
9	38	-17.20
10	40	-20.37
11	45	-20.96
12	47	-21.49
13	52	-21.72

Tabla 29: Tensiones en el cable C2 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

iD Bridge	Frame 341	
iD	C2	
Escenario	Días	Tensión (Tn)
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	434.77
5	24	567.89
6	26	993.07
7	31	1,093.16
8	33	1,659.59
9	38	1,727.62
10	40	2,041.28
11	45	2,060.57
12	47	2,107.12
13	52	2,112.61

Para el punto P3 y cable C3:

Tabla 30: Deflexiones en el punto de anclaje P3 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

iD Bridge	Point 443	
iD	P3	
Escenario	Días	$\delta$ (cm)
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	-6.30
7	31	-8.23
8	33	-18.97
9	38	-21.19
10	40	-28.12
11	45	-29.51
12	47	-30.44
13	52	-30.81

Tabla 31: Tensiones en el cable C3 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Frame 340	
<b>iD</b> :	C3	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b>Tensión (Tn)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	401.44
7	31	522.96
8	33	1,348.21
9	38	1,492.17
10	40	2,018.71
11	45	2,095.19
12	47	2,158.04
13	52	2,171.70

Para el punto P4 y cable C4:

Tabla 32: Deflexiones en el punto de anclaje P4 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

<b>iD Bridge</b> :	Point 445	
<b>iD</b> :	P4	
<b>Escenario</b>	<b>Días</b>	<b><math>\delta</math> (cm)</b>
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	-16.61
9	38	-20.32
10	40	-32.18
11	45	-34.75
12	47	-36.00
13	52	-36.48

Tabla 33: Tensiones en el cable C4 (Puentes Atirantados). Fuente: Elaboración Propia.

iD Bridge :	Frame 339	
iD :	C4	
Escenario	Días	Tensión (Tn)
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	822.59
9	38	1,006.98
10	40	1,669.44
11	45	1,791.31
12	47	1,853.56
13	52	1,867.41

Para el punto P5 y cable C5:

Tabla 34: Deflexiones en el punto de anclaje P5 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

iD Bridge :	Point 447	
iD :	P5	
Escenario	Días	$\delta$ (cm)
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	0.00
9	38	0.00
10	40	-16.53
11	45	-20.41
12	47	-21.68
13	52	-22.08

Tabla 35: Tensiones en el cable C5 (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

iD Bridge	Frame 338	
iD :	C5	
Escenario	Días	Tensión (Tn)
1	10	0.00
2	12	0.00
3	17	0.00
4	19	0.00
5	24	0.00
6	26	0.00
7	31	0.00
8	33	0.00
9	38	0.00
10	40	590.85
11	45	713.36
12	47	756.26
13	52	761.07

Analizando las deflexiones de los puntos, se pudo observar que todos presentan valores considerables durante la secuencia constructiva, desde que se agregan las primeras dovelas metálicas, las deflexiones en el punto P1 son mayores a 1cm; esto significa que, desde una primera instancia, los cables requieren un retensado para evitar este desplazamiento ya que no se puede considerar despreciable.

Al analizar de manera general los resultados, se pudo apreciar que las deformaciones van incrementándose progresivamente de tal forma que la máxima deformación obtenida es de -36.48cm, la cual ocurre al final de los 52 días, es decir, al escenario constructivo número 13, y le corresponde al punto P4. Este resultado era esperable pues el punto P4 junto al punto P3 son los que se encuentran en el centro de la luz entre el apoyo externo y la torre, por lo cual son más susceptibles a presentar una deflexión mayor y así se ve reflejado en la Figura 124 y 125 De igual manera, los resultados de deflexiones para los puntos cercanos a los apoyos se corresponden con lo esperable, siendo la deflexión del punto P1 el menor de todos al finalizar la secuencia, con un valor de -10.31cm.

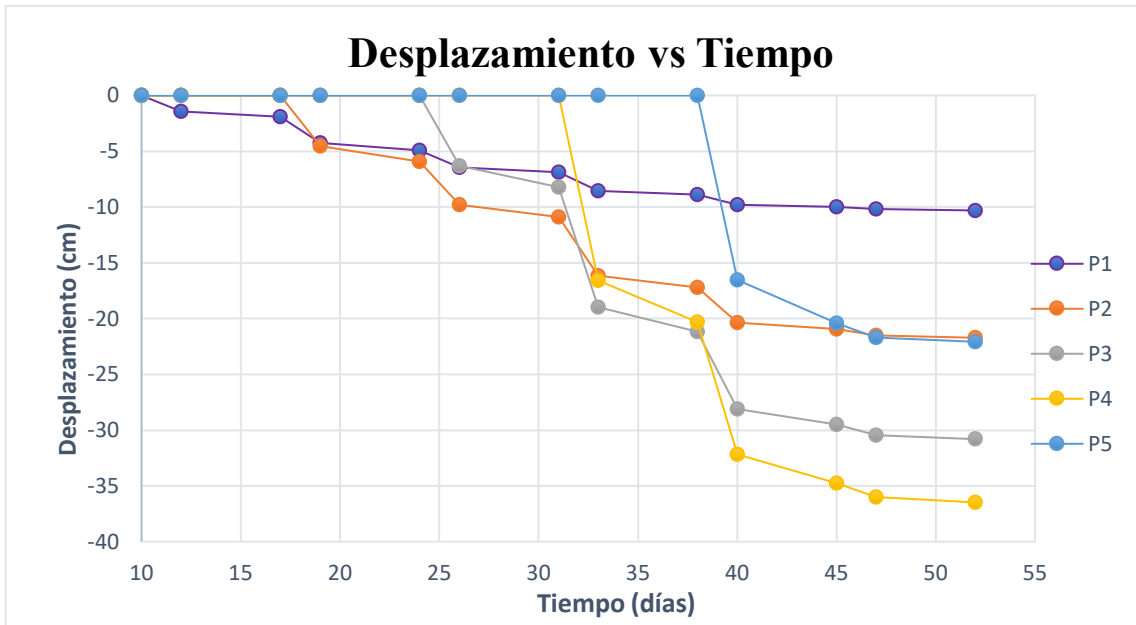


Figura 124: Desplazamiento de Puntos de Anclaje vs Tiempo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

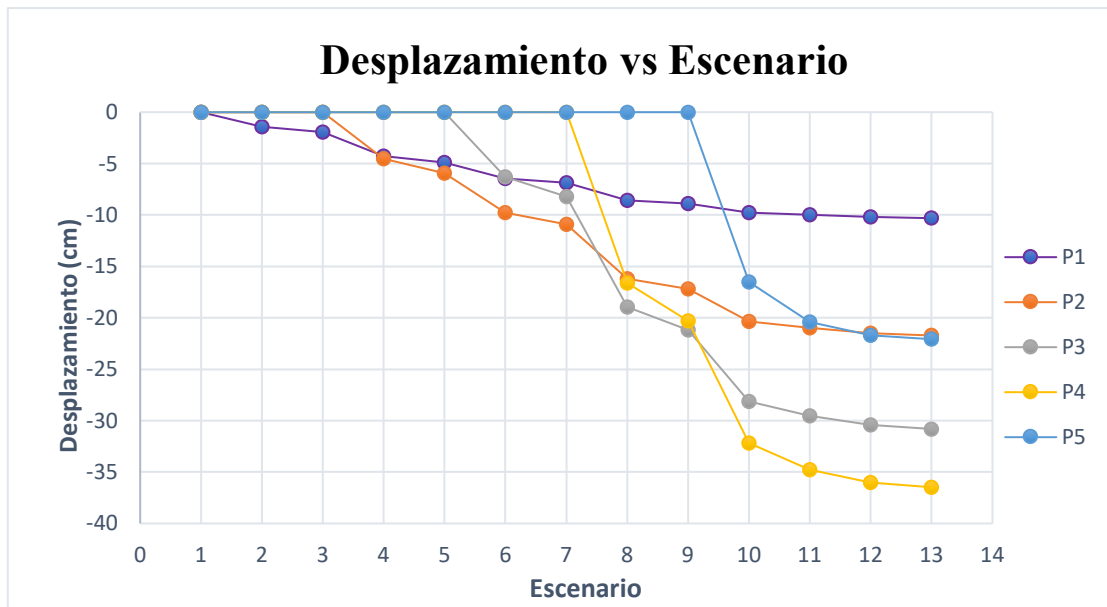


Figura 125: Desplazamiento de Puntos de Anclaje vs Escenario Constructivo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

Finalmente se analizó las tensiones en los cables, al igual que en las deformaciones, son los cables que se encuentra en el centro de la luz entre el apoyo exterior y la torre los que presentan los valores más altos tal como se puede apreciar en la Figura 126 y 127.

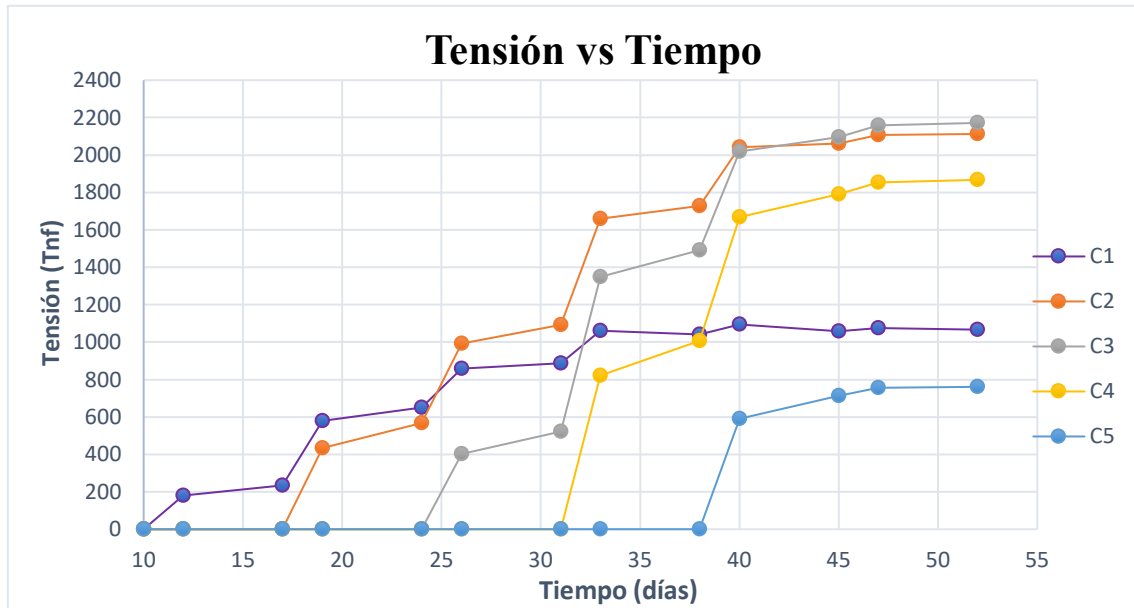


Figura 126: Tensión en los Cables vs Tiempo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

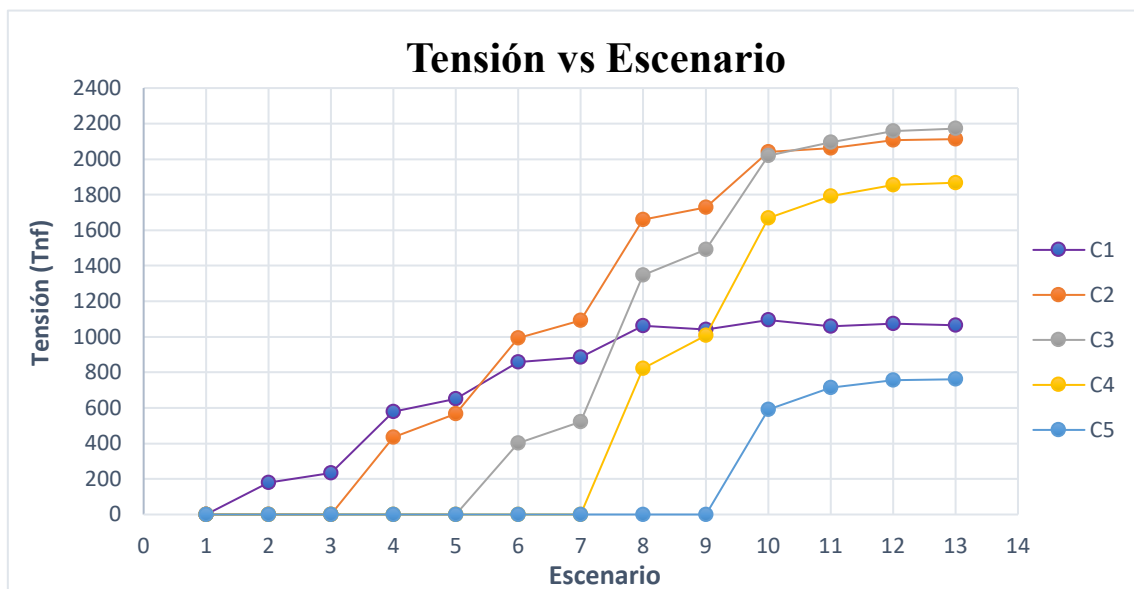


Figura 127: Tensión en los Cables vs Escenario Constructivo (Puente Atirantado). Fuente: Elaboración Propia.

De los gráficos anteriores, se pudo observar que los cables más tensados son precisamente los que se encuentran en la zona intermedia; sin embargo, el más cargado de ellos no es necesariamente el que se relaciona con el punto de anclaje que presenta la mayor deflexión. En este caso los cables más tensados al final de la secuencia constructiva son los cables C3 y C2, mientras que el cable C4 que es el que se asocia directamente al punto P4, el cual es el que presenta mayor deflexión, se encuentra en tercer lugar. La diferencia no es mucha, pero nos da a entender que, en este tipo de puente, las tensiones máximas en los cables no siempre dependen directamente del desplazamiento que sufre su punto de anclaje.

## Conclusiones

- Del análisis por combinaciones de carga se concluyó que es el puente atirantado el que responde mejor ante las cargas de gravedad y el puente extradado responde mejor bajo cargas sísmicas. Este resultado nos puede ayudar a escoger la configuración ideal del puente, dependiendo de la zona sísmica donde se encuentre el proyecto. Para nuestro ejemplo, la mejor configuración, teniendo en cuenta los efectos sísmicos, sería el puente extradado.
- En cuanto a las tensiones en los cables, se concluye que estos serán más exigidos bajo cargas de gravedad, puesto que las tensiones más altas en ambos tipos de puentes se corresponden con las combinaciones de Resistencia IV y Resistencia I; este hecho nos indica que para el diseño de cables no importa la zona sísmica, sino solo el peso por cargas de gravedad que tendrán que soportar. Sin embargo, recordemos que estos resultados se corresponden con la configuración de puente, el cual tiene 4 carriles de diseño que generan un ancho de 15.20m. Si la configuración de estos puentes se redujera a 2 o 3 carriles, es posible que las tensiones bajo cargas de gravedad se vean muy reducidas y sean superadas por las tensiones generadas en las combinaciones con efectos sísmicos.
- Si se tiene en cuenta aspectos económicos, el puente extradado resulta ser la mejor opción puesto que hay un gran ahorro al reducir la torre y por lo tanto también se reduce la longitud de los cables. Las únicas desventajas que presenta el puente extradado es por un lado la construcción de las vigas de sección variable, y por el otro, que es un poco inestable bajo cargas de gravedad, pues presenta desplazamientos y momentos elevados al ser evaluado en la dirección paralela al tráfico. Sin embargo, este problema no termina ser tan relevante pues la solución sería muy simple, ya sea aumentando un poco el acero, aumentando las dimensiones de la sección transversal en la dirección requerida o, en el caso de la cima de la torre, colocando un arriostamiento más rígido.
- Del análisis no lineal por secuencia constructiva se concluyó que es totalmente necesario tensar los cables después de cada escenario. En cuanto al puente extradado, la sección variable hace que el tablero en general tenga deflexiones menores que el puente atirantado; esto es un comportamiento esperable pues mientras más sección tienen un perfil, mayor es su resistencia a las deformaciones o a los momentos flectores.

- También se concluyó que el puente extradadosado es más tratable durante la secuencia constructiva, pues la sección variable ayuda a todas las otras dovelas evitando que se deformen o desplacen de la misma manera que el puente atirantado. En los datos y gráficos se puede apreciar que en las primeras fases constructivas del puente extradadosado, las deformaciones son bastante despreciables pues esta zona se ve influenciada más directamente por las vigas de sección variable.
- Adicional a lo anterior mencionado, se pudo concluir que, para una zona sísmica, como en nuestro caso, un puente extradadosado responde de forma más óptima, mientras que para zonas donde las demandas sísmicas no son tan altas, es mejor utilizar un puente atirantado pues es más equilibrado y responde de mejor manera ante las cargas de gravedad.
- Finalmente, del análisis no lineal se pudo concluir que en ambos puentes es necesario que se de un reajuste de tensiones en los cables en cada una de las etapas, de esta manera se podría evitar que existan deflexiones y esfuerzos no deseados debido al peso propio de la estructura, al momento de terminar la construcción.

## Recomendaciones

- Debido a la configuración particular de ambos puentes, es probable que, cambiando la zona sísmica o la configuración geométrica del puente, los resultados puedan ser diferentes y no se relacionen del todo con las conclusiones obtenidas en este ejemplo.
- Si se quisiera obtener resultados donde los efectos de “shrinkage” y “creep” en el concreto sean más notables, se recomienda utilizar puentes atirantados con sección tipo cajón de concreto armado. Al hacer esto, los resultados por análisis no lineal de secuencia constructiva se verían más alterados pues recordemos que estos son efectos dependientes del paso del tiempo.
- En el caso de usar menos carriles, y por ende reducir el ancho del tablero, se recomienda usar torres más clásicas en ambos tipos de puente, como pueden ser las torres tipo A o las torres tipo diamante. Al utilizar esta configuración, es posible que la respuesta de los cables y el tablero no sea exactamente la misma, pues la inclinación de los cables sería hacia adentro y puede generar momentos de torsión adicionales en el tablero.
- Si se quisiera ser más estricto en cuanto a la similitud de las configuraciones de cables en ambos tipos de puentes para su posterior comparación, se podría considerar usar un solo tipo de arreglo de cables, ya sea tipo abanico, semi abanico o en arpa; sin embargo, estos 2 últimos no son usuales en los puentes extradados, este es el motivo por lo que se optó por una configuración común como lo es el tipo abanico.

## Referencias

- [1] H. Cain y L. Arcos, «Evaluación Estructural y Funcional del Puente Cebadas, ubicado en el kilómetro 32 del tramo Guamote-Macas (Ruta E46), Aplicando la Metodología del Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (S.A.E.P.), para su rehabilitación y conservación,» UNCH, Riobamba, 2016.
- [2] M. Montenegro, «Infraestructura vial en desuso; Rehabilitación del puente del Chiche “Centro Floral Bailey”,» USFQ, Quito, 2014.
- [3] V. Huamani, «Estudio comparativo de diseños en puente colgante peatonal,» Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica, 2015.
- [4] G. Gago y J. Limache, «Análisis comparativo del comportamiento estructural entre un puente extradadosado y un puente atirantado de 220 metros de luz,» Universidad Ricardo Palma, Lima, 2019.
- [5] L. Zegarra, «Análisis y diseño de puentes colgantes,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2007.
- [6] R. Cisneros, «Diseño de puentes peatonales mediante el uso de cables de acero,» Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito, 2015.
- [7] M. Ortega y J. Pozo, «Análisis no lineal de cables y su aplicación para puentes atirantados y colgantes,» Universidad de Cuenca, Cuenca, 2014.
- [8] Benjumea, José; Suárez, Mario; Chio, Cho, «Comportamiento estructural de puentes extradadosados durante construcción por voladizos sucesivos,» *Revista EIA*, vol. 10, nº 20, pp. 111-125, 2013.
- [9] I. Garita y S. Madrigal, «Puente modular prefabricado para uso en caso de emergencias,» TEC, Costa Rica, 2003.
- [10] A. Rodríguez, Puentes con AASHTO - LRFD 2010, First Edition ed., vol. 1, Propia, 2012, p. 336.

- [11] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Norma Técnica de Madera E-010,» Grupo editorial Megabyte, Lima, 2016.
- [12] J. Trujillo, «Diseño de Puentes,» Universidad Industrial de Santander, Bogotá, 2009.
- [13] J. Barrantes, «Mejoramiento de la transitabilidad peatonal a través de un puente en el sector Juan Ríos, distrito de Chongoyape, Chiclayo, Lambayeque, 2015,» Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo, 2019.
- [14] J. Benjumea, G. Chio y E. Maldonado, «Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte,» *Revista ingeniería de construcción*, pp. 383- 398, 2010.
- [15] G. Chio, «Comportamiento Estructural y Criterios de Diseño de los Puentes con Pretensado Extradado,» Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2000.
- [16] Reglamento Nacional de Edificaciones, «Norma E.030 Sismoresistente,» Lima, 2018.
- [17] J. M. Benjumea Rovero, G. Chio Cho y E. Maldonado Rondón, «Puentes extradados: evolución y tendencias actuales,» *Tecnura*, 2012.
- [18] J. Agudelo, «Los puentes extradados. Orígenes, predimensionamiento y ventajas,» *Estructurando*, 2018.
- [19] G. Chio, E. Maldonado y J. Benjumea, «Comportamiento estructural y criterios de diseño de los puentes extradados: visión general y estado del arte,» *Revista ingeniería de construcción*, vol. 25, nº 3, pp. 383-398, 2010.
- [20] J. Torroja, J. De Villar, J. Gamino y Á. Mazariegos, «Origen e historia de los puentes extradados,» *ACHE*, 2015.
- [21] ASSHTO, «ASSHTO LRFD bridge design specifications,» American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C, 2017.
- [22] Ministerio de Transporte y Comunicaciones., «Manual de Puentes,» MTC, Perú, 2018.

- [23] A. MB Martins, L. MC Simoes y J. Hjo Negrao, «Optimization of cable-stayed bridges: A literature survey,» *Advances in Engineering Software*, 2020.
- [24] L. Zhang , G. Qiu y Z. Chen, «Structural health monitoring methods of cables in cable-stayed bridge: A review,» *Measurement*, 2021.
- [25] H. Svensson, «Cable Stayed Bridges, 40 Year of Experience Worldwide,» Berlin, 2012.
- [26] M. Troitsky, «Cable - Stayed Bridges, Theory and Design,» BSP Professional Books, 1988.
- [27] S. Chatterjee, *The Design of Modern Steel Bridges*, Blackwell Science, 2003.
- [28] ASTM, «ASTM A586 - 18: Standard Specification for Metallic-Coated Parallel and Helical Steel Wire Structural Strand,» ASTM Intenational, 2018.
- [29] ASTM, «ASTM A603: Standar Specification for Metallic-Coated Steel Structural Wire Rope,» ASTM International, 2019.
- [30] N. Gimsing y C. Georgakis, *Cable Supported Bridges, Concept and Design*, Chichester. John Wiley & Sons, 2012.
- [31] ASCE, «Guidelines for the Design of Cable-Stayed Bridges,» american Society of Civil Engineers, New York, 1992.
- [32] DSI, «Multi strand Star Cable Systems,» DYWIDAG, 2016.
- [33] Freyssinet, «HD Stay Cables,» 2016.
- [34] VSL, «Stay Cable Systems,» VSL , 2018.
- [35] B. Wei, Y. Zhuo, Z. Hu, S. Li, X. He y X. Chun, «Influence of site conditions on structural vulnerability of a super high three-tower cable-stayed bridge,» *Structures*, vol. 34, pp. 3882-3893, 2021.
- [36] S. Chai y X. Wang, «Simplified calculation method for deformation of multi-tower cable-stayed bridges with crossed cables,» *Engineering Structures*, vol. 181, pp. 354-361, 2019.

- [37] B. Wei, Z. Hu, X. He y L. Jiang, «System-based probabilistic evaluation of longitudinal seismic control for a cable-stayed bridge with three super-tall towers,» *Engineering Structures*, vol. 229, pp. 111-586, 2021.
- [38] P. Wang, T. Tang y H. Zheng, «Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods,» *Computers and Structures*, 2004.
- [39] L. Kaspar y J. Rowings, «Alternatives in the Design and Construction of Cable-Stayed Bridges,» *Transportation Research Record*, 1991.
- [40] A. Recupero, G. Longo y M. Granata, «Structural analysis of cable-stayed structures in the construction sequence of bridges built by cantilevering,» *International Journal of Bridge Engineering (IJBE)*, pp. 71-96, 2016.
- [41] R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia y J. Klein, «Cable Stayed Bridges,» Londres, 2003.
- [42] A. Aviram, K. Mackie y B. Stojadinovic, «Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California,» Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California., 2008.

## Anexos


**DECLARACIÓN JURADA**

Yo, **Montenegro ~~Ramirez~~ Adler Jordi**, de nacionalidad peruana; con documento nacional de identidad N° 76542721, domiciliado en la provincia de Chiclayo, PP II Tupac Amaru, calle Cuzco 185, estudiante de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, del curso de Proyecto de Tesis- Ciclo académico 2021-I DECLARO BAJO JURAMENTO que:

Verifiqué la no duplicidad del proyecto de tesis titulado: COMPARACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EXTRADOSADO Y PUENTE ATIRANTADO DE 150 METROS CON SECCIÓN COMPUESTA, EJEMPLO PRÁCTICO de verificarse que si existe el tema antes mencionado me pongo a plena disposición para las sanciones emitidas por la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo según corresponda.

*La verificación de la no duplicidad se realizó en la medida que se pudo por la coyuntura nacional debido al Covid19./*

Chiclayo, 09 de Junio del 2021

  
\_\_\_\_\_  
(firma)



Huella  
Dactilar