

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

Facultad de Ingeniería Civil



TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL

**“ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LOS PROCESOS DE DESMONTAJE Y MONTAJE DEL
PUENTE CHUPURO CON MÉTODOS DE LANZAMIENTO NO CONVENCIONALES”**

Para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

Elaborador por:

OMER CARLO AGUILAR LUNAREJO

ID:0009-0006-8964-6212

ASESOR:

ING. CÉSAR DANIEL ALVARADO CALDERON

ID:0009-0002-6301-4189

LIMA – PERÚ

2025

© 2025, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir el Trabajo de Suficiencia Profesional en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Aguilar Lunarejo, Omer Carlo

oaquilarl@uni.edu.pe

998 544 104

Dedicatoria

A mi querida madre, por todos sus sacrificios en bien mío y de mis hermanos

Agradecimiento

A las empresas CVVC S.A.C. y Grandes Cargas S.A., en especial al Ing. Luis Villena, por sus enseñanzas y apoyo en estos de trabajo conjunto.

Resumen

El lanzamiento de puentes, principalmente lanzamiento de superestructuras de acero, es una técnica de construcción ampliamente utilizada en nuestro país ya que, con los equipos y procedimientos adecuados, son procesos de construcción rápidos y seguros.

El presente trabajo desarrolla dos de estos procesos de lanzamiento de puentes para el caso del Puente Chupuro, como parte del proyecto “Construcción de Puentes por reemplazo en Ancash-Junín – Obra N°03”. Ambos tipos de lanzamiento de puentes son no convencionales por su uso en condiciones especiales, tanto el lanzamiento sobre cables como el lanzamiento con torre pescante.

Los dos primeros capítulos abordan la descripción de la problemática así como el desarrollo de los objetivos y la presentación de algunos antecedentes. Posteriormente se procede con una revisión de los conceptos teóricos sobre lanzamiento de puentes y diseño de estructuras de acero.

El tercer capítulo desarrolla los cálculos y consideraciones relacionados con el proceso de lanzamiento inverso y desmontaje del antiguo Puente Chupuro mediante el método de lanzamiento sobre cables concentrándose en la verificación de las estructuras tanto del puente como de los cables.

El cuarto capítulo presenta el procedimiento del lanzamiento del nuevo Puente Chupuro usando el lanzamiento con torre pescante, donde se realiza la verificación de estructuras definitivas, temporales y los cables que intervienen en el proceso constructivo.

El quinto capítulo describe el procedimiento llevado a cabo de manera gráfica incluyendo mediciones llevadas a cabo en campo que validan los modelos estructurales desarrollados. Finalmente se termina el trabajo con la presentación de conclusiones y recomendaciones.

Palabras clave: Puente, lanzamiento de puentes, análisis estructural, diseño en acero.

Abstract

Bridge launching, primarily the launching of steel superstructures, is a widely used construction technique in our country because, with the appropriate equipment and procedures, it is a fast and safe construction process.

This paper develops two of these bridge launching processes for the Chupuro Bridge, as part of the project "Construction of Replacement Bridges in Ancash-Junín – Project No. 3." Both types of bridge launching are unconventional due to their use in special conditions, both cable-stayed and davit-tower launching.

The first two chapters address a description of the problem, develop the objectives, and present some background information. This is followed by a review of the theoretical concepts on bridge launching and steel structure design.

The third chapter develops the calculations and considerations related to the reverse launching and dismantling process of the old Chupuro Bridge using the cable-launched method, focusing on the verification of both the bridge and cable structures.

The fourth chapter presents the launching procedure for the new Chupuro Bridge using a davit-tower launch, which verifies the permanent and temporary structures and the cables involved in the construction process.

The fifth chapter describes the procedure graphically, including field measurements that validate the developed structural models. The work concludes with the presentation of conclusions and recommendations.

Keywords: Bridge, bridge launching, structural analysis, steel design.

Índice

Resumen.....	iv
Abstract	v
Prólogo	xv
Capítulo I: Introducción	1
1.1 Generalidades.....	1
1.2 Planteamiento de la realidad problemática.....	2
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo General	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 Antecedentes investigativos	3
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	5
2.1 Marco teórico	5
2.1.1 Comportamiento de elementos tipo cables.....	5
2.1.2 Cargas concentradas sobre vigas de acero (patch loading).....	6
2.1.3 Diseño de elementos de acero sometidos a carga axial y flexión	9
2.2 Marco conceptual.....	16
2.2.1 Modelamiento estructural.....	16
2.2.2 Lanzamiento de Puente (Proceso Constructivo)	19
2.2.3 Métodos de lanzamiento sobre cables	21
2.2.4 Método de lanzamiento con torre pescante	22
Capítulo III: Desmontaje del puente Chupuro	26
3.1 Descripción de la estructura	26
3.2 Proceso de desmontaje	27
3.3 Modelamiento estructural.....	29
3.3.1 Geometría de los perfiles estructurales	31
3.3.2 Características de los materiales	32
3.3.3 Cargas y combinaciones consideradas	32
3.4 Verificación de elementos estructurales	32
3.4.1 Verificación de brida inferior	32
3.4.2 Verificación de montantes.....	36
3.4.3 Verificación de diagonales	40
3.5 Análisis y diseño de cables.....	44

3.5.1 Estabilidad de cámaras de anclaje	47
Capítulo IV: Montaje y lanzamiento del puente Chupuro	48
4.1 Descripción de la estructura	48
4.2 Proceso de montaje y lanzamiento	49
4.3 Modelamiento estructural.....	54
4.3.1 Geometría de los perfiles estructurales	56
4.3.2 Características de los materiales	57
4.3.3 Cargas y combinaciones consideradas	58
4.4 Verificación de elementos estructurales	58
4.4.1 Verificación de viga tirante	58
4.4.2 Cargas concentradas en viga tirante	63
4.4.3 Verificación de diagonales	65
4.4.4 Verificación de arco	68
4.4.5 Verificación de columna de torre pescante	70
4.5 Análisis y diseño de cables	73
4.5.1 Estabilidad de cámaras de anclaje	75
4.5.2 Diseño de piezas para anclaje de cables	75
Capítulo V: Ejecución de los proyectos en campo	76
5.1 Desmontaje del puente Chupuro	76
5.1.1 Vaciado de cámaras de anclaje	76
5.1.2 Montaje de cables	76
5.1.3 Lanzamiento inverso y desmontaje	78
5.2 Montaje y lanzamiento del puente Chupuro	79
5.2.1 Montaje de estructuras temporales	79
5.2.2 Montaje y lanzamiento típico	79
5.2.3 Montaje y lanzamiento con torre pescante	80
5.2.4 Descenso sobre estribo y fin de lanzamiento	81
Conclusiones	83
Recomendaciones	85
Referencias bibliográficas	86
Anexos	88

Lista de tablas

Tabla N° 1 Factores y combinaciones de carga en Servicio y Resistencia.....	32
Tabla N° 2 Propiedades geométricas de Brida Inferior	33
Tabla N° 3 Propiedades geométricas de Montante	37
Tabla N° 4 Propiedades geométricas de Diagonal	41
Tabla N° 5 Carga transmitida a cables y ubicación (por reticulado).....	45
Tabla N° 6 Factores y combinaciones de carga en Servicio y Resistencia.....	58
Tabla N° 7 Propiedades geométricas de Viga Tirante.....	59
Tabla N° 8 Propiedades geométricas de Diagonales	66
Tabla N° 9 Propiedades geométricas del Arco.....	69
Tabla N° 10 Propiedades geométricas del Arco.....	71

Lista de figuras

Figura N° 1 Lanzamiento del Puente Pichanaki – Región Junín	1
Figura N° 2 Lanzamiento del Puente Obraje – Región Ancash.....	1
Figura N° 3 Puente Chupuro durante prueba de carga	3
Figura N° 4 Geometría del cable por peso propio	5
Figura N° 5 Equilibrio de Fuerzas de Catenaria	5
Figura N° 6 Modelo de falla de elementos de acero ante cargas concentradas. Fuente: McCormac J., Csernak S. Structural Steel Design	7
Figura N° 7 Esquema de Fluencia local del alma. Fuente: McCormac J., Csernak S. Structural Steel Design	7
Figura N° 8 Elemento tipo barra.	17
Figura N° 9 Elemento tipo viga. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures	17
Figura N° 10 Elemento tipo Shell. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures	18
Figura N° 11 Elemento tipo sólido. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures.....	18
Figura N° 12 Lanzamiento incremental del Viaducto Barbantiño – España. Fuente: BBR PTE.....	19
Figura N° 13 Lanzamiento del Puente Yanayacu – Región Huánuco	20
Figura N° 14 Lanzamiento con nariz - Puente Cusipata – Región Cusco	20
Figura N° 15 Esquema del sistema de lanzamiento sobre cables	21
Figura N° 16 Lanzamiento del Puente Pampamarca	22
Figura N° 17 Esquema del lanzamiento con torre pescante	23
Figura N° 18 Vigas metálicas para el lanzamiento de vigas postensadas – Puente Chavini.....	23
Figura N° 19 Lanzamiento de vigas metálicas mediante torre pescante – Puente Cubantía	24
Figura N° 20 Lanzamiento de vigas metálicas mediante torre pescante – Puente Chavini	24
Figura N° 21 Lanzamiento del Viaducto Lanjarón con torre pescante	25
Figura N° 22 Vista en elevación, planta y sección transversal del antiguo Puente Chupuro.....	26
Figura N° 23 Antiguo Puente Chupuro	27
Figura N° 24 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 0	27
Figura N° 25 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 1	28
Figura N° 26 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 2	28
Figura N° 27 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 3	28

Figura N° 28 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 4	29
Figura N° 29 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 5	29
Figura N° 30 Modelo estructural del antiguo puente Chupuro.....	29
Figura N° 31 Modelo estructural del proceso de desmontaje	30
Figura N° 32 Modelo estructural de los cables	31
Figura N° 33 Secciones de perfiles metálicos	31
Figura N° 34 Etapa crítica para bridas inferiores.....	33
Figura N° 35 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=20.65$ tonf-m	33
Figura N° 36 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-18.57$ tonf (compresión)	33
Figura N° 37 Etapa crítica para montantes.....	36
Figura N° 38 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=0.18$ tonf-m	36
Figura N° 39 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-28.62$ tonf (compresión)	37
Figura N° 40 Etapa crítica para diagonales	40
Figura N° 41 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=1.61$ tonf-m	40
Figura N° 42 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-17.04$ tonf (compresión)	41
Figura N° 43 Sistema de cables para el desmontaje del Puente Chupuro.....	44
Figura N° 44 Esquema de carga transmitida a cables (por reticulado)	45
Figura N° 45 Modelo de cables con carga (por reticulado)	46
Figura N° 46 Carga máxima en cables $T=71.52$ tonf	46
Figura N° 47 Vista en elevación, planta y sección transversal del nuevo Puente Chupuro	48
Figura N° 48 Propuesta para montaje del Puente Chupuro (Uso de falso puente en arco)	49
Figura N° 49 Muro pre-inca en la margen derecha del rio.....	50
Figura N° 50 Lanzamiento mediante torre pescante Puente Chupuro	50
Figura N° 51 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 0.....	51
Figura N° 52 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 1.....	51
Figura N° 53 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 2.....	52
Figura N° 54 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 3.....	52
Figura N° 55 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 4.....	52
Figura N° 56 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 5.....	53
Figura N° 57 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 6.....	53
Figura N° 58 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 7	53
Figura N° 59 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 8.....	54
Figura N° 60 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 9.....	54
Figura N° 61 Modelo estructural del lanzamiento del puente Chupuro	54

Figura N° 62 Modelo estructural del proceso de montaje y lanzamiento (a)	55
Figura N° 63 Modelo estructural del proceso de montaje y lanzamiento (b)	56
Figura N° 64 Secciones de perfiles metálicos	57
Figura N° 65 Etapa crítica para vigas tirante	58
Figura N° 66 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=155.32$ tonf-m	59
Figura N° 67 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-25.16$ tonf (compresión)	59
Figura N° 68 Apoyos giratorios en viga tirante	63
Figura N° 69 Reacciones en R1, $R_{\text{máx}}=163.7$ tonf.....	64
Figura N° 70 Etapa crítica para diagonales	65
Figura N° 71 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=1.98$ tonf-m	65
Figura N° 72 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-87.26$ tonf (compresión)	65
Figura N° 73 Etapa crítica para arcos.....	68
Figura N° 74 Momentos flectores M_x en R1, $M_{\text{máx}}=37.93$ tonf-m.....	68
Figura N° 75 Momentos flectores M_y en R1, $M_{\text{máx}}=20.32$ tonf-m.....	68
Figura N° 76 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=22.22$ tonf (tracción)	69
Figura N° 77 Etapa crítica para torre pescante	71
Figura N° 78 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=1.62$ tonf-m	71
Figura N° 79 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}}=-31.64$ tonf (compresión)	71
Figura N° 80 Grupos de cables para el lanzamiento del Puente Chupuro	74
Figura N° 81 Fuerzas axiales en cables (tonf).....	75
Figura N° 82 Vaciado de cámaras de anclaje de cables	76
Figura N° 83 Montaje de cables de presfuerzo	77
Figura N° 84 Apoyo de superestructura sobre cables	77
Figura N° 85 Lanzamiento inverso del Puente Chupuro	78
Figura N° 86 Finalización del desmontaje del antiguo Puente Chupuro	78
Figura N° 87 Montaje de torre pescante y cables de retenida.....	79
Figura N° 88 Montaje y lanzamiento típico del puente Chupuro	79
Figura N° 89 Montaje de castillos temporales para soporte de arco	80
Figura N° 90 Montaje de retenida del puente	80
Figura N° 91 Montaje de cables de tiro del puente.....	80
Figura N° 92 Lanzamiento mediante torre pescante	81
Figura N° 93 Operación del cable de tiro mediante bombas hidráulicas.....	81
Figura N° 93 Fin del lanzamiento y posicionamiento final del puente	82

Lista de símbolos y siglas

A :	Área encerrada dentro de los ejes de las placas
A_g :	Área bruta de la sección
A_n :	Área neta de la sección
b :	Ancho de plancha
b_f :	Ancho de ala
c :	Punto más bajo de la curva de un cable
C :	Ratio entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte
C_b :	Modificador de gradiente de momento
C_r :	Coeficiente para cálculo de capacidad por pandeo lateral de alma
C_w :	Constante torsional de alabeo
d :	Peralte de la sección de acero
D :	Peralte del alma
D_c :	Profundidad del alma en compresión en el rango elástico
E :	Módulo de elasticidad del material
F_{cr} :	Esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico
F_u :	Esfuerzo de rotura a tensión de acero estructural
F_y :	Esfuerzo de fluencia de acero estructural
G :	Módulo de elasticidad al corte para acero
h :	Distancia libre entre alas sin contar filetes de soldadura
I :	Momentos de inercia alrededor del eje de análisis
J :	Constante torsional de St. Venant
k :	Distancia de la cara externa del ala con carga concentrada al extremo del filete de soldadura en el alma
K :	Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo

l :	Longitud no arriostrada en plano de pandeo
L_b :	Longitud no arriostrada
L_p :	Límite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia nominal a flexión
L_r :	Límite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia en cualquiera de las alas bajo flexión uniforme
M_p :	Momento plástico
M_r :	Resistencia factorizada a la flexión
M_u :	Solicitud de momento factorado
M_y :	Momento de fluencia
M_{yc} :	Momento de fluencia con respecto al ala en compresión
N :	Longitud de apoyo
P_e :	Resistencia critica al pandeo elastico
P_n :	Resistencia nominal a la compresión
P_{ny} :	Resistencia nominal a la tensión para fluencia en la sección bruta
P_u :	Solicitación axial debido a cargas factorizadas
P_0 :	Resistencia nominal a la fluencia equivalente
Q :	Factor de reducción por esbeltez
r_s :	Radio de giro alrededor del eje normal al plano de pandeo
r_t :	Radio de giro efectivo para el pandeo lateral torsional
R_n :	Resistencia nominal para carga concentrada
R_p :	Factor de reducción para agujeros
R_{pc} :	Factor de plastificación de alma
R_{pt} :	Factor de plastificación de alma
R_u :	Carga concentrada ultima o reacción de apoyo ultima
s :	Longitud de cable

S :	Módulo de sección elástico
t_f :	Espesor de ala de la sección
t_w :	Espesor de alma de la sección
T :	Fuerza de tensión en cable
T_0 :	Fuerza de tensión mínima en cable
U :	Factor de reducción que considera el retraso del corte
V_{cr} :	Resistencia al pandeo por corte
V_n :	Resistencia nominal al corte
V_p :	Fuerza de corte plástica
V_u :	Fuerza cortante en el alma por cargas factoradas
x :	Coordenada en el eje de las abscisas
y :	Coordenada en el eje de las ordenadas
Z :	Módulo de sección plástico
θ :	Ángulo de inclinación
λ_f :	Ratio de esbeltez del ala
λ_{pf} :	Límite de ratio de esbeltez para ala compacta
λ_{rf} :	Límite de ratio de esbeltez para ala no compacta
ϕ :	Factor de reducción de resistencia
ω :	Carga por unidad de longitud

Prólogo

El presente Trabajo de Suficiencia Profesional (TSP) presenta la experiencia en gabinete y campo del autor en el proceso de desmontaje y lanzamiento del Puente Chupuro, en la región Junín, desde el punto de vista del análisis estructural.

Durante el desarrollo de los diferentes capítulos se presentan los casos de estudio, las razones por las que se escogieron dichos métodos de construcción, el análisis estructural de los elementos involucrados en cada caso y mediciones de equipos llevadas a cabo en campo.

Finalmente se presentan las conclusiones y recomendaciones, que muestran las ventajas y desventajas de los métodos de construcción estudiados y analizados, siendo el principal propósito, el difundir métodos no convencionales de construcción de puentes.

Por lo anteriormente mencionado, el presente documento se presenta como una guía y/o referencia para futuros trabajo de investigación en el área de lanzamiento de puentes, diseño de puentes y en general, sobre métodos constructivos de puentes.

Asesor

Capítulo I: Introducción

1.1 Generalidades

El lanzamiento de puentes en un método constructivo de la superestructura de puentes ampliamente utilizado en nuestro país, principalmente para puentes que son de estructura metálica (ver Figura N° 1) como pueden ser puentes reticulados (Tipo Warren, etc.), puentes en arco de tablero inferior, puente de sección compuesta (con vigas de acero de alma llena, vigas tipo cajón, etc.), e incluso, dada la necesidad, para puentes con vigas de concreto armado (ver Figura N° 2). De manera general, el lanzamiento es un método constructivo aplicable a puentes con elementos longitudinales que ayuden a desplazar a toda la superestructura. También es importante mencionar que es un método aplicable a trazos tanto recto como curvos si se adecuan correctamente los dispositivos de apoyo y de tiro.



Figura N° 1 Lanzamiento del Puente Pichanaki – Región Junín



Figura N° 2 Lanzamiento del Puente Obraje – Región Ancash

En el Perú se ha aplicado esta técnica desde hace varias décadas, en épocas anteriores se utilizaban técnicas de tiro o empuje rudimentarias (por ejemplo, el uso de cargadores frontales o maquinaria pesada similar) pero en los últimos años se ha venido implementado el uso de equipos más adecuados como tirsos, gatos hidráulicos, apoyos de rodillos, apoyos de teflón, apoyos giratorios, etc.

En este contexto, en el presente trabajo se mostrarán las consideraciones y cálculos estructurales a tener en cuenta en los proyectos de lanzamiento de puentes y de manera más específica para los lanzamientos sobre cables y lanzamientos con torre pescante para el Puente Chupuro.

1.2 Planteamiento de la realidad problemática

El Perú es un país con una geografía montañosa por la existencia de la Cordillera de los Andes, esto genera que muchas de vías principales y secundarias presenten trazos que cruzan ríos, quebradas y cañones que solamente son superables mediante la construcción de puentes de diferentes materiales y tipologías según la necesidad que requiera el cruce.

Una buena parte de estas estructuras no presentan grandes dificultades al momento de construirlas o erigirlas ya que los puentes de concreto armado, concreto presforzado y acero presentan diversos métodos de montaje y lanzamiento ampliamente utilizados en el país durante décadas. Entre los métodos de construcción más utilizados tenemos el uso de falsos puentes, lanzamiento sobre torres de apeo temporales, montaje con uso de grúas, etc. Estos métodos no son complejos de ejecutar por la accesibilidad y facilidad para instalar estructuras temporales y realización de maniobras. El cálculo estructural tampoco se complica excesivamente ya que las estructuras a evaluar no son masivas ni complejas y generalmente se hacen análisis en el rango lineal-elástico.

El montaje y lanzamiento de puentes sobre grandes depresiones o sobre ríos profundos con laderas empinadas, sin embargo, pueden ser en muchas ocasiones un gran reto ya que la ejecución de estructuras temporales sobre el cauce sería poco viable por la gran altura y peso que deberían tener dichas estructuras, sin mencionar la poca capacidad portante que podría presentar el terreno en el cauce lo que se traduce en cimentaciones de considerables dimensiones. Para este tipo de condiciones existen métodos de montaje y lanzamiento que se ajustan más adecuadamente a cada proyecto en general, dentro de estos podemos mencionar el lanzamiento de puentes sobre cables, lanzamiento de vigas postensadas con ayuda de vigas de acero, lanzamiento con torre pescante, montaje sobre falso puente en arco, montaje, montaje con torres y cables (sistema colgante), entre otros.

En el contexto explicado se desarrollarán en el trabajo de suficiencia, los proyectos de desmontaje, montaje y lanzamiento del Puente Chupuro (ver Figura N° 3), región de Junín, desarrollados entre los años 2019 y 2020, centrándose en el área del análisis estructural de los métodos planteados; y como su aplicación conllevó a concluir exitosamente el proyecto general, además de haber aplicado un sistema de lanzamiento nuevo en el país.



Figura N° 3 Puente Chupuro durante prueba de carga

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Mostrar el análisis estructural de los métodos no convencionales en el proceso de desmontaje, montaje y lanzamiento del Puente Chupuro (puente antiguo tipo reticulado de acero y puente definitivo tipo arco de acero de tablero inferior) demostrando su viabilidad y aplicabilidad de manera segura en la construcción de puentes en el país.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Presentar las consideraciones y cálculos estructurales correspondientes al desmontaje de Puente Chupuro (existente) mediante el método de lanzamiento inverso sobre cables de acero de presfuerzo.
- Presentar las consideraciones y cálculos estructurales correspondientes al montaje y lanzamiento de Puente Chupuro (definitivo) mediante el método de lanzamiento con torres pescante.

1.4 Antecedentes investigativos

Mendiburu (1994) muestra, en su tesis “Técnicas de Lanzamientos de puentes”, las diferentes alternativas para realizar el lanzamiento de un puente en nuestro país, en dicho

trabajo se estudian tres técnicas de lanzamiento: el uso de nariz de lanzamiento, uso de apoyos intermedios y lanzamiento con cables, cada sistema se analiza desde el punto de vista constructivo, estructural y económico.

Morales (2016) realiza, en su tesis “Diseño estructural de puentes de armaduras metálicas tipo Warren según Manual de Puentes MTC-2016”, el diseño de nueve puentes tipo reticulado Warren, dentro de su caso de estudio de diseño se incluye el análisis estructural de lanzamiento de uno de los puentes con luz de 80m, en dicho trabajo se consideró un lanzamiento convencional con apoyos intermedios sobre el cauce.

Chávez (2017) describe, en su trabajo de suficiencia profesional “Instalación de puentes modulares en la región Cusco”, los métodos de lanzamiento de puentes modulares, donde destaca a los más conocidos que son lanzamiento por voladizo y lanzamiento con apoyos intermedios, además incluye consideraciones en seguridad, procedimiento y controles a llevar a cabo durante estas operaciones. Se menciona también el nivel de fuerza requerido para el frenado y empuje de la estructura en términos del peso del puente variando entre un 5% y 15%.

Loaiza et al. (2017) investigan, en el trabajo “Influence of bearing length on the patch loading resistance of multiple longitudinally stiffened webs”, la influencia de la longitud de apoyo de almas rigidizadas longitudinalmente para el caso de lanzamiento incremental, dicho reforzamiento con múltiples rigidizadores, indican, no ha recibido mucha atención en las investigaciones. El estudio paramétrico concluye indicando que la resistencia no solo se ve influenciada por la presencia de múltiples rigidizadores longitudinales, si no también por la longitud de apoyo.

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

2.1 Marco teórico

2.1.1 Comportamiento de elementos tipo cables

Los elementos tipo cable han sido ampliamente utilizados en diferentes tipos de estructuras entre puentes atirantados, puentes colgantes, puentes en arco, etc. Sin embargo, una característica de estos elementos, que dificulta su modelamiento, es su comportamiento altamente no lineal. La no-linealidad geométrica de estos elementos se da debido a su alta flexibilidad, por lo tanto, se tienen grandes deflexiones. En el análisis estructural, cuando las deformaciones son grandes es necesario considerar el equilibrio en estados deformados.

Los cables siguen la forma de la catenaria cuando actúa el peso propio, veamos a continuación, la formulación de la catenaria (ver Figura N° 4) para el cálculo de fuerzas.

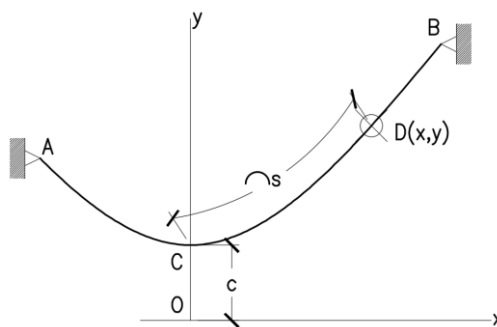


Figura N° 4 Geometría del cable por peso propio

Para determinar la forma de la catenaria debemos primero determinar la longitud de la misma, partimos del equilibrio (ver Figura N° 5).

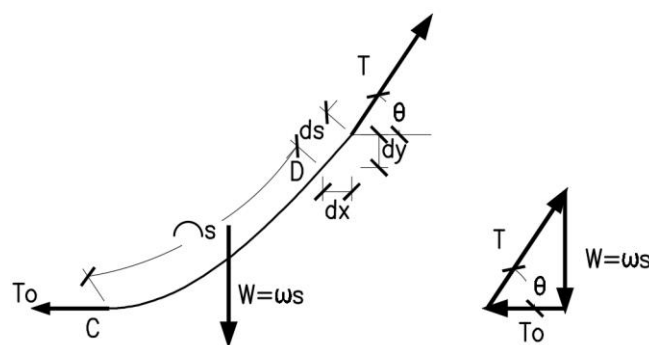


Figura N° 5 Equilibrio de Fuerzas de Catenaria

$$T = \sqrt{T_0^2 + \omega^2 s^2} = \omega \sqrt{c^2 + s^2} \quad \text{donde} \quad c = \frac{T_0}{\omega}$$

Para relacionar la longitud del cable a la abscisa x:

$$dx = ds \cos\theta = \frac{T_0}{T} ds = \frac{ds}{\sqrt{1 + \frac{s^2}{c^2}}}$$

Integrando de $x=0$ a $x=s$:

$$x = \int_0^s \frac{ds}{\sqrt{1 + \frac{s^2}{c^2}}} = c \sinh^{-1} \frac{s}{c} \quad s = c \sinh \frac{x}{c}$$

Finalmente se determina la fuerza en cualquier ordenada y :

$$dy = dx \tan\theta = \frac{W}{T_0} dx = \frac{s}{c} dx = \sinh \frac{x}{c} dx$$

Integrando de $x=0$ hasta un x cualquiera:

$$y - c = \int_0^x \sinh \frac{x}{c} dx = c \cosh \frac{x}{c} - c$$

$$y = c \cosh \frac{x}{c} \quad T = \omega y$$

2.1.2 Cargas concentradas sobre vigas de acero (patch loading)

Los métodos de lanzamiento son actualmente uno de los métodos más utilizados en la práctica en cuanto a ejecución de puente de acero (e incluso de concreto) se refiere ya que presenta un gran número de ventajas como se verá más adelante. En algunos métodos de lanzamiento, sin embargo, se generan fuerzas concentradas de considerable magnitud sobre las vigas o elementos de acero que se desplazan, estas cargas pueden superar la capacidad la sección de acero para los diferentes estados límites (ver Figura N° 6).

De acuerdo a la sección D6.5 de la normativa AASHTO LRFD (2017) en zonas de apoyo o en otras ubicaciones sujetas a cargas concentradas, las almas sin rigidizadores de apoyo deben ser evaluadas para los estados límites de fluencia local del alma y aplastamiento del alma, adicionalmente se evaluará el estado límite de pandeo lateral del alma como se indica en la normativa ANSI/AISC 360-10, sección J10.

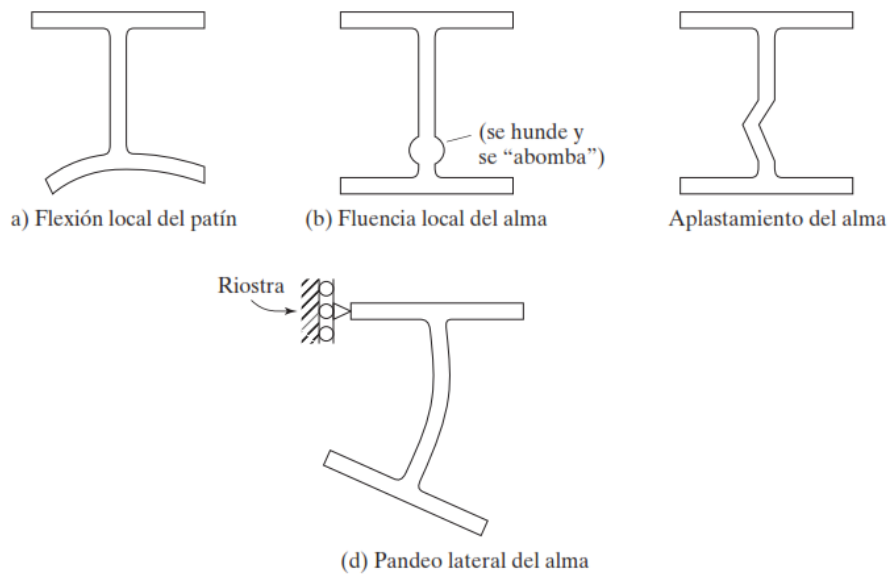


Figura N° 6 Modelo de falla de elementos de acero ante cargas concentradas. Fuente: McCormac J., Csernak S. Structural Steel Design

a) Fluencia local del alma

Las almas sujetas a cargas concentradas de tensión o compresión deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_b R_n$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal para carga concentrada

La resistencia de la sección de acero depende de la ubicación de la carga concentrada (ver Figura N° 7).

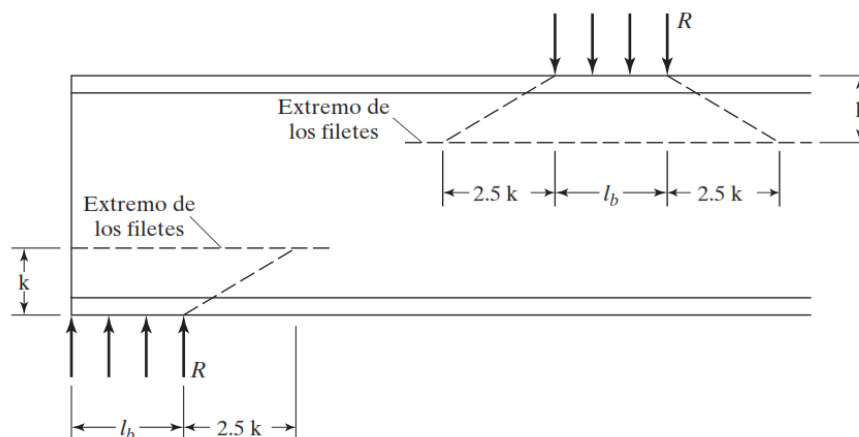


Figura N° 7 Esquema de Fluencia local del alma. Fuente: McCormac J., Csernak S. Structural Steel Design

Para reacciones de pilares interiores y para fuerzas concentradas aplicadas a una distancia desde el extremo del elemento mayor a d :

$$R_n = (5k + N)F_{yw}t_w$$

De lo contrario:

$$R_n = (2.5k + N)F_{yw}t_w$$

Donde:

ϕ_b = Factor de reducción de resistencia para apoyos (1.00)

d = Peralte de la sección de acero

k = Distancia de la cara externa del ala con carga concentrada al extremo del filete de soldadura en el alma

N = Longitud de apoyo

R_u = Carga concentrada ultima o reacción de apoyo ultima

t_w = Espesor de alma de la sección

b) Aplastamiento del alma

Las almas sujetas a cargas concentradas de compresión deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_w R_n$$

Para reacciones de pilares interiores y para fuerzas concentradas aplicadas a una distancia desde el extremo del elemento mayor a $d/2$:

$$R_n = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

De lo contrario, para $N/d \leq 0.2$:

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

Y para $N/d > 0.2$:

$$R_n = 0.4t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}}$$

Donde:

ϕ_b = Factor de reducción de resistencia para aplastamiento de alma (0.80)

t_f = Espesor de ala donde está la carga concentrada

c) Pandeo lateral del alma

Este estado limite solo aplica a cargas concentradas unitarias de compresión aplicadas a elementos donde el movimiento relativo entre el ala en compresión y el ala en tensión no está restringido en el punto de aplicación de la carga concentrada.

Las almas sujetas a cargas concentradas unitarias de compresión deberán satisfacer:

$$R_u \leq \phi_w R_n$$

Si el ala en compresión está restringida a la rotación y $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 2.3$:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right]$$

Si el ala en compresión no está restringida a la rotación y $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 1.7$:

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right]$$

Donde:

C_r = 960,000 ksi si $M_u < M_y$ en la ubicación de la carga concentrada, de lo contrario 480,000 ksi

L_b = Longitud no arriostrada lateral más larga de cualquiera de las alas

M_u = Resistencia a la flexión requerida

b_f = Ancho de ala

h = Distancia libre entre alas sin contar filetes de soldadura

En casos donde la resistencia del alma no sea suficiente, es común el uso de rigidizadores de alma para mejorar la resistencia de la sección sometida a este tipo de cargas.

2.1.3 Diseño de elementos de acero sometidos a carga axial y flexión

En esta sección se muestra el cálculo de la capacidad de los elementos de acero ante cargas axiales y de flexión en combinación de acuerdo al capítulo 6 de la normativa AASHTO LRFD (2017).

a) Elementos a tensión:

La resistencia factorizada a la tensión, P_r , se toma como el menor valor de las siguientes expresiones:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

$$P_r = \phi_y P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$$

Donde:

P_{ny} = Resistencia nominal a la tensión para fluencia en la sección bruta

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado

A_g = Área bruta de la sección

F_u = Esfuerzo de rotura a tensión

A_n = Área neta de la sección

R_p = Factor de reducción para agujeros, 0.9 para agujeros de los pernos perforados de tamaño completo y 1.0 para los agujeros de pernos perforados de tamaño completo o sub-perforado y fresado al tamaño

U = Factor de reducción que considera el retraso del corte

ϕ_y = Factor de reducción de resistencia para fluencia en tensión (0.95)

ϕ_u = Factor de reducción de resistencia para fractura en tensión (0.80)

b) Elementos a compresión:

La resistencia factorizada a la compresión, P_r , se toma como sigue:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal a la compresión

ϕ_c = Factor de reducción de resistencia a la compresión (0.95)

La resistencia nominal a la compresión, P_n , se calcula como sigue:

Si $P_e/P_0 \geq 0.44$, entonces:

$$P_n = \left[0.658^{\left(\frac{P_0}{P_e}\right)} \right] P_0$$

De lo contrario, si $P_e/P_0 < 0.44$, entonces:

$$P_n = 0.877P_e$$

Donde:

P_e = Resistencia crítica al pandeo elástico para pandeo por flexión y para pandeo torsional

P_0 = Resistencia nominal a la fluencia equivalente = QF_yA_g

Q = Factor de reducción por esbeltez de elementos

La resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) se determina de la siguiente manera:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} A_g$$

Donde:

K = Factor de longitud efectiva en el plano de pandeo

l = Longitud no arriostrada en plano de pandeo

r_s = Radio de giro alrededor del eje normal al plano de pandeo

La resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) se determina de la siguiente manera:

$$P_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y}$$

Donde:

C_w = Constante torsional de alabeo

G = Módulo de elasticidad al corte para acero ($0.385E$)

J = Constante torsional de St. Venant

I_x, I_y = Momentos de inercia alrededor de los ejes principales de la sección

$K_z l_z$ = Longitud efectiva para pandeo por torsión

El factor de reducción por esbeltez se determina de la siguiente manera:

$$Q = Q_s Q_a$$

Donde:

Q_s = Factor de reducción por esbeltez de elementos no rígidos

Q_a = Factor de reducción por esbeltez de elementos rígidos

En caso de que las secciones transversales estén compuestas de elementos no esbeltos el valor de Q se considerará como 1.0. Para el caso de estudio del presente trabajo, los elementos estructurales son principalmente de sección tipo I y tipo cajón, por lo tanto, los límites de esbeltez son los siguientes:

De manera general, las planchas no esbeltas deberán cumplir que:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b = Ancho de la plancha a evaluar

t = Espesor de la plancha a evaluar

k = Coeficiente de pandeo de plancha, 1.49 para almas de secciones I y elementos rígidos y 1.40 para alas de secciones tipo cajón

Adicionalmente para las alas de secciones tipo I armadas serán consideradas no esbeltas si:

$$\frac{b}{t} \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$

Donde:

k_c = $4/\sqrt{D/t_w}$, además $0.35 \leq k_c \leq 0.76$

b = La mitad del ancho del ala

D = Peralte del alma

c) Elementos a flexión:

Para secciones tipo I, la resistencia nominal a la flexión alrededor del eje mayor se determina estudiando los modos de falla de pandeo local del ala en compresión, pandeo lateral torsional del ala en compresión y fluencia del ala en tensión. La resistencia ante el pandeo local del ala en compresión se determina como sigue:

Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc}$$

De lo contrario:

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc}M_{yc}$$

Donde:

λ_f = Ratio de esbeltez para ala en compresión $b_{fc}/2t_{fc}$

λ_{pf} = Limite de ratio de esbeltez para ala compacta $0.38\sqrt{E/F_{yc}}$

λ_{rf} = Limite de ratio de esbeltez para ala no compacta $0.95\sqrt{(Ek_c)/F_{yr}}$

F_{yr} = Esfuerzo en el ala en compresión al inicio de la fluencia nominal en la sección transversal

M_{yc} = Momento de fluencia con respecto al ala en compresión $S_{xc}F_{yc}$

R_{pc} = Factor de plastificación de alma

La resistencia al pandeo lateral torsional del ala en compresión se determina como sigue:

Si $L_b \leq L_p$, entonces:

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc}$$

Si $L_p \leq L_b \leq L_r$, entonces:

$$M_{nc} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc}M_{yc} \leq R_{pc}M_{yc}$$

Si $L_b > L_r$, entonces:

$$M_{nc} = F_{cr}S_{xc} \leq R_{pc}M_{yc}$$

Donde:

L_b = Longitud no arriostrada

L_p = Limite de longitud no arriostrada para alcanzar la resistencia nominal a flexión $R_{pc}M_{yc}$ bajo flexion uniforme, $1.0r_t\sqrt{E/F_{yc}}$

L_r = Limite de longitud no arriostrada para alcanzar el inicio de la fluencia en cualquiera

$$\text{de las alas bajo flexion uniforme, } 1.95r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc}h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc}h}{J} \right)^2}}$$

C_b = Modificador de gradiente de momento

F_{cr} = esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico

r_t = Radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional, $\frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}}$

D_c = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico

La resistencia a la flexión basada en la fluencia del ala en tensión se determina como sigue:

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt}$$

Donde:

M_{yt} = Momento de fluencia con respecto al ala en tensión $S_{xt} F_{yt}$

R_{pt} = Factor de plastificación de alma

Para secciones tipo I, la resistencia nominal a la flexión alrededor del eje menor se determina como sigue:

Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces:

$$M_n = M_p$$

Si $\lambda_{pf} < \lambda_f \leq \lambda_{rf}$, entonces:

$$M_n = \left[1 - \left(1 - \frac{S_y}{Z_y} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{0.45 \sqrt{\frac{E}{F_{yf}}}} \right) \right] F_{yf} Z_y$$

Donde:

λ_f = Ratio de esbeltez para ala en compresión $b_f/2t_f$

λ_{pf} = Limite de ratio de esbeltez para ala compacta $0.38\sqrt{E/F_{yf}}$

λ_{rf} = Limite de ratio de esbeltez para ala no compacta $0.83\sqrt{E/F_{yf}}$

M_p = Momento plástico con respecto al eje débil $1.5F_y S_y$

S_y = Módulo de sección elástico alrededor del eje débil

Z_y = Módulo de sección plástico alrededor del eje débil

Para secciones tipo cajón, la resistencia nominal a la flexión alrededor de cualquiera de los ejes se determina de la siguiente manera:

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S l}{A E} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)^2}{I_y} \right) \right]$$

Donde:

S = Módulo de sección alrededor del eje en flexión

A = Área encerrada dentro de los ejes de las placas que forma la sección

l = Longitud no arriostrada

I_y = Momento de inercia alrededor del eje perpendicular al eje en flexión

d) Elementos a combinación de fuerza axial y flexión:

Los elementos sujetos a fuerza axial y flexión deben satisfacer lo siguiente:

Si $P_u/P_r < 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

De lo contrario, si $P_u/P_r \geq 0.20$, entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

P_u = Solicitación axial debido a cargas factorizadas

M_{rx} = Resistencia factorizada a la flexión respecto al eje x

M_{ry} = Resistencia factorizada a la flexión respecto al eje y

M_{ux} = Momento flector debido a cargas factorizadas respecto al eje x

M_{uy} = Momento flector debido a cargas factorizadas respecto al eje y

ϕ_f = Factor de reducción de resistencia a la flexión (1.00)

e) Diseño por corte

La demanda por cargas de corte para el estado límite de resistencia debe cumplir con lo siguiente:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

Donde:

ϕ_v = Factor de reducción de resistencia para cortante (1.00)

V_n = Resistencia nominal al corte

V_u = Fuerza cortante en el alma por cargas factoradas

La resistencia nominal de almas no rigidizadas se determina de la siguiente manera:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

Donde:

C = Ratio entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte

V_p = Fuerza de corte plástica

D = Peralte del alma

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Modelamiento estructural

Cuando se busca evaluar una estructura, el modelamiento estructural debe representar lo más cercanamente posible las condiciones de dicha estructura, teniendo en cuenta la importancia de la estructura, el propósito del análisis estructural y nivel requerido de precisión de resultados (State of California Department of Transportation, 2022, Capítulo 4 - pág. 3).

Para poder realizar el correcto modelamiento de una estructura se requiere definir 3 componentes del problema estructural de manera adecuada: Los elementos estructurales, las condiciones de borde y las cargas.

a) Tipos de elementos

Existen diferentes tipos de elementos que podemos utilizar para la representación de una estructura, que junto con las propiedades de los materiales ayudan a formar la matriz de rigidez del problema estructural. Dentro de los tipos de elementos más utilizados de manera general tenemos:

Elementos tipo barra: Un elemento tipo barra (ver Figura N° 8) es un elemento que está sujeto principalmente a fuerzas axiales de tensión y compresión, por lo tanto, tiene los grados de libertad libres ante giro en los extremos, dependiendo de las condiciones del problema estructural, este elemento puede configurarse para que solamente trabaje a compresión o tracción, e incluso trabajar como un elemento tipo cables, dependiendo del programa de cómputo a utilizar, es un elemento unidimensional.

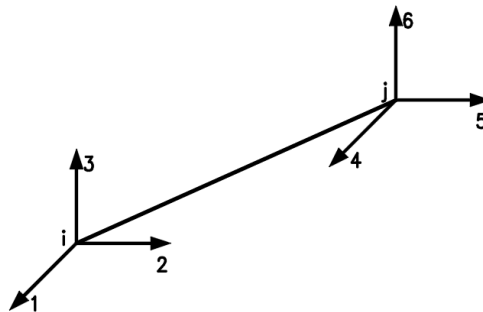


Figura N° 8 Elemento tipo barra.

Elementos tipo viga: Un elemento tipo viga (ver Figura N° 9) está sujeto a fuerzas axiales, momentos flectores, fuerzas de torsión, presentando 6 grados de libertad en los extremos que lo definen, siendo un elemento unidimensional.

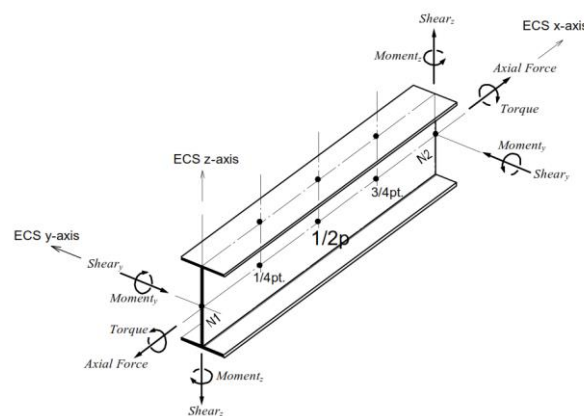


Figura N° 9 Elemento tipo viga. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures

Elementos tipo shell: Un elemento tipo shell (ver Figura N° 10) suele tener una dimensión considerablemente más pequeña de las otras dos dimensiones por lo que es un elemento

bidimensional, está sujeto a flexión, corte y fuerzas axiales y reporta fuerzas por unidad de longitud.

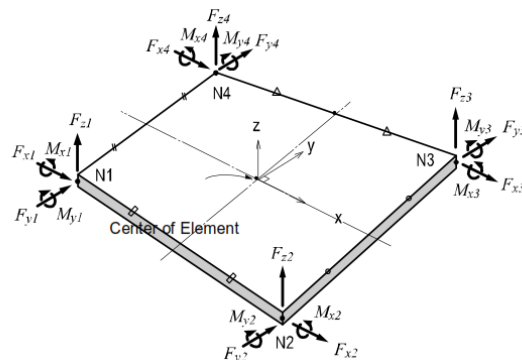


Figura N° 10 Elemento tipo Shell. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures

Elementos tipo sólido: Un elemento tipo sólido (ver Figura N° 11) es un elemento tridimensional de 4, 6 u 8 nodos que es generalmente utilizados para evaluar esfuerzos en estructuras con geometrías complejas.

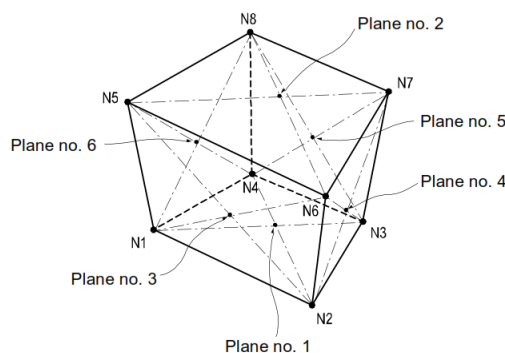


Figura N° 11 Elemento tipo sólido. Fuente: MIDAS, Analysis for Structures

b) Tipos de condiciones de borde

Las condiciones de borde son las que definen las condiciones de apoyo del modelo estructural, así como las conexiones entre elementos, dentro de los tipos de condiciones de borde podemos describir a aquellos que representan apoyos, pudiendo tener características lineales (fijos y móviles) y no lineales dependiendo de los apoyos a representar, las conexiones entre elementos también pueden ser definidas como rígidas y libres al giro, etc. Es importante una correcta definición de las condiciones de borde para poder realizar un análisis estructural exitoso.

c) Tipos de cargas

Podemos definir 2 tipos de carga de manera global:

Cargas permanentes: Se consideran como carga permanente a aquellas que son invariables durante el tiempo de vida de la estructura o tiempo de ejecución del proceso constructivos, dentro de este tipo de cargas podemos mencionar a las cargas de peso propio, cargas de asfalto, peso de elementos no estructuras, fuerzas secundarias provenientes del postensado, etc.

Cargas transitorias: Se consideran como cargas transitorias a aquellas que actúan en un corto intervalo de tiempo en comparación con el tiempo de vida de la estructura, dentro de este tipo de cargas podemos mencionar a las cargas de vehículos de diseño, cargas peatonales, cargas de viento, cargas de sismo, variación y gradiente de temperatura, etc.

2.2.2 Lanzamiento de Puente (Proceso Constructivo)

La operación de lanzamiento de un puente consiste en lanzar o desplazar el total o una parte de la superestructura haciendo que se deslice ya sea sobre rodillos, patines con teflón o balancines. Esta técnica de montaje es muy antigua y es la transposición del método de desplazamiento de una carga pesada gracias a cilindros de madera o acero. El lanzamiento es una operación relativamente simple, pero paradójicamente es la simpleza de su operación lo que puede generar riesgos en la obra. Se debe realizar la operación siempre teniendo en claro las reacciones de apoyo, los movimientos verticales, horizontales, de rotación esperados y los controles a realizar (Ministère de l'aménagement du territoire de l'équipement, du logement et du tourisme, 1973, pág. 7-26).

Entre los lanzamientos más utilizados en la actualidad alrededor del mundo tenemos el lanzamiento incremental (ver Figura N° 12), este método la superestructura es montada en un solo lado del obstáculo a ser superado y luego se empuja longitudinalmente hasta su posición final. El lanzamiento es usualmente llevado a cabo en una serie de incrementos donde se añaden secciones de la superestructura. Este método también ha sido aplicado a puentes en arco y reticulados, aunque estos son totalmente montados antes del lanzamiento (Mike La Violette, HNTB Corporation, 2007, pág. 1).



Figura N° 12 Lanzamiento incremental del Viaducto Barbantiño – España. Fuente: BBR PTE

Dentro de la experiencia nacional en tipos de lanzamiento tenemos que el método más convencional en nuestro país es el lanzamiento con apoyos intermedios (ver Figura N° 13), consiste en realizar el montaje parcial o total de la superestructura a un lado del cauce o sobre alguna plataforma temporal, seguidamente se desplaza la superestructura tomando como apoyos torres cimentadas en el cauce (generalmente torres de acero) con el fin de llegar al lado opuesto del cauce. La principal ventaja de este tipo de lanzamiento es la rapidez del mismo una vez que se inicia con el desplazamiento de la estructura.



Figura N° 13 Lanzamiento del Puente Yanayacu – Región Huánuco

Dependiendo de la imposibilidad de construir apoyos relativamente cercanos en el cauce, se suele utilizar estructuras ligeras conocidas como narices de lanzamiento (ver Figura N° 14) y/o elementos de contrapeso, con estos elementos se logra evitar introducir esfuerzos no deseados a la estructura o evitar el vuelco de la superestructura durante el lanzamiento.



Figura N° 14 Lanzamiento con nariz - Puente Cusipata – Región Cusco

Existen otros métodos de lanzamiento menos comunes (no convencionales) como son el lanzamiento sobre cables de acero o el lanzamiento utilizando torre pescante que son parte del desarrollo del presente trabajo y se describen con más detalle en la siguiente sección.

2.2.3 Métodos de lanzamiento sobre cables

Entre otros métodos de lanzamiento no convencionales que son utilizados en nuestro país tenemos el método de lanzamiento sobre cables utilizando estos como apoyo para que la superestructura pueda llegar desde un estribo al otro (ver Figura N° 15). En la práctica de este método se utilizan cables de acero tipo Boa (IWRC ISO 2232) o cables de presfuerzos (ASTM A416 GR270 BR), cada uno con sus ventajas y desventajas. Se suele también apreciar que el anclaje de estos cables se realiza en bloques de concreto o mediante cables que envuelven el estribo.

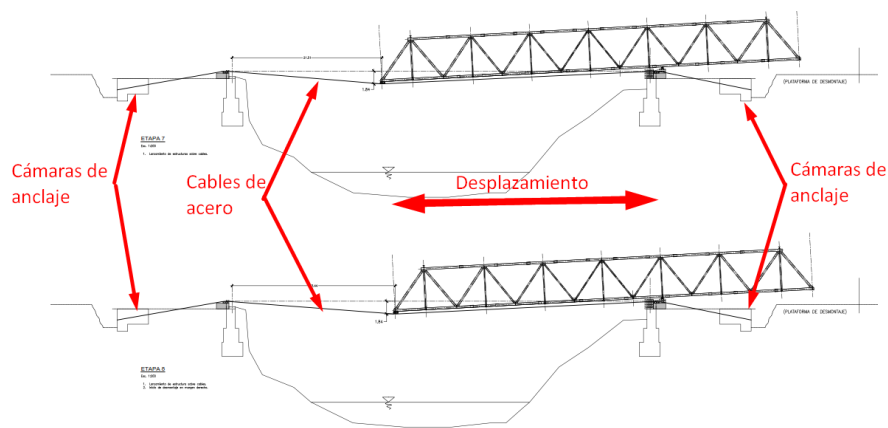


Figura N° 15 Esquema del sistema de lanzamiento sobre cables

Mendiburu (1994) explica que en este tipo de lanzamiento sobre cables el análisis consiste en calcular las deflexiones de los cables, sus correspondientes tensiones y verificar que estas sean menores a las tensiones admisibles.

Dentro de la experiencia nacional de lanzamiento de puentes sobre cables tenemos el lanzamiento del Puente Pampamarca, que es de tipo sección compuesta, con losa de concreto y vigas de acero de sección I, el lanzamiento fue únicamente de la estructura metálica (ver Figura N° 16).



Figura N° 16 Lanzamiento del Puente Pampamarca

La luz entre ejes de apoyo es de 65m, el puente cruza un abismo con laderas muy pronunciadas con una altura aproximada de 50m, por lo que no se podía construir estructuras temporales en el vano.

2.2.4 Método de lanzamiento con torre pescante

Con respecto al lanzamiento mediante torre pescante, es un método que consiste en el uso de cables que tiran de la superestructura para desplazarla, estos cables están sujetos a una torre en la margen a la que se desea llegar, para mantener el equilibrio de la superestructura esta también debe tener otro grupo de cables que hagan de retenida (ver Figura N° 17). Tanto torres de tiro como cables de retenida deben tener anclajes en el terreno para que el sistema sea estable.

El proceso consiste, de manera general, en levantar la punta del puente haciendo que avance un poco y posteriormente liberando tensión en los cables de retenida que hacen que el puente siga avanzando, este proceso se repite hasta que la estructura llegue a su posición definitiva.

Durante este tipo de lanzamiento la estructura a ser desplazada tiene un único apoyo vertical durante las etapas más críticas, el cual puede generar grandes esfuerzos concentrados que deben evaluarse en conjunto con los esfuerzos en cables y torres. Este método es ventajoso por la rapidez de su ejecución, pero también se requiere equipo especial (gatos hidráulicos de gran capacidad, 250tonf para retenida de arco y 400tonf para tiro, ver Anexo 5) que pueda controlar las cargas en los cables de tiro y retenida, además, durante las operaciones debe mantenerse un control topográfico adecuado para evitar que se generen desplazamientos excesivos de la estructura en movimiento.

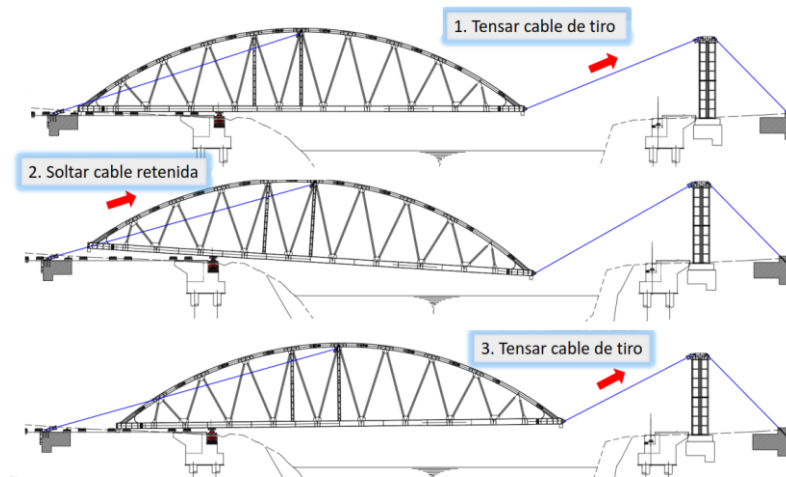


Figura N° 17 Esquema del lanzamiento con torre pescante

En la experiencia nacional previa, se han realizado lanzamiento utilizando el método de torre pescante para el montaje de vigas metálicas que se utilizan para el lanzamiento de vigas postensadas para una serie de puentes en la carretera Satipo – Cubantia durante el año 2019 (Ver Figura N° 18).



Figura N° 18 Vigas metálicas para el lanzamiento de vigas postensadas – Puente Chavini

Las vigas metálicas presentaban luces variables en función de las luces de los puentes (30m-40m) y un peso lineal de 0.50 tonf/m aproximadamente. El uso de este sistema (ver Figura N° 19) fue escogido en parte por la poca facilidad de ejecutar estructuras temporales en el cauce de los ríos, así como el poco peso de las estructuras a lanzar y como ensayo para poder evaluar el sistema para futuros proyectos que involucren estructuras más pesadas y de mayor longitud.



Figura N° 19 Lanzamiento de vigas metálicas mediante torre pescante – Puente Cubantía

Dada la magnitud y luz de las estructuras a lanzar se utilizaron únicamente 2 cables de tiro y 2 gatos mono-torón (ver Figura N° 20), durante estos lanzamientos se pudo corroborar la facilidad de las operaciones de tiro y liberación de retenida que generaban el avance de la estructura, además de la relativa rapidez del proceso.



Figura N° 20 Lanzamiento de vigas metálicas mediante torre pescante – Puente Chavini

Dentro de la experiencia internacional previa de lanzamientos de este tipo se tiene la construcción del Viaducto Lanjarón (ver Figura N° 21), el cual presenta una superestructura de arco metálico con diagonales tipo reticulado con 114m de longitud y 504 tonf de peso, el método de lanzamiento fue escogido en función de la profundidad del valle a superar. La operación consistió en 2 fases, la primera fase de un lanzamiento en voladizo de 64m con contrapeso en la parte posterior de la estructura, en la segunda fase se instalan cables que conecta la estructura con las torres en la margen opuesta y hacia las cámaras de anclaje, lo que permite concluir con el lanzamiento hasta la posición definitiva de la superestructura.



Figura N° 21 Lanzamiento del Viaducto Lanjarón con torre pescante

Capítulo III: Desmontaje del puente Chupuro

3.1 Descripción de la estructura

El antiguo Puente Chupuro es una estructura metálica de tipo reticulado (ver Figura N° 22) ubicado sobre el cauce del río Mantaro, en el distrito de Chupuro, provincia de Huancayo, departamento de Junín, a una elevación de 3168 m.s.n.m. aproximadamente.

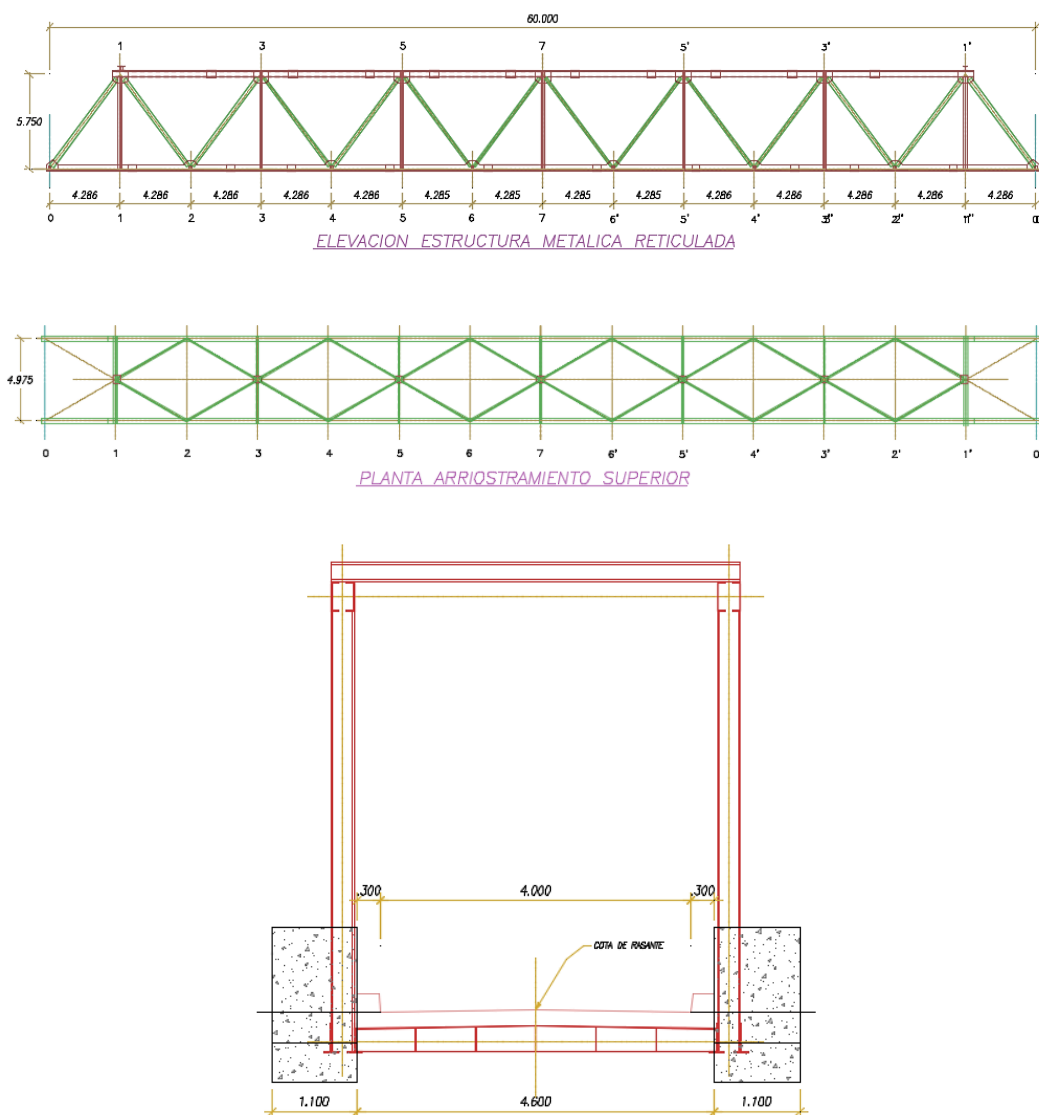


Figura N° 22 Vista en elevación, planta y sección transversal del antiguo Puente Chupuro

El puente presenta una luz de 60.0m entre ejes de apoyo y 65 tonf de peso de estructura de acero, el tablero consta de una losa de concreto armado que se apoya sobre las vigas transversales que transmiten carga hacia el reticulado, ambos reticulado tienen una separación de 4.975m entre ejes y una distancia de 5.75m entre bridas superior e inferior.

3.2 Proceso de desmontaje

Dada la aprobación de la ejecución del Puente Chupuro como parte del proyecto “Construcción de Puentes por reemplazo en Ancash Junín – Obra N°03”, se dio la necesidad de realizar el desmontaje de Puente Chupuro existente que ya no era adecuado para el nivel tráfico de la carretera por contar solamente con 1 vía, además de la antigüedad de la estructura (ver Figura N° 23).



Figura N° 23 Antiguo Puente Chupuro

Debido a la profundidad del río Mantaro y lo pronunciado de los taludes a ambas márgenes del río, no se podía construir torres temporales en el cauce para poder retirar la estructura ya que hubiesen tenido que ser muy altas. Por esta razón se optó por el método de desmontaje mediante lanzamiento inverso sobre cables. A continuación, se muestra el proceso de desmontaje llevado a cabo.

Etapas 0: Previo al inicio de operaciones de desmontaje del puente existente se realizó la demolición de la losa del tablero, se ejecutó la construcción de cámaras de anclaje del sistema de cables en ambos accesos al puente y sobre los estribos se construyeron los dados de apoyo de las sillas donde los cables cambian de dirección (ver Figura N° 24).

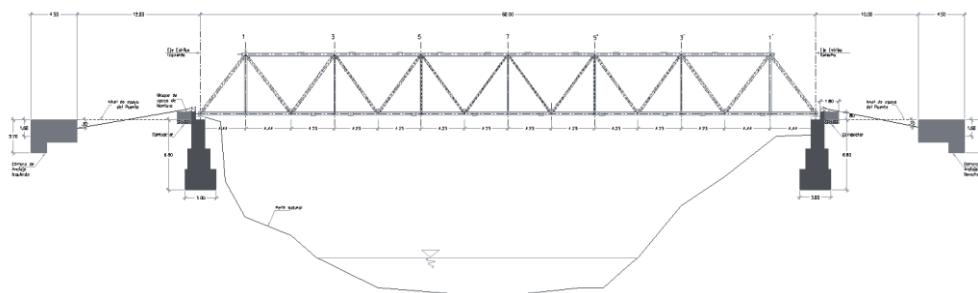


Figura N° 24 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 0

Etapas **1:** Se inicia con el levantamiento de la estructura metálica con la ayuda de gatos hidráulicos, seguidamente se colocan los cables con una flecha inicial de 0.90m, se colocan carros en el arranque izquierdo del puente para que se mueva sobre los cables y finalmente se ubican rodillo sobre el estribo derecho para que la estructura sea retirada (ver Figura N° 25).

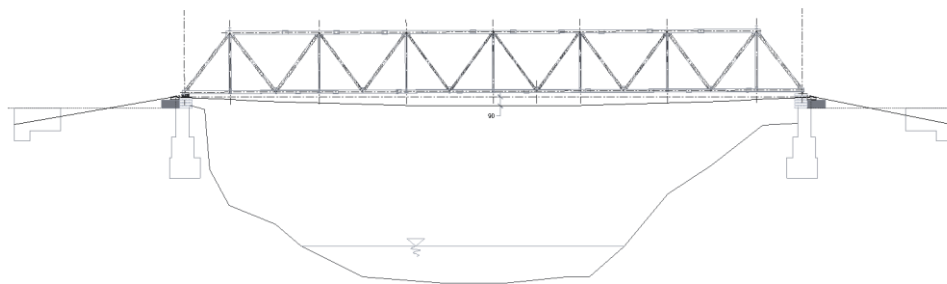


Figura N° 25 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 1

Etapas **2:** Se procedió a descender el arranque izquierdo de la estructura sobre los cables para iniciar con el desplazamiento (ver Figura N° 26).

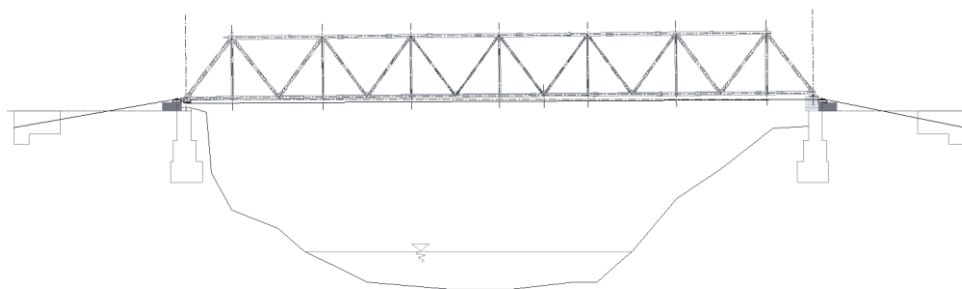


Figura N° 26 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 2

Etapas **3:** La estructura se desplazó 23.4m, en esta posición se realizó el desmontaje de la parte que estaba sobre el acceso ya que solo se tenían una zona de desmontaje limitada (ver Figura N° 27).

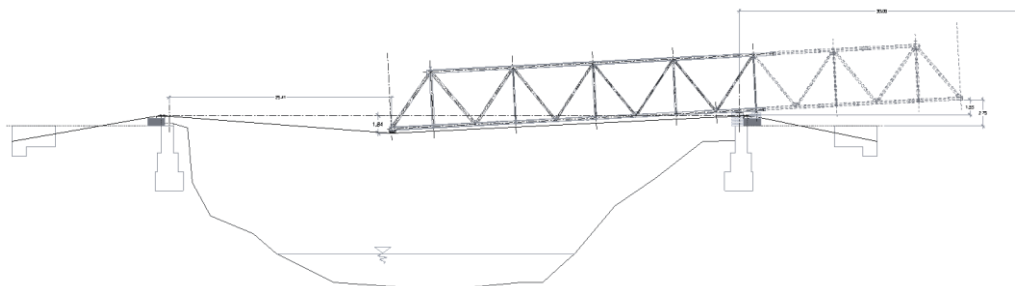


Figura N° 27 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 3

Etapas 4: La estructura se desplazó 36.3m y en esta posición se realizó el 2do desmontaje de la parte que estaba sobre el acceso (ver Figura N° 28Figura N° 27).

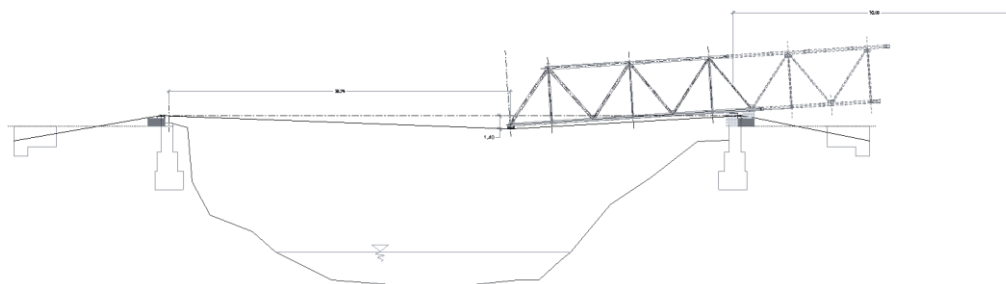


Figura N° 28 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 4

Etapas 5: La estructura restante se desplazó hasta que se posicionó sobre la zona de desmontaje, concluyendo así con el proceso de desmontaje (ver Figura N° 29Figura N° 27).

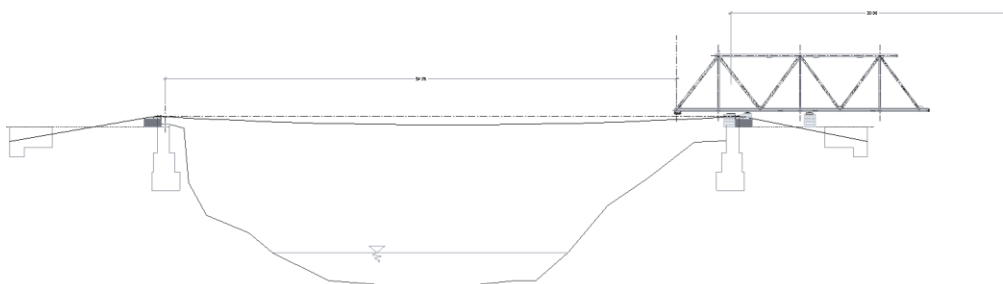


Figura N° 29 Desmontaje antiguo Puente Chupuro – Etapa 5

3.3 Modelamiento estructural

El modelo estructural de la superestructura y los cables se desarrolló en el software MIDAS Civil (ver Figura N° 30), los elementos del puente fueron modelados con elementos lineales (tipo viga), que son elementos capaces de tomar fuerzas axiales, de corte, flexión y torsión.

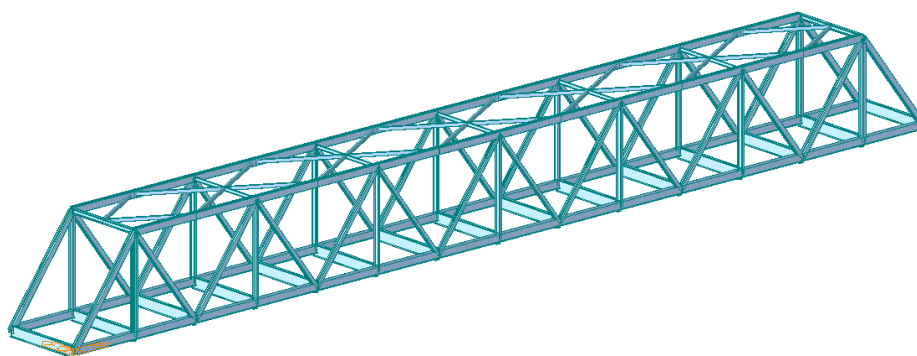


Figura N° 30 Modelo estructural del antiguo puente Chupuro

El modelo estructural desarrollado consideró las diferentes posiciones de la superestructura durante el proceso de lanzamiento inverso y desmontaje (ver Figura N° 31), pudiéndose evaluar los escenarios más críticos para los elementos de acero.

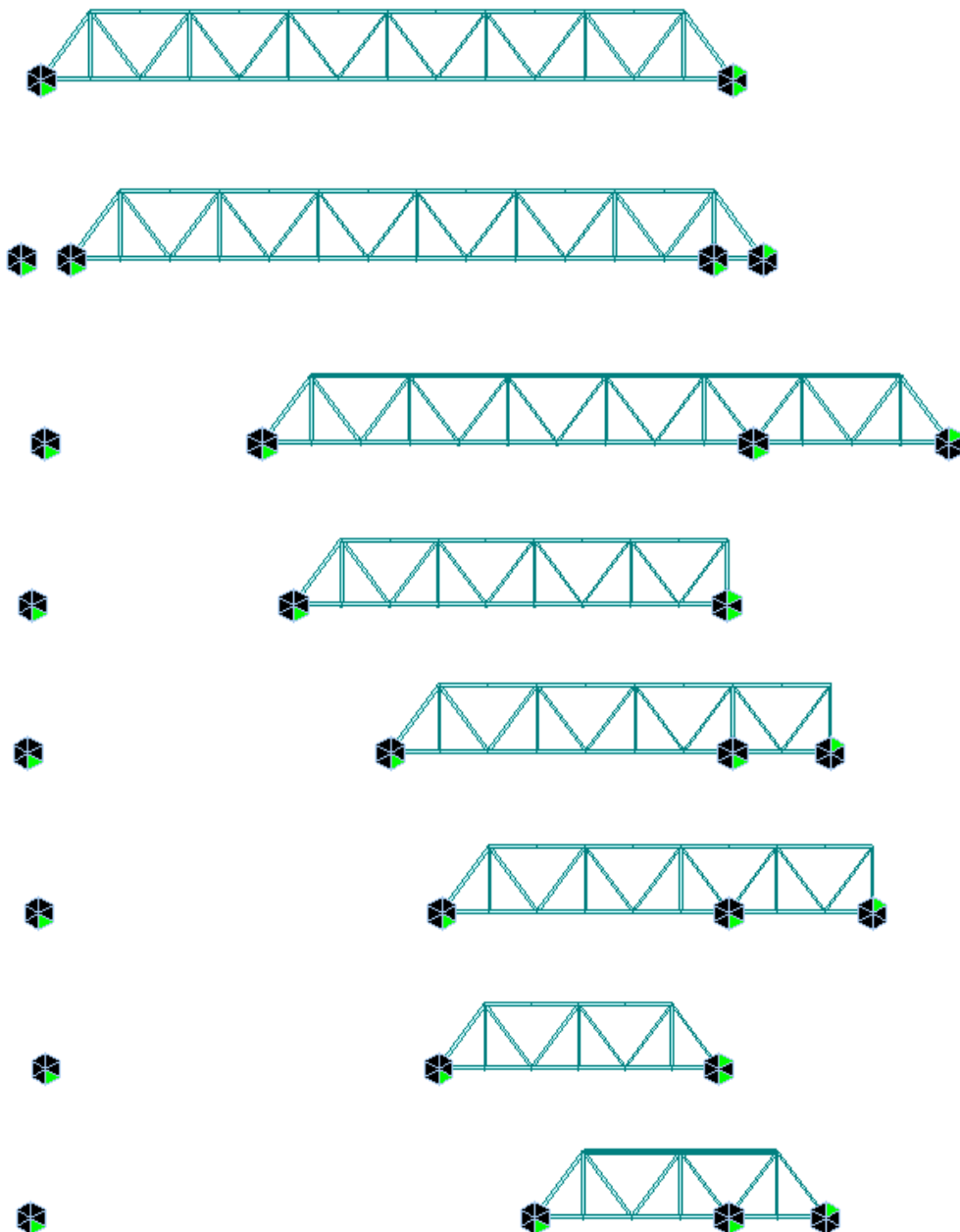


Figura N° 31 Modelo estructural del proceso de desmontaje

Los cables han sido modelados como elementos unidimensionales que solo toman cargas en tracción (ver Figura N° 32), además para el correcto análisis, se considera un análisis no lineal de grandes desplazamientos.

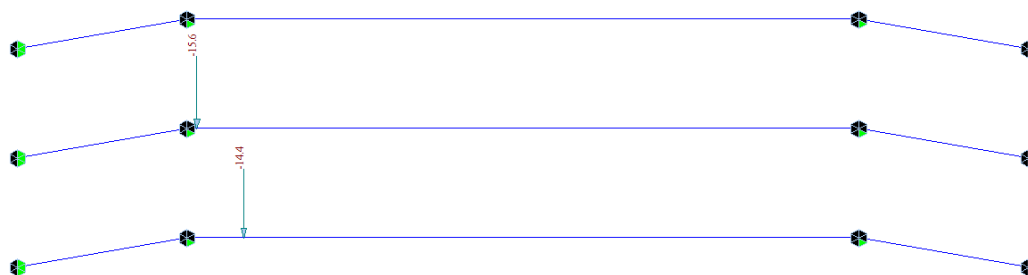


Figura N° 32 Modelo estructural de los cables

3.3.1 Geometría de los perfiles estructurales

Para el modelamiento estructural se tuvieron en cuenta los perfiles de acero replanteados después de la realización de un levantamiento estructural, los elementos son principalmente de sección tipo I, tipo C y tipo doble C (ver Figura N° 33).

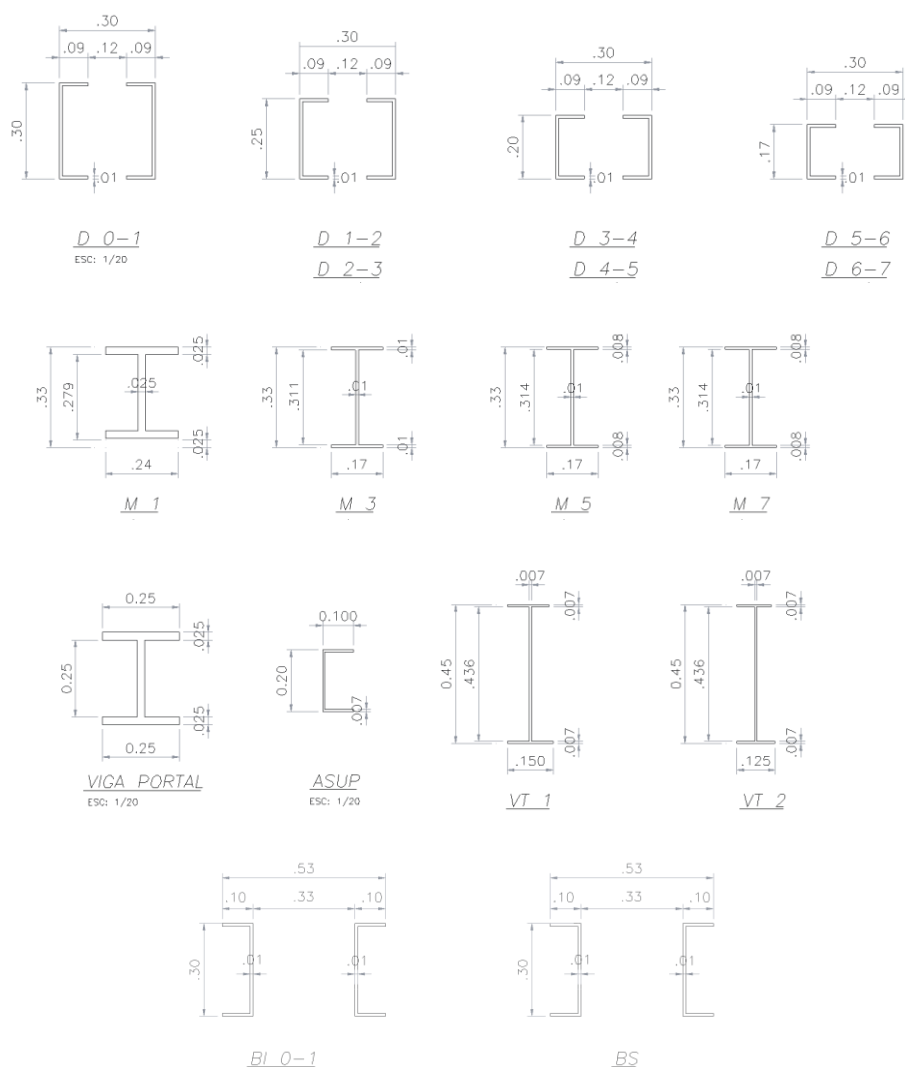


Figura N° 33 Secciones de perfiles metálicos

3.3.2 Características de los materiales

El material de los elementos de acero es de denominación ASTM A36, que presenta un módulo de elasticidad de 2.041×10^7 tonf/m² y un esfuerzo límite de fluencia a tracción de 2.52×10^3 kgf/cm². Con respecto a los cables utilizados en el proyecto, se utilizó cables de presfuerzo de denominación ASTM A416 Gr270 de baja relajación, que un módulo de elasticidad de 2.04×10^7 tonf/m² y un esfuerzo último a tracción de 18.90×10^3 kgf/cm², se utilizan torones o strands de 0.6 pulgadas de diámetro con un área neta de 1.40 cm².

3.3.3 Cargas y combinaciones consideradas

Para el análisis estructural de las estructuras involucradas en el proyecto se considera únicamente las cargas por peso propio (DC), dicho peso es calculado directamente en base a la sección del elemento y el material que lo compone. Para el caso de los elementos de acero se considera un peso específico de 7.85 tonf/m³, además se considera en el modelo un incremento del 20% de peso adicional para tener en consideración el peso de conexiones, placas de conexión, pintura, etc. Para el caso de los elementos de concreto se considera un peso específico de 2.50 tonf/m³.

Teniendo en cuenta las cargas que se consideran, los estados límites que se estudian son los de Servicio I y Resistencia I (ver Tabla N° 1) que deberán cumplir los elementos estructurales.

Tabla N° 1 Factores y combinaciones de carga en Servicio y Resistencia

Combinación	DC
Servicio I	1.00
Resistencia I	1.25

3.4 Verificación de elementos estructurales

Dentro de las diferentes etapas analizadas, se determinaron las etapas que son las más críticas para cada elemento principal, las etapas más críticas para las bridas inferiores, para montantes y para las diagonales.

3.4.1 Verificación de brida inferior

La etapa más crítica para la verificación de las bridas inferiores se da cuando se tiene un volado de 19.3m de la estructura metálica durante el lanzamiento inverso (ver Figura N° 34), esta etapa tiene un volado menor al volado máximo, pero se tiene el apoyo entre nodos del reticulado, lo que genera momentos flectores críticos en la brida inferior.

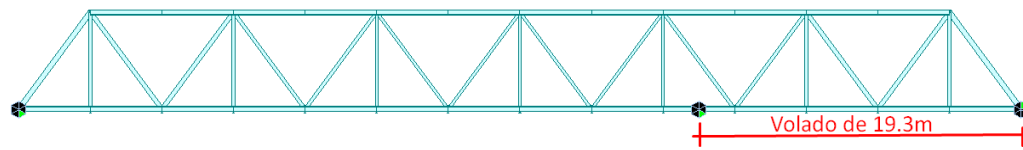


Figura N° 34 Etapa crítica para bridas inferiores

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 35 y Figura N° 36 respectivamente.

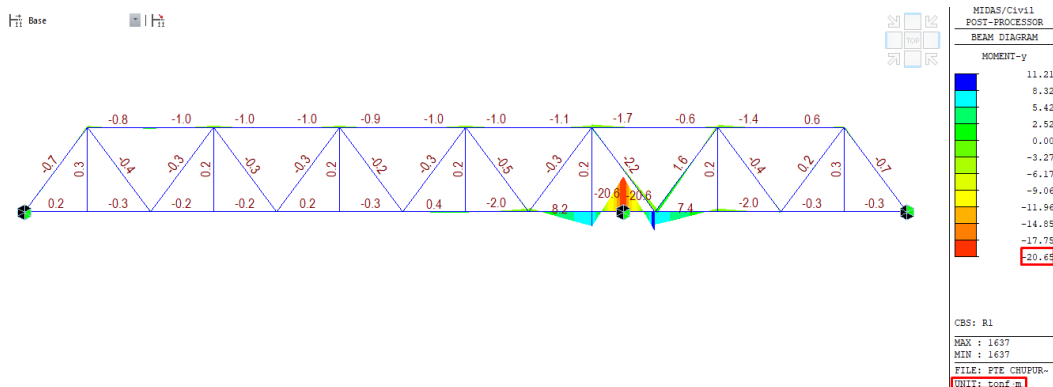


Figura N° 35 Momentos flectores en R1, $M_{\max}=20.65$ tonf-m

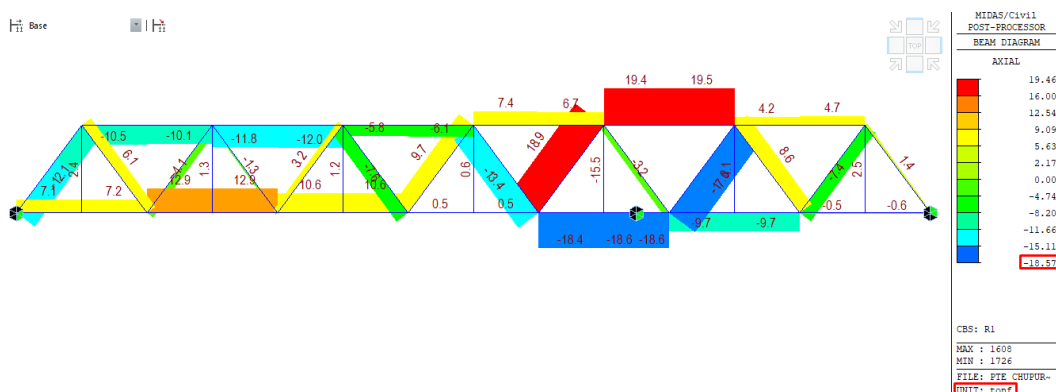


Figura N° 36 Fuerzas axiales en R1, $P_{\max}=-18.57$ tonf (compresión)

La sección de la brida inferior es una sección tipo doble C sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión en el punto de análisis ya que es un punto de apoyo que se ubica entre nudos de reticulado, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 2.

Tabla N° 2 Propiedades geométricas de Brida Inferior

Propiedad	Valor	Unidad
Área	9.60E+03	mm ²

Xbar	2.65E+02	mm
Ybar	1.50E+02	mm
Sxx	8.05E+05	mm ³
Syy	1.32E+06	mm ³
Zxx	9.72E+05	mm ³
Zyy	1.81E+06	mm ³
Ixx	1.21E+08	mm ⁴
Iyy	3.50E+08	mm ⁴
rx	1.12E+02	mm
ry	1.91E+02	mm
J	3.20E+05	mm ⁴
Cw	1.21E+11	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{100\text{mm}}{10\text{mm}} = 10 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.79 \quad \text{para } k = 0.56 \text{ (alas de sección canal)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{280\text{mm}}{10\text{mm}} = 28 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29 \quad \text{para } k = 1.49 \text{ (almas de sección canal)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento no esbelto por lo que $Q_a = 1.00$.

$$Q = Q_s Q_a = 1.00$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} A_g = 5290.41 \text{ tonf}$$

Ahora calculamos la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) de la siguiente manera:

$$P_{e(TB)} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y} = 159.17 \text{ tonf}$$

considerando $K_z = 1.0$ (conservador) y $L = 4.29\text{m}$

La resistencia crítica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 159.17 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = Q F_y A_g = 242.98 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} = 0.66 \geq 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_0}{P_e} \right) \right] P_0 = 128.26 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 121.81 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

Evaluamos la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para las alas tenemos que:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79, \quad \lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.38$$

$$\frac{b}{t} = \frac{100\text{mm}}{10\text{mm}} = 10 \leq \lambda_p = 10.79 \quad (\text{ala compacta})$$

Para el alma tenemos que:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.72, \quad \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.78$$

$$\frac{b}{t} = \frac{280\text{mm}}{10\text{mm}} = 28 \leq \lambda_p = 106.72 \quad (\text{alma compacta})$$

Se procede a evaluar el estado límite de fluencia de la sección:

$$M_{n(Y)} = M_p = F_y Z_x = 24.60 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Seguidamente se evalúa el estado límite de pandeo lateral torsional, primero determinando si es aplicable para la longitud libre no arriostrada del elemento L_b :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.54 \text{ m}$$

Como $L_b = 4.29 \text{ m} < L_p$, el estado límite de pandeo lateral torsional no aplica, por lo tanto:

$$M_{nx} = M_{n(Y)} = 24.60 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 24.60 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{18.57 \text{ tonf}}{121.81 \text{ tonf}} = 0.152 < 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{2.0P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.915 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

3.4.2 Verificación de montantes

La etapa más crítica para la verificación de las montantes se da cuando se tiene el volado máximo de 21.4m de la estructura metálica durante el lanzamiento inverso (ver Figura N° 37), en esta etapa tiene el apoyo vertical debajo la montante más esforzada del reticulado, lo que genera fuerzas axiales críticas en dicha montante.

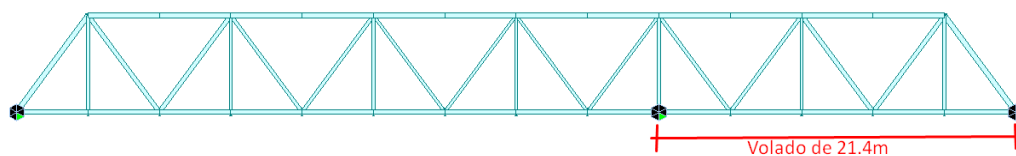


Figura N° 37 Etapa crítica para montantes

Las fuerzas axiales y de flexion en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 38 y Figura N° 39 respectivamente.

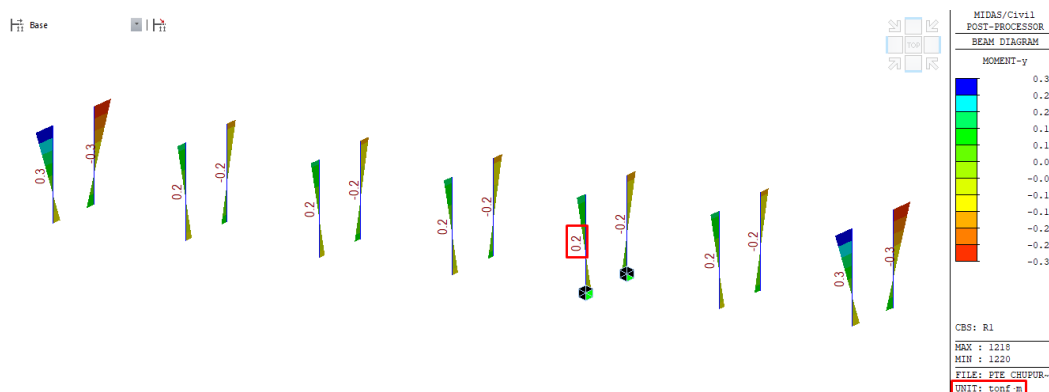


Figura N° 38 Momentos flectores en R1, $M_{\text{máx}}=0.18 \text{ tonf-m}$

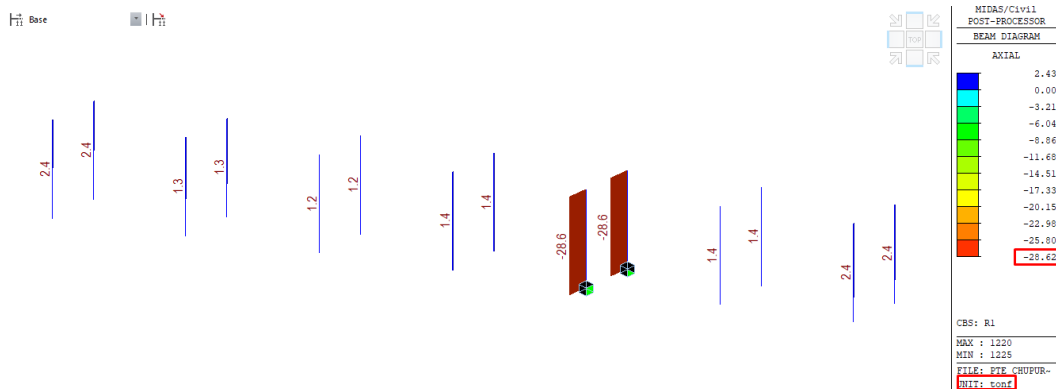


Figura N° 39 Fuerzas axiales en R1, $P_{\text{máx}} = -28.62$ tonf (compresión)

La sección de la montante es de tipo I sujeta a fuerzas axiales de compresión y fuerzas de flexión, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades de la sección se resumen en la Tabla N° 3.

Tabla N° 3 Propiedades geométricas de Montante

Propiedad	Valor	Unidad
Área	5.86E+03	mm ²
Xbar	8.50E+01	mm
Ybar	1.65E+02	mm
Sxx	5.84E+05	mm ³
Syy	7.74E+04	mm ³
Zxx	6.84E+05	mm ³
Zyy	1.23E+05	mm ³
Ixx	9.63E+07	mm ⁴
Iyy	6.58E+06	mm ⁴
rx	1.28E+02	mm
ry	3.35E+01	mm
J	1.65E+05	mm ⁴
Cw	1.70E+11	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{85\text{mm}}{8\text{mm}} = 10.63 \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 15.35$$

$$\text{para } k_c = \frac{4}{\sqrt{D/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{314\text{mm}/10\text{mm}}} = 0.714 \text{ (alas de sección I)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{314\text{mm}}{10\text{mm}} = 31.4 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29 \quad \text{para } k = 1.49 \text{ (almas de sección I)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento no esbelto por lo que $Q_a = 1.00$.

$$Q = Q_s Q_a = 1.00$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g = 40.03 \text{ tonf}$$

Ahora calculamos la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) de la siguiente manera:

$$P_{e(TB)} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y} = 132.94 \text{ tonf}$$

$$\text{considerando } K_z = 1.0 \text{ (conservador) y } L = 5.75\text{m}$$

La resistencia crítica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 40.03 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = Q F_y A_g = 148.32 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} = 0.27 < 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = 0.877 P_e = 35.11 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 33.35 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

Evaluamos la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para las alas tenemos que:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79, \quad \lambda_r = 0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 27.23$$

$$\text{para } k_c = \frac{4}{\sqrt{D/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{314\text{mm}/10\text{mm}}} = 0.714 \quad (0.35 \leq k_c \leq 0.76)$$

$$\frac{b}{t} = \frac{85\text{mm}}{8\text{mm}} = 10.63 \leq \lambda_p = 10.79 \quad (\text{ala compacta})$$

Para el alma tenemos que:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.72, \quad \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.78$$

$$\frac{b}{t} = \frac{314\text{mm}}{10\text{mm}} = 31.4 \leq \lambda_p = 106.72 \quad (\text{alma compacta})$$

Se procede a evaluar el estado limites de fluencia de la seccion:

$$M_{n(Y)} = M_p = F_y Z_x = 17.32 \text{ tonf} - m$$

Seguidamente se evalua el estado limites de pandeo lateral torsional, primero determinando los limites de la longitud libre no arriostrada del elemento L_b :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.67\text{m}$$

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 5.49\text{m}$$

$$\text{para } r_t = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 0.04\text{m} \quad c = 1.0 \quad h_0 = 0.32\text{m}$$

Como $L_b = 5.75 \text{ m} > L_r$, entonces la resistencia por pandeo lateral torsional se calcula de la siguiente manera:

$$M_{n(LTB)} = F_{cr} S_x = 9.67 \text{ tonf} - m$$

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_0} \left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = 16\,562.92 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}, \quad c_b = 1.0$$

La resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = \min(M_{n(Y)}, M_{n(LTB)}) = 9.67 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 9.67 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{28.62 \text{ tonf}}{33.35 \text{ tonf}} = 0.858 > 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.875 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

3.4.3 Verificación de diagonales

La etapa más crítica para la verificación de las diagonales se da cuando se tiene un volado de 19.3m de la estructura metálica durante el lanzamiento inverso, misma etapa que se usó para evaluar la brida inferior (ver Figura N° 40), donde tiene el apoyo entre nodos del reticulado, lo que genera fuerzas axiales críticas.

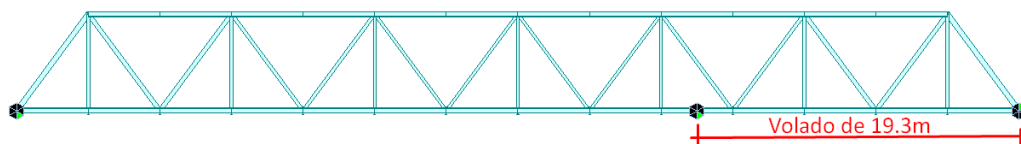


Figura N° 40 Etapa crítica para diagonales

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 41 y Figura N° 42 respectivamente.

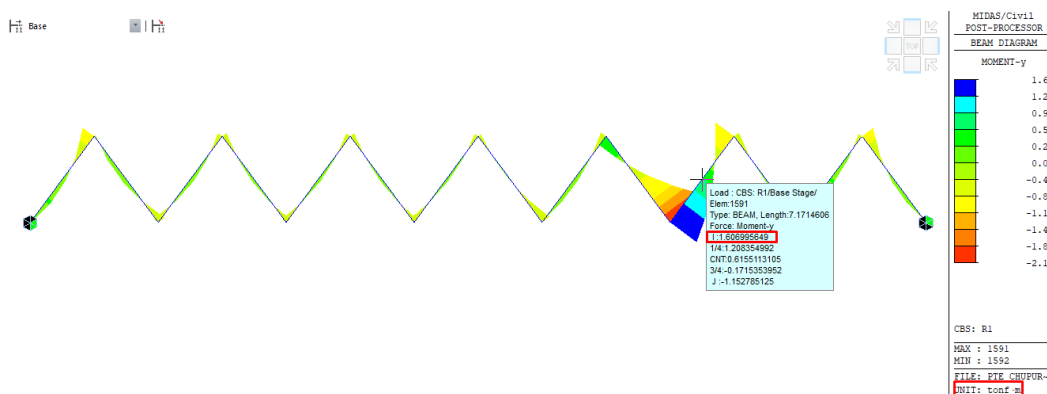


Figura N° 41 Momentos flectores en R1, $M_{\max}=1.61 \text{ tonf-m}$

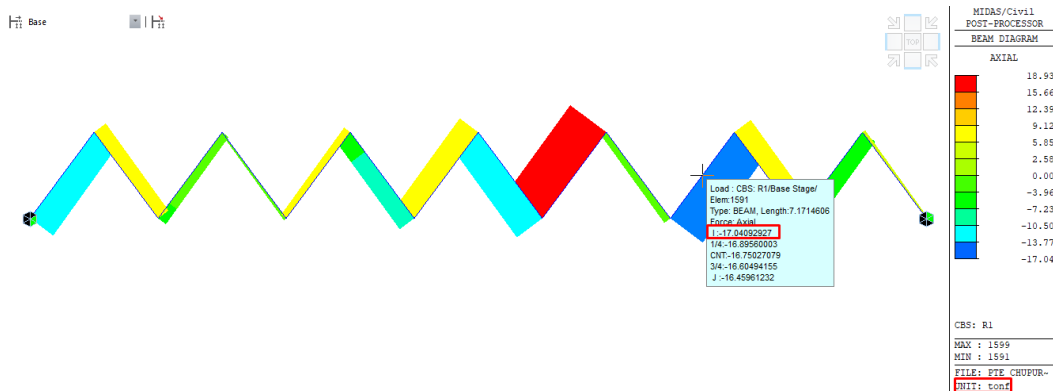


Figura N° 42 Fuerzas axiales en R1, $P_{\max} = -17.04$ tonf (compresión)

La sección de la brida inferior es una sección tipo doble C en forma de cajón sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 4.

Tabla N° 4 Propiedades geométricas de Diagonal

Propiedad	Valor	Unidad
Área	6.86E+03	mm ²
Xbar	1.50E+02	mm
Ybar	1.00E+02	mm
Sxx	4.04E+05	mm ³
Syy	7.53E+05	mm ³
Zxx	4.81E+05	mm ³
Zyy	8.60E+05	mm ³
Ixx	4.05E+07	mm ⁴
Iyy	1.13E+08	mm ⁴
rx	7.68E+01	mm
ry	1.28E+02	mm
J	2.06E+05	mm ⁴
Cw	3.23E+10	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{90\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 9.47 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.79 \quad \text{para } k = 0.56 \text{ (alas de sección canal)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{181\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 19.05 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42.29 \quad \text{para } k = 1.49 \text{ (almas de sección canal)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento no esbelto por lo que $Q_a = 1.00$.

$$Q = Q_s Q_a = 1.00$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g = 158.24 \text{ tonf}$$

Ahora calculamos la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) de la siguiente manera:

$$P_{e(TB)} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y} = 78.00 \text{ tonf}$$

$$\text{considerando } K_z = 1.0 \text{ (conservador) y } L = 7.17\text{m}$$

La resistencia critica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 78.00 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = Q F_y A_g = 173.60 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} = 0.45 \geq 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_0}{P_e} \right) \right] P_0 = 68.39 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 64.97 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexion alrededor del eje mayor

Evaluamos la condicion de esbeltez de las alas y alma de la seccion en análisis. Para las alas tenemos que:

$$\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79, \quad \lambda_r = 1.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28.38$$

$$\frac{b}{t} = \frac{90\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 9.47 \leq \lambda_p = 10.79 \quad (\text{ala compacta})$$

Para el alma tenemos que:

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.72, \quad \lambda_r = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 161.78$$

$$\frac{b}{t} = \frac{181\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 28 \leq \lambda_p = 106.72 \quad (\text{alma compacta})$$

Se procede a evaluar el estado límites de fluencia de la sección:

$$M_{n(Y)} = M_p = F_y Z_x = 12.18 \text{ tonf} - m$$

Seguidamente se evalúa el estado límites de pandeo lateral torsional, primero determinando los límites de la longitud libre no arriostrada del elemento L_b :

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 6.41\text{m}$$

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} = 26.86\text{m}$$

$$\text{para } r_t = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}} = 0.069\text{m} \quad h_0 = 0.191\text{m}$$

$$\text{siendo } c = \frac{h_0}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} = 5.63$$

Como $L_p < L_b = 7.17\text{m} < L_r$, entonces la resistencia por pandeo lateral torsional se calcula de la siguiente manera:

$$M_{n(LTB)} = c_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 12.00 \text{ tonf} - m, \quad c_b = 1.0$$

La resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = \min(M_{n(Y)}, M_{n(LTB)}) = 12.00 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 12.00 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{17.04 \text{ tonf}}{64.97 \text{ tonf}} = 0.262 > 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.381 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

3.5 Análisis y diseño de cables

El sistema de cables consiste en 4 tendones de 8 torones de 0.6 pulgadas de diámetro ASTM A416 Gr.270 BR, haciendo un total de 32 torones o cables que sostuvo la estructura metálica del antiguo Puente Chupuro durante el proceso de desmontaje y lanzamiento inverso (ver Figura N° 43). El análisis de los cables tiene como criterios el tener una flecha inicial de cables de entre 0.5m a 1.5m ya que al tener más flecha puede generar dificultades durante la fase final de lanzamiento ya que la estructura puede llegar por debajo del nivel de la cajuela del estribo. Otro criterio a considerar es la recomendación de trabajar con factores de seguridad de operación de cables de más de 3.0 para mayor seguridad de la estructura apoyada sobre cables.

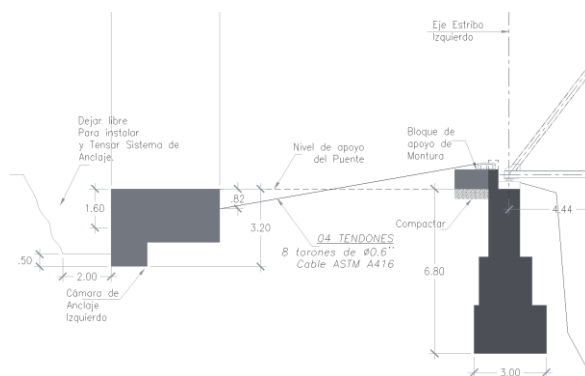


Figura N° 43 Sistema de cables para el desmontaje del Puente Chupuro

Como mencionamos anteriormente, comenzamos por realizar una estimación de la geometría de cable sin carga (únicamente peso propio) considerando trabajar con 16 cables por reticulado del puente (32 cables en total), la flecha inicial con la que se definió trabajar fue de 0.90 para facilidad de las operaciones, entonces se tiene una distancia horizontal de apoyos de cable de $L = 61.80m$, y una carga distribuida por peso propio de

$\omega = 16(1.4\text{cm}^2)7.861 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 17.61 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$. Para definir la geometría de la catenaria determinamos "c" de la siguiente igualdad.

$$c + h = c \cosh \frac{0.5L}{c}$$

para $h = 0.90\text{m}$ tenemos que $c = 530.6\text{m}$

Las fuerzas axiales del cable son proporcionales a la ordenada del sistema, entonces:

$$T_{\min} = \omega c = 9.34 \text{ tonf} \quad y \quad T_{\max} = \omega(c + h) = 9.36 \text{ tonf}$$

Con la información se procede a realizar el modelamiento de los cables para poder evaluar las fuerzas máximas durante la operación. Primeramente, obtenemos las reacciones de la superestructura, la Tabla N° 5 resume estas reacciones (ver Figura N° 44 para guía)

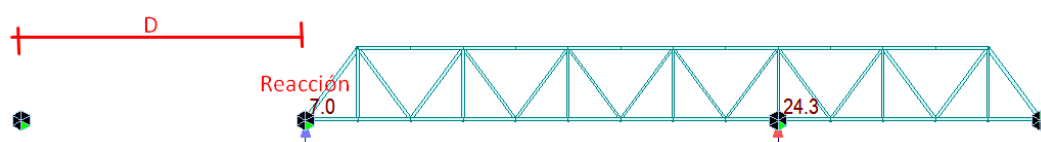


Figura N° 44 Esquema de carga transmitida a cables (por reticulado)

Tabla N° 5 Carga transmitida a cables y ubicación (por reticulado)

Ubicación D (m)	Reacción (tonf)
0.90	15.60
5.19	14.40
11.27	13.00
15.56	11.40
19.84	9.40
24.13	7.00
24.13	10.30
28.41	9.10
32.70	7.50
36.99	5.40
36.99	7.10
45.56	4.10

Se realiza un modelo de cables (por eje de reticulado) durante las diferentes ubicaciones y cargas del arranque izquierdo (ver Figura N° 45).

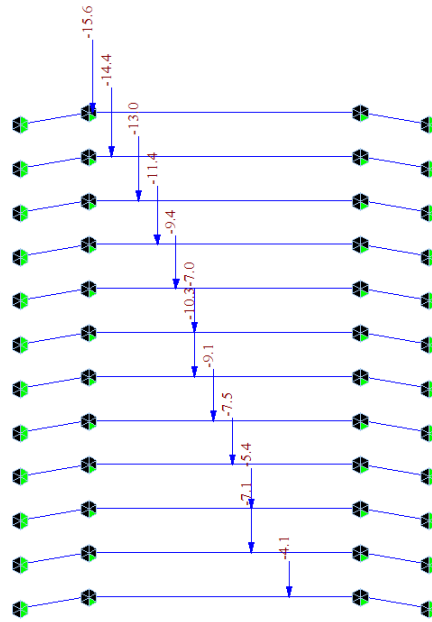


Figura N° 45 Modelo de cables con carga (por reticulado)

Se realiza un análisis no lineal geométrico de grandes desplazamientos para obtener fuerzas y desplazamientos correctos de los cables analizados. Se procede a realizar la evaluación de las fuerzas máximas durante la operación de desmontaje para determinar el Factor de Seguridad (FS) de los cables (ver Figura N° 46).

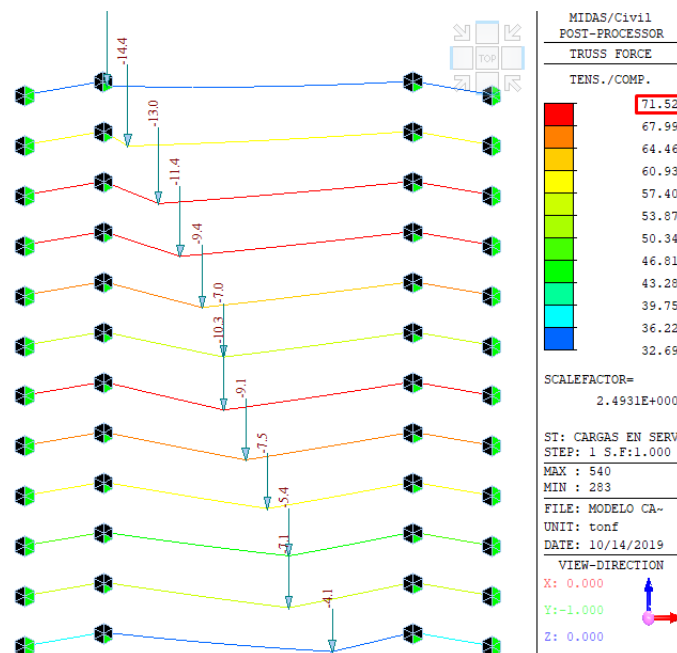


Figura N° 46 Carga máxima en cables T=71.52 tonf

Entonces:

$$FS = \frac{T_n}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{A_0 F_u n_c}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{(1.4 \text{ cm}^2) \left(18.9 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right) (16)}{71.52 \text{ tonf}}$$

por lo tanto, FS = 5.92

Teniendo en cuenta el uso de un Factor de Seguridad mínimo de 3.0 como criterio para la verificación de cables de acero durante trabajos de construcción, la cantidad de cables utilizadas en el proyecto se consideró adecuada.

3.5.1 Estabilidad de cámaras de anclaje

En el Anexo 1 se desarrolla el cálculo realizando para asegurar la estabilidad de las cámaras de anclaje ante el volteo y deslizamiento generado por las fuerzas máximas en los cables.

Capítulo IV: Montaje y lanzamiento del puente Chupuro

4.1 Descripción de la estructura

El nuevo Puente Chupuro es una estructura metálica de tipo arco de acero (ver Figura N° 47) ubicado sobre el cauce del río Mantaro, en el distrito de Chupuro, provincia de Huancayo, departamento de Junín, a una elevación de 3168 m.s.n.m. aproximadamente.

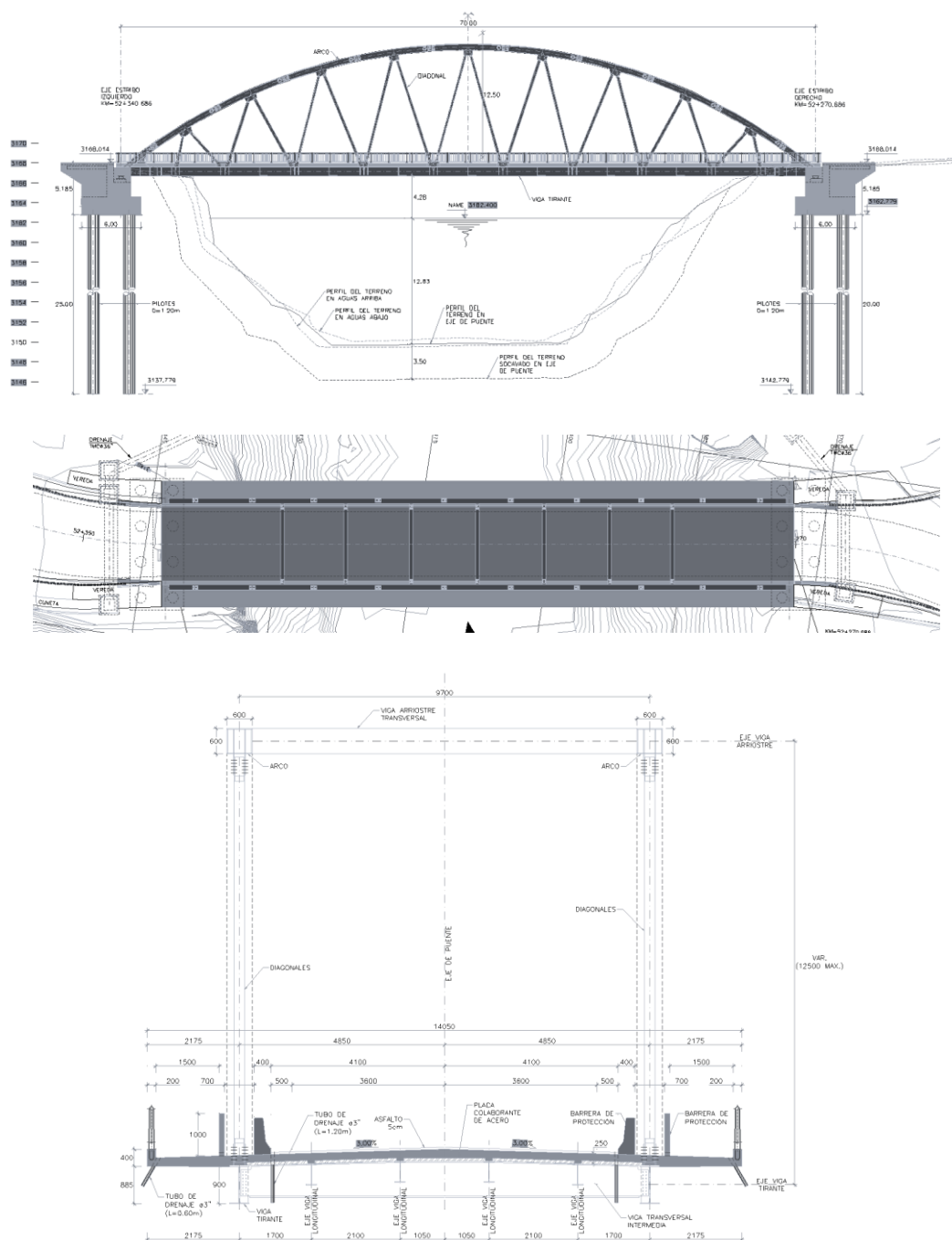


Figura N° 47 Vista en elevación, planta y sección transversal del nuevo Puente Chupuro

El puente presenta una luz de 70.0m entre ejes de apoyo, el tablero consta de una losa de concreto armado que se apoya sobre las vigas transversales, longitudinales y vigas tirantes que transmiten carga hacia los arcos, ambos arcos tienen una separación de 9.70m entre ejes, el arco tiene una flecha de 12.5m.

4.2 Proceso de montaje y lanzamiento

Como parte de la ejecución del proyecto “Construcción de Puentes por reemplazo en Ancash Junin – Obra N°03”, más específicamente, la ejecución del puente Chupuro, la etapa de montaje y lanzamiento de este presentó algunas dificultades técnicas ya que por las características de la profundidad del río Mantaro y lo pronunciado de los taludes a ambas márgenes del río, no se podía construir torres temporales en el cauce para poder realizar el montaje de la superestructura metálica (peso de 260 tonf aproximadamente). Como una opción para poder realizar el montaje in-situ se propuso el montaje de un falso puente en arco con cimentaciones en las proximidades de los estribos del puente definitivo (ver Figura N° 48).

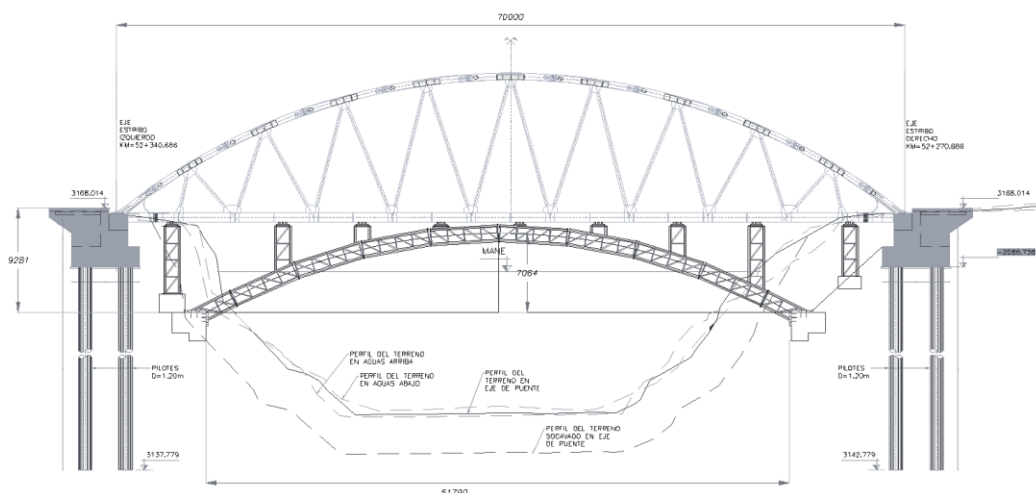


Figura N° 48 Propuesta para montaje del Puente Chupuro (Uso de falso puente en arco)

Esta idea tuvo que ser descartada debido a la existencia de un muro que databa de la época pre-incaica en la margen derecha del río (ver Figura N° 49), razón por la cual la zona donde se plantaba cimentar el falso puente en arco era de carácter intangible. Se evaluó también la posibilidad de lanzar el puente sobre cables, pero por el peso de la estructura y el volumen estimado de cámaras de concreto necesarias se descartó la idea. Finalmente se optó por el lanzamiento de la superestructura metálica mediante el método de torre pescante por la rapidez del lanzamiento y el rápido montaje de estructuras temporales (ver Figura N° 50).



Figura N° 49 Muro pre-inca en la margen derecha del río



Figura N° 50 Lanzamiento mediante torre pescante Puente Chupuro

A continuación, se muestra el proceso de montaje y lanzamiento llevado a cabo.

Etapas: Previo al inicio de operaciones de montaje y lanzamiento del puente definitivo, se realizó la ejecución de cámaras de anclaje en ambas márgenes del río, la cámara de anclaje de la margen izquierda tiene como función compensar la carga de tiro de la torre de acero para evitar grandes excentricidades en la cimentación de la misma. Mientras que la cámara de anclaje de la margen derecha hace la función de retenida de la superestructura metálica. Además, se realiza el montaje la torre pescante de acero y sus cables de retenida (ver Figura N° 51).

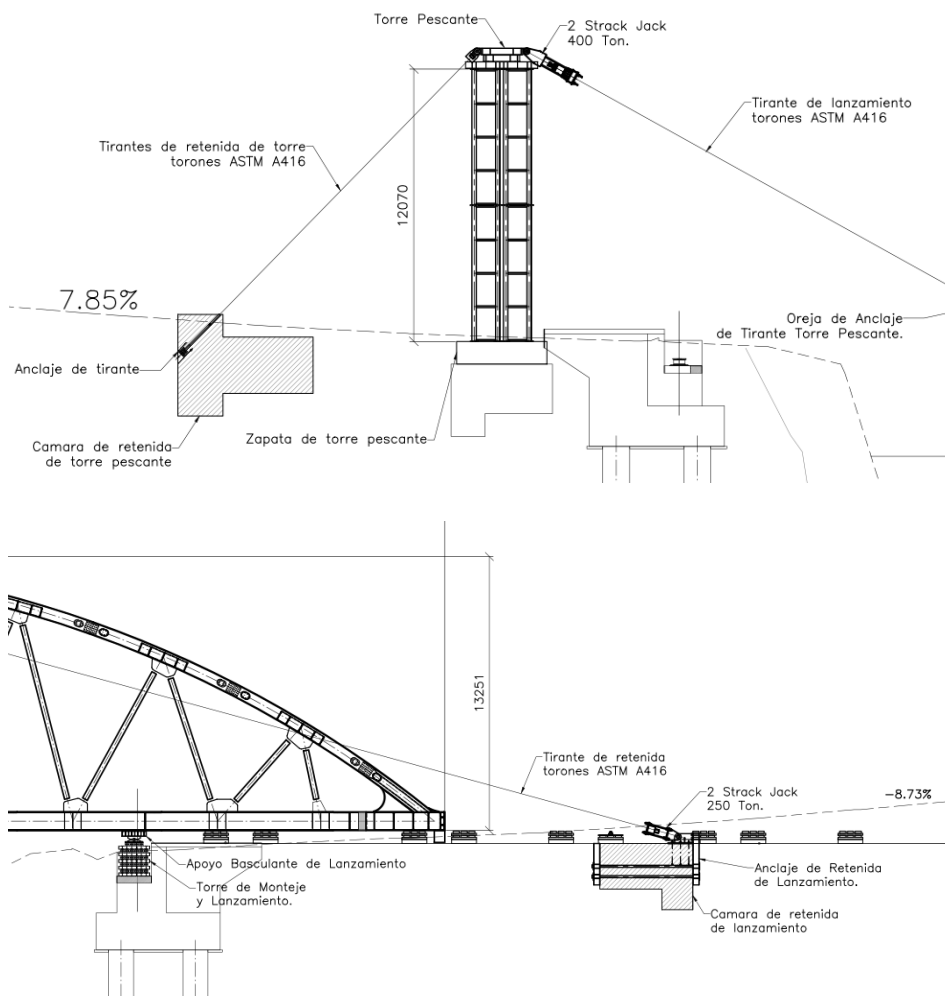


Figura N° 51 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 0

Etapas:

Etapas: Se inició con el procedimiento por el montaje parcial de la superestructura metálica (hasta una longitud de 35.5m) ya que la plataforma de montaje disponible en la margen derecha era limitada. En esta etapa también se procedió con el montaje de los cables de tiro desde la torre pescante al arranque izquierdo del arco metálico (ver Figura N° 52).

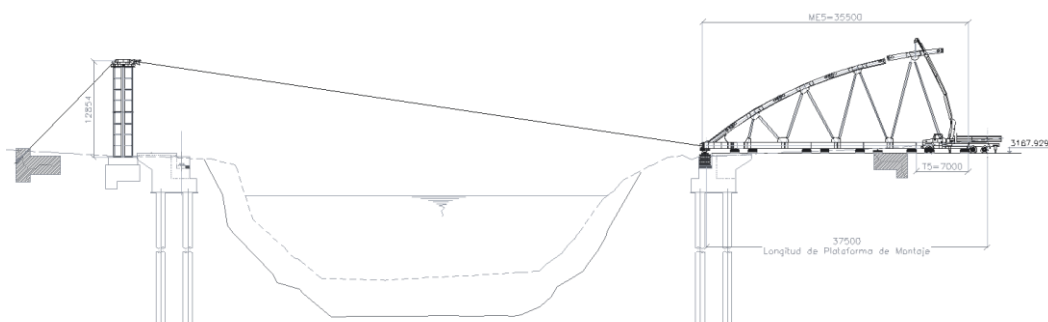


Figura N° 52 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 1

Etapa 2: Para poder continuar con el montaje de la superestructura metálica se hizo un lanzamiento parcial de 12.83m de longitud, de esta manera se pudo continuar el montaje

de piezas del puente (ver Figura N° 53). Durante esta fase se usan retenidas temporales ya que una no se pudo instalar la retenida en el arco.

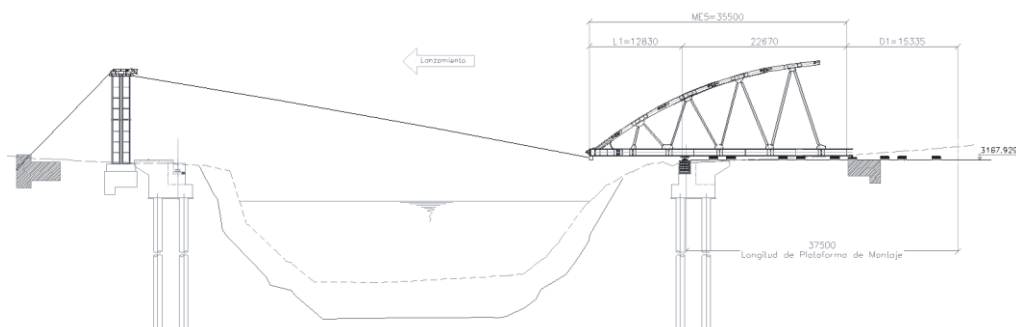


Figura N° 53 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 2

Etapa 3: Se continuó con el montaje de la superestructura metálica hasta tener una longitud armada total de 49.5m (ver Figura N° 54).

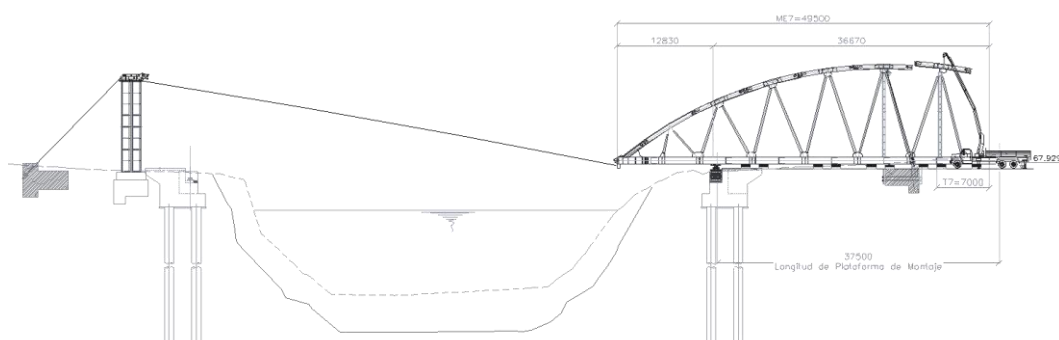


Figura N° 54 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 3

Etapa 4: Nuevamente se procedió a realizar un lanzamiento parcial de 16.0m más para poder continuar con el montaje de la estructura, en esta etapa también se realizó el montaje de la retenida en el arco (ver Figura N° 55).

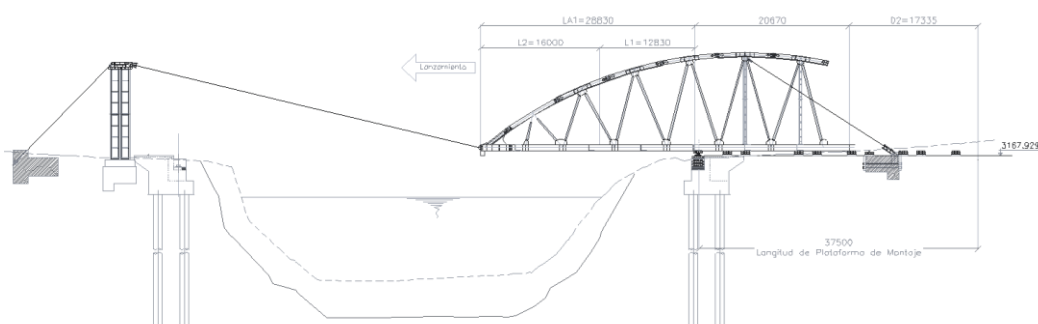


Figura N° 55 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 4

Etapa 5: Se siguió con el montaje de la superestructura metálica hasta tener una longitud armada total de 66.4m (ver Figura N° 56).

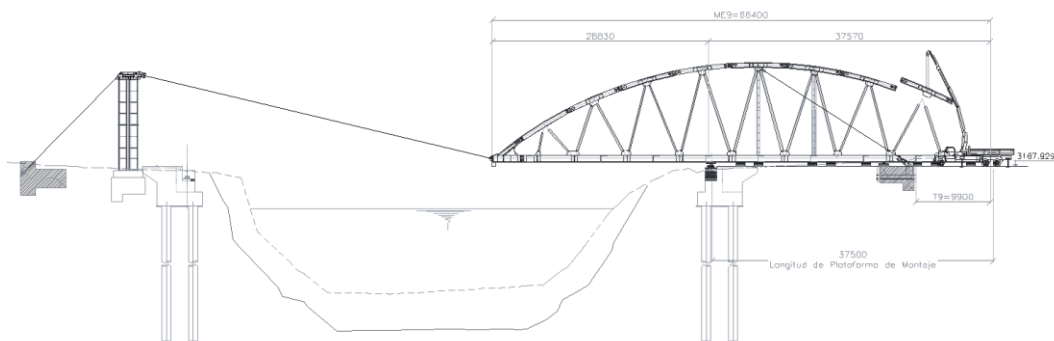


Figura N° 56 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 5

Etapa 6: Para poder terminar con el montaje de la superestructura metálica se procedió a realizar un lanzamiento parcial de 7.0m, pudiendo de esta manera tener espacio para montar el arranque derecho del arco (ver Figura N° 57).

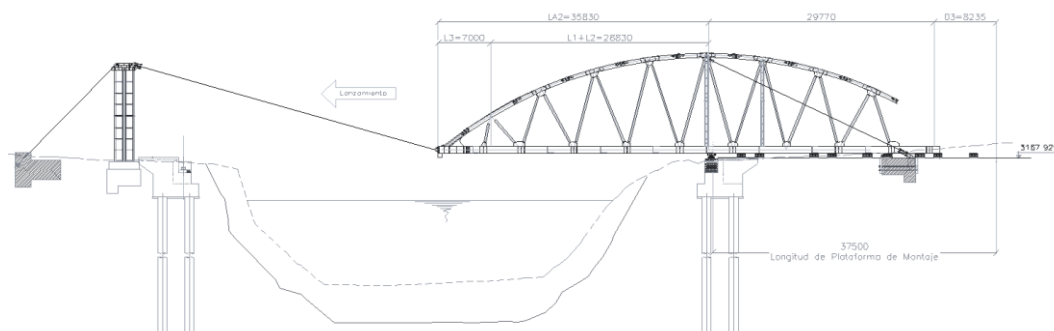


Figura N° 57 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 6

Etapa 7: En esta etapa se concluyó con el montaje de la superestructura metálica del puente (ver Figura N° 58).

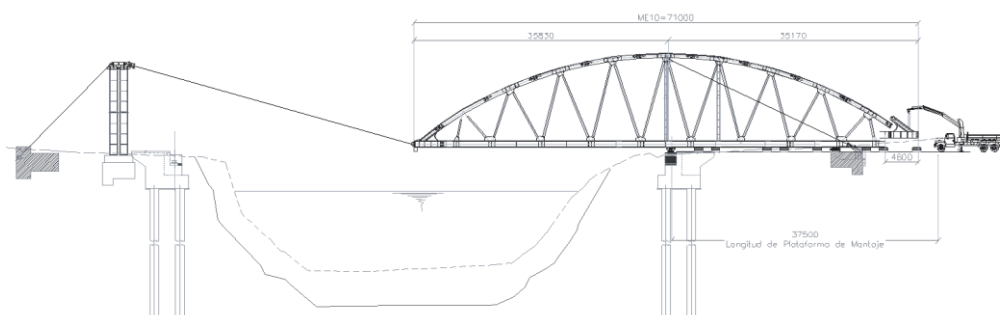


Figura N° 58 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 7

Etapa 8: Una vez que la estructura metálica estuvo completa se procedió con el lanzamiento del puente mediante la liberación de fuerza en la retenida y tiro con los cables de la torre pescante (ver Figura N° 59).

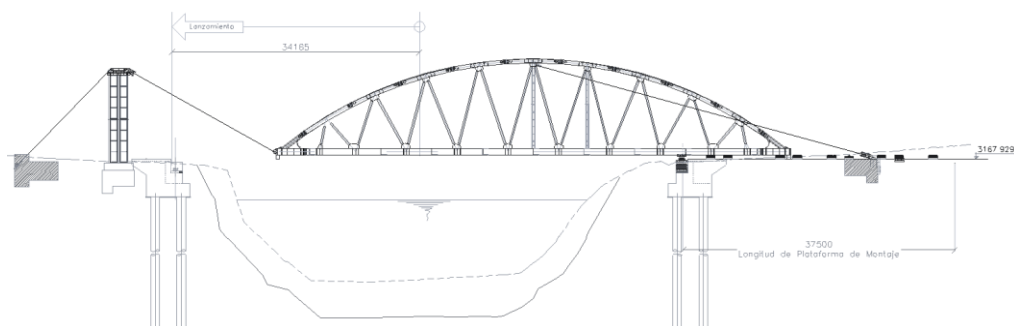


Figura N° 59 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 8

Etapa 9: Finalmente el lanzamiento concluye con las operaciones de descenso de la estructura sobre sus apoyos definitivos, destensado de cables y retiro de estructuras temporales (ver Figura N° 60).

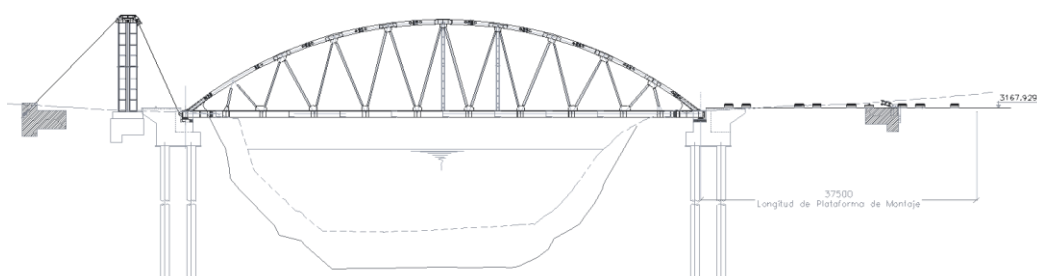


Figura N° 60 Montaje y Lanzamiento Puente Chupuro – Etapa 9

4.3 Modelamiento estructural

El modelo estructural del puente durante las diferentes etapas del lanzamiento se desarrolló en el software MIDAS Civil (ver Figura N° 61).

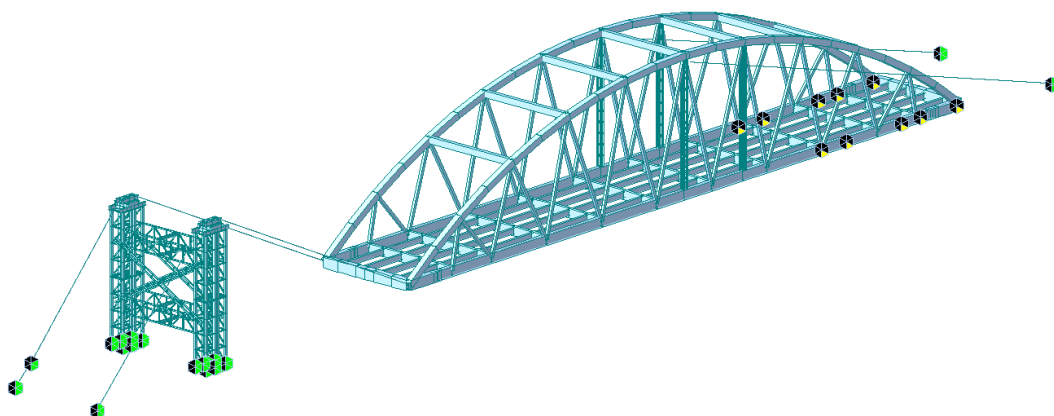


Figura N° 61 Modelo estructural del lanzamiento del puente Chupuro

Los elementos del puente fueron modelados con elementos lineales (tipo viga), que son elementos capaces de tomar fuerzas axiales, de corte, flexión y torsión. De la misma manera fueron modelados los elementos de la torre pescante. Los cables han sido modelados como elementos unidimensionales que solo toman cargas en tracción.

El modelo estructural desarrollado consideró las diferentes posiciones de la superestructura durante el proceso de montaje y lanzamiento (ver Figura N° 62 y Figura N° 63), pudiéndose evaluar los escenarios más críticos para los elementos.

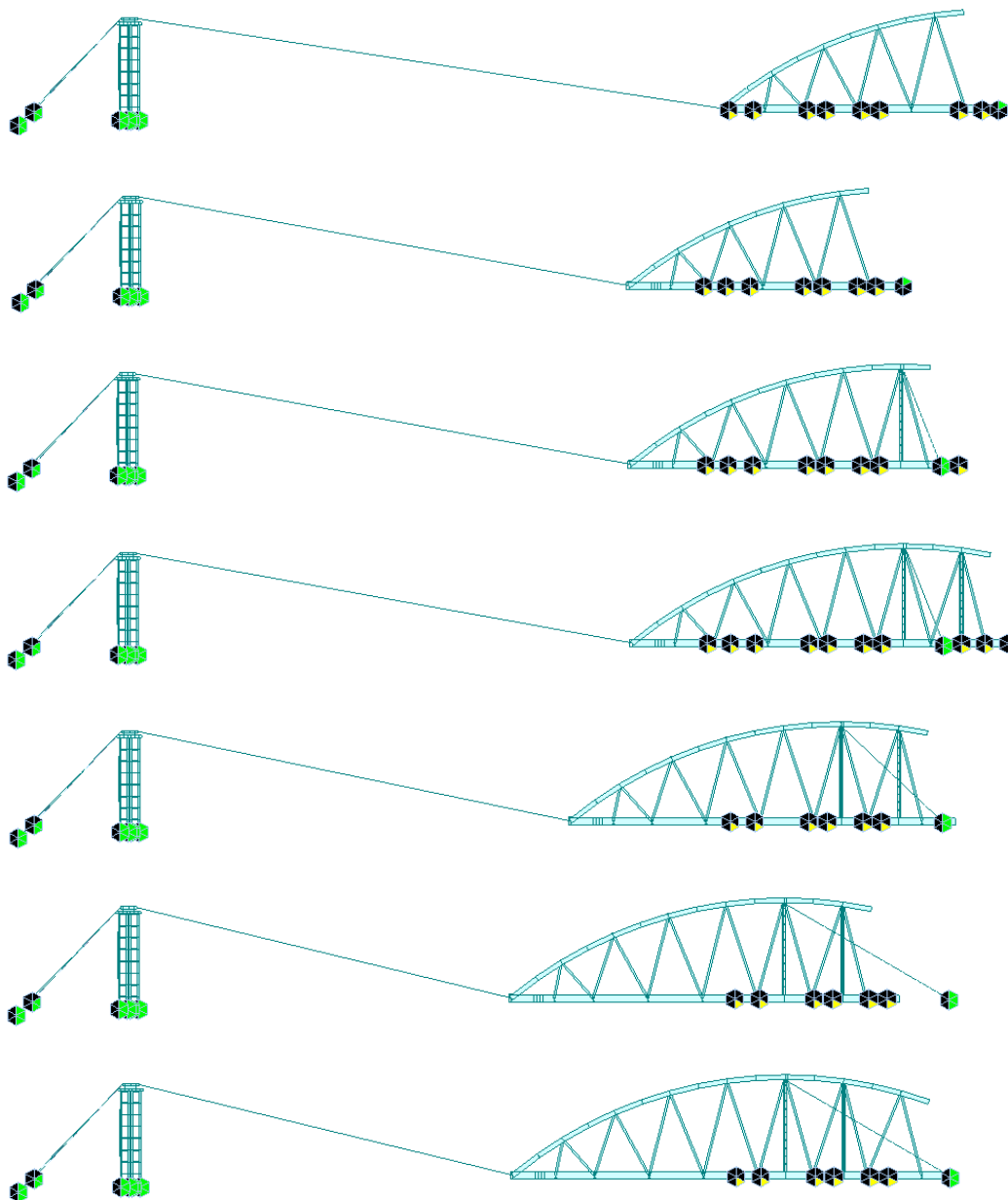
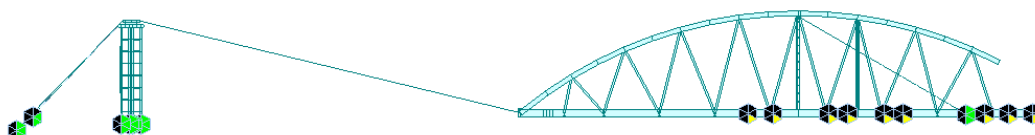


Figura N° 62 Modelo estructural del proceso de montaje y lanzamiento (a)



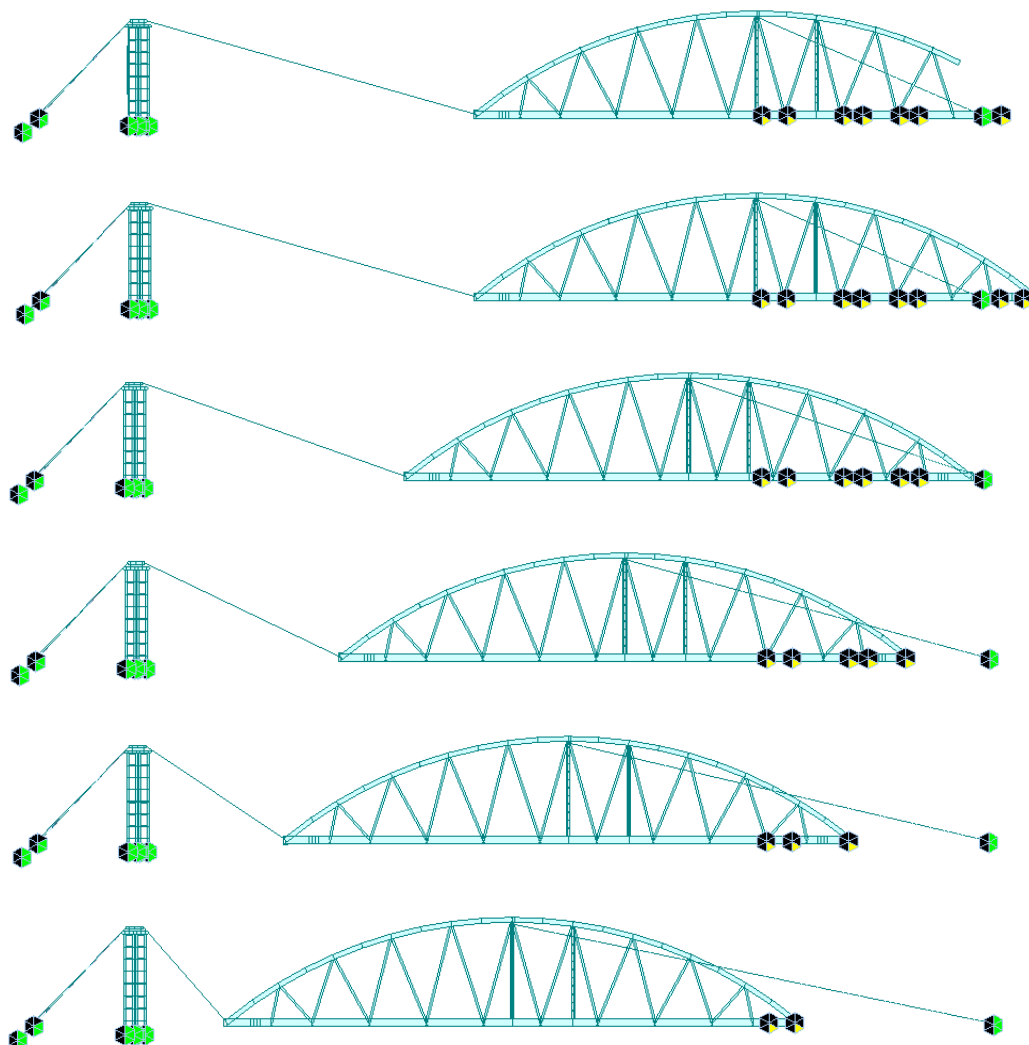


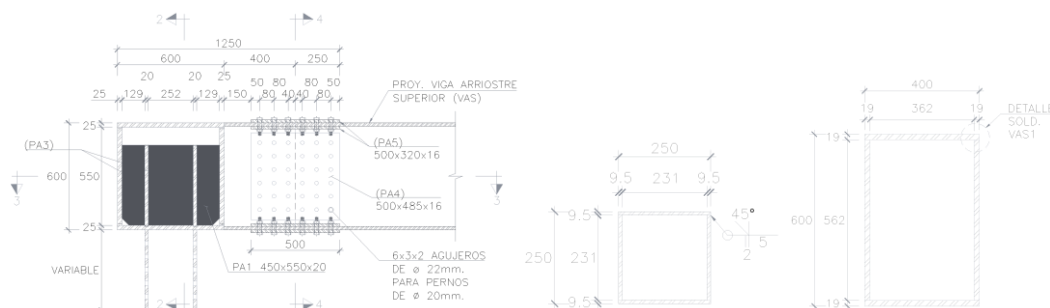
Figura N° 63 Modelo estructural del proceso de montaje y lanzamiento (b)

4.3.1 Geometría de los perfiles estructurales

Para el modelamiento estructural se tuvieron en cuenta los perfiles de acero indicados en los planos de proyecto del puente definitivo, las vigas tirantes son de sección I, al igual que las vigas transversales internas y vigas longitudinales, mientras que los arcos son de sección cajón al igual de las diagonales, las vigas transversales externas y los arriostres de los arcos (ver Figura N° 64). Los elementos de las torres pescantes son principalmente tubos cuadrados que forman módulos de 6m de altura, la torres pescante tiene una total de 12m de altura.

(a) Vigas Transversal interna y externa

(b) Vigas Tirante y Longitudinal



(c) Arco, Diagonal y Arriostre Superior

Figura N° 64 Secciones de perfiles metálicos

4.3.2 Características de los materiales

El material de los elementos de acero es de denominación ASTM A709 Grado 50, que presenta un módulo de elasticidad de 2.041×10^7 tonf/m² y un esfuerzo límite de fluencia a tracción de 3.50×10^3 kgf/cm². Los elementos de las torres son de denominación ASTM A500 Grado B, que presenta un módulo de elasticidad de 2.041×10^7 tonf/m² y un esfuerzo límite de fluencia a tracción de 3.23×10^3 kgf/cm². Con respecto a los cables utilizados en el proyecto, se utilizó cables de presfuerzo de denominación ASTM A416 Gr270 de baja relajación, que un módulo de elasticidad de 2.04×10^7 tonf/m² y un esfuerzo último a tracción

“Análisis estructural de los procesos de desmontaje y montaje del puente Chupuro con métodos de lanzamiento no convencionales”
Bachiller Aguilar Lunarejo, Omer Carlo

de $18.90 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$, se utilizan torones o strands de 0.6 pulgadas de diámetro con un área neta de 1.40 cm^2 .

4.3.3 Cargas y combinaciones consideradas

Para la realizar el análisis estructural se considera únicamente las cargas por peso propio (DC), dicho peso es calculado directamente en base a la sección del elemento y el material que lo compone. Para el caso de los elementos de acero se considera un peso específico de 7.85 tonf/m^3 , además se considera en el modelo un incremento del 20% de peso adicional para tener en consideración el peso de conexiones, placas de conexión, pintura, etc. Para el caso de los elementos de concreto se considera un peso específico de 2.50 tonf/m^3 .

Teniendo en cuenta las cargas que se consideran, los estados limites que se estudian son los de Servicio I y Resistencia I (ver Tabla N° 1) que deberán cumplir los elementos estructurales.

Tabla N° 6 Factores y combinaciones de carga en Servicio y Resistencia

Combinación	DC
Servicio I	1.00
Resistencia I	1.25

4.4 Verificación de elementos estructurales

Considerando todas las etapas analizadas, se determinaron aquellas que son las más críticas para cada elemento principal, siendo las etapas más críticas para las vigas tirante, para las diagonales, para el arco y las comunas de la torre pescante.

4.4.1 Verificación de viga tirante

La etapa más crítica para la verificación de las vigas tirante se da cuando se tiene un volado de 28.67m de la estructura metálica durante el lanzamiento (ver Figura N° 65), en esta etapa se tiene el apoyo entre diagonales, lo que genera momentos flectores críticos en el elemento.

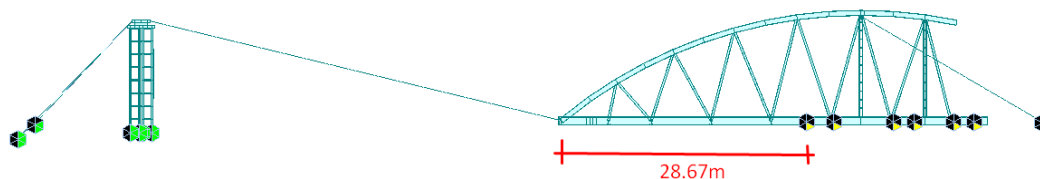


Figura N° 65 Etapa crítica para vigas tirante

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 66 y Figura N° 67 respectivamente.

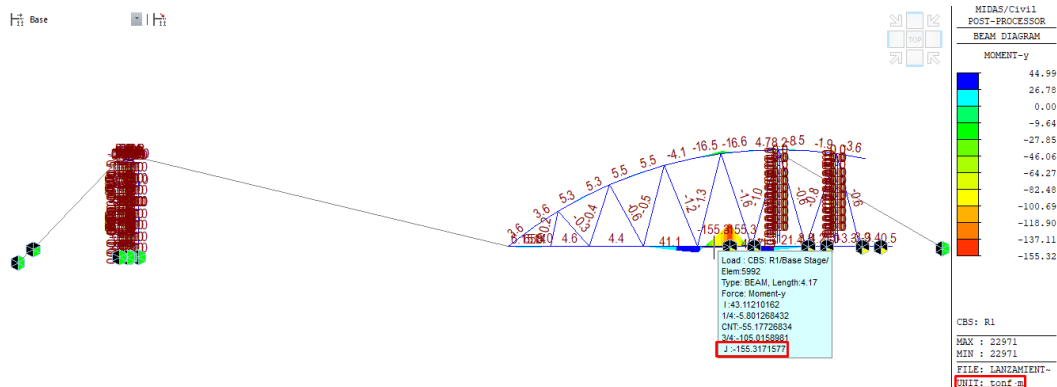


Figura N° 66 Momentos flectores en R1, $M_{\max}=155.32$ tonf-m

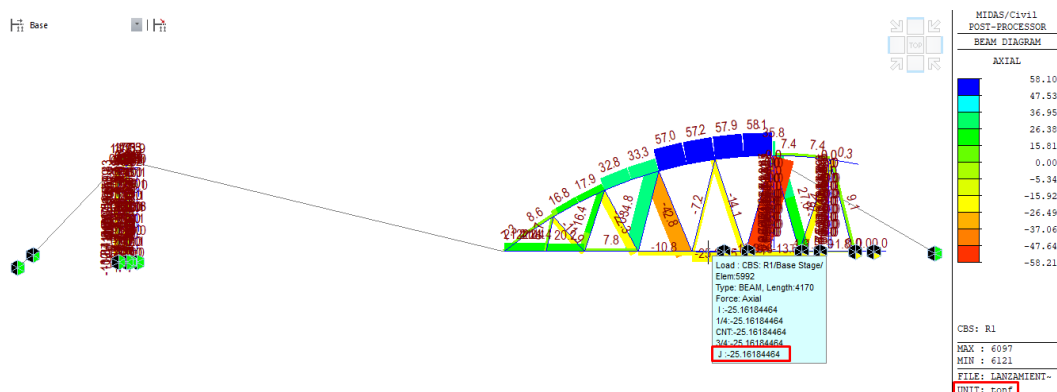


Figura N° 67 Fuerzas axiales en R1, $P_{\max}=-25.16$ tonf (compresión)

La sección de la viga tirante es una sección tipo I sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión en el punto de análisis ya que es un punto de apoyo que se ubica entre diagonales, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 7.

Tabla N° 7 Propiedades geométricas de Viga Tirante

Propiedad	Valor	Unidad
Área	3.61E+04	mm ²
Xbar	2.25E+02	mm
Ybar	4.50E+02	mm
Sxx	1.14E+07	mm ³
Syy	1.69E+06	mm ³
Zxx	1.27E+07	mm ³
Zyy	2.59E+06	mm ³

lxx	5.13E+09	mm ⁴
lyy	3.80E+08	mm ⁴
rx	3.77E+02	mm
ry	1.03E+02	mm
J	5.88E+06	mm ⁴
Cw	7.27E+13	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{225\text{mm}}{25\text{mm}} = 9.0 \leq 0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 11.42$$

$$\text{para } k_c = \frac{4}{\sqrt{D/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{850\text{mm}/16\text{mm}}} = 0.549 \text{ (alas de sección I)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{850\text{mm}}{16\text{mm}} = 53.13 > k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88 \quad \text{para } k = 1.49 \text{ (almas de sección I)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento esbelto por lo que se debe calcular el área efectiva A_{eff} para poder calcular el factor de reducción para elementos esbeltos rígidos Q_a .

$$A_{eff} = A_g - (D - b_e)t_w = 0.033\text{m}^2$$

$$\text{donde } b_e = 1.92t_w \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0.38}{D/t_w} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] = 0.626\text{m}$$

$$\text{entonces } Q_a = \frac{A_{eff}}{A_g} = 0.901$$

$$\therefore Q = Q_s Q_a = 0.901$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g = 1560.48 \text{ tonf}$$

Ahora calculamos la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) de la siguiente manera:

$$P_{e(TB)} = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z l_z)^2} + GJ \right] \frac{A_g}{I_x + I_y} = 2260.51 \text{ tonf}$$

considerando $K_z = 1.0$ (conservador) y $L = 7.00m$

La resistencia crítica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 1560.48 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = Q F_y A_g = 1142.94 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} = 1.37 \geq 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = \left[0.658^{\left(\frac{P_0}{P_e}\right)} \right] P_0 = 841.18 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 799.12 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

Evaluamos la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para las alas tenemos que:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$$

$$\frac{b}{t} = \frac{225mm}{25mm} = 9.00 \leq \lambda_{pf} = 9.15 \quad (\text{ala compacta})$$

Para el alma tenemos que:

$$\lambda_{pw} = \frac{\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} = 91.31$$

$$\text{siendo } M_p = F_y Z_x = 447.64 \text{ tonf} - m, M_y = F_y S_x = 400.49 \text{ tonf}$$

$$R_h = 1.00 \text{ (Sección homogénea)}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 137.27$$

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = \frac{850mm}{16mm} = 53.13 \leq \lambda_{pw} = 91.31 \quad (\text{alma compacta})$$

La resistencia ante el pandeo local del ala en compresión, dado que $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, se determina como sigue:

$$M_{nc(FLB)} = R_{pc} M_{yc} = 447.64 \text{ tonf} - m \quad \text{con } R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} = 1.12$$

Seguidamente se evalúa el estado límite de pandeo lateral torsional, primero determinando los límites de la longitud libre no arriostrada del elemento L_b :

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 2.85m$$

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr}}{E} \frac{S_{xc} h}{J} \right)^2}} = 11.78m$$

$$\text{para } r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} = 0.12m \quad F_{yr} = 0.7 F_{yc} \quad h_0 = 0.875m$$

Como $L_p < L_b = 7.00m < L_r$, entonces la resistencia por pandeo lateral torsional se calcula de la siguiente manera:

$$M_{nc(LTB)} = C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr} S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] R_{pc} M_{yc} = 369.91 \text{ tonf} - m \leq R_{pc} M_{yc}$$

$$\text{considerando } c_b = 1.0$$

Ahora determinamos la resistencia a flexión del ala en compresión

$$M_{nc} = \min(M_{nc(FLB)}, M_{nc(LTB)}) = 369.91 \text{ tonf} - m$$

La resistencia a la flexión basada en la fluencia del ala en tensión se obtiene así:

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} = 447.64 \text{ tonf} - m \quad \text{con } R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} = 1.12$$

Finalmente, la resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = \min(M_{nc}, M_{nt}) = 369.91 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 369.91 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{25.16 \text{ tonf}}{799.12 \text{ tonf}} = 0.031 < 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.436 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia. En la siguiente sección se prosigue con la verificación de la viga tirante ante cargas concentradas.

4.4.2 Cargas concentradas en viga tirante

Debido al proceso de lanzamiento, existen etapas en las que la superes tura solo tienen un punto de apoyo, generando que en este punto se produzcan reacciones de gran magnitud, que podrían generar fallas locales en la viga tirante. Para reducir los efectos de estas cargas concentradas en la viga tirante se opta por utilizar apoyos de considerable área de contacto que además son capaces de rotar con la viga, de esta manera se mantiene dicha área de contacto (ver Figura N° 68), en lugar usar los típicos rodillos que no logran distribuir la reacción.



Figura N° 68 Apoyos giratorios en viga tirante

La máxima reacción obtenida del modelamiento estructural se da en la etapa que tiene un volado de 44.09m (ver Figura N° 69).

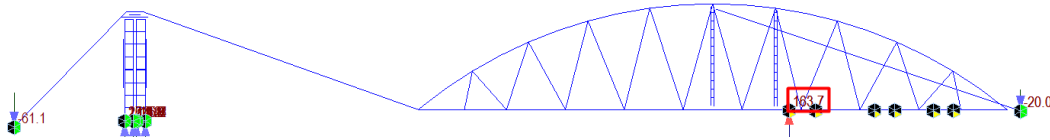


Figura N° 69 Reacciones en R1, $R_{\max}=163.7$ tonf

Resistencia a la fluencia local del alma

Se realiza la evaluación de la capacidad ante la fluencia local del alma de la siguiente manera, teniendo en cuenta que la aplicación de la carga es lejana al extremo del elemento.

$$R_{n(LY)} = (5k + N)F_{yw}t_w = 374.03 \text{ tonf}$$

donde $k = 33\text{mm}$, $N = 500\text{mm}$ (longitud del apoyo) y $t_w = 16\text{mm}$

Entonces:

$$\phi_b R_{n(LY)} = 374.03 \text{ tonf}$$

$$\text{con } \phi_b = 1.00$$

Resistencia al aplastamiento del alma

Se procede con la evaluación de la resistencia del alma al aplastamiento, teniendo en cuenta la ubicación de la reacción en relación con el elemento:

$$R_{n(WC)} = 0.8t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} = 412.56 \text{ tonf}$$

donde $d = 850\text{mm}$ y $t_f = 25\text{mm}$

Entonces:

$$\phi_w R_{n(WC)} = 330.04 \text{ tonf}$$

$$\text{con } \phi_b = 0.80$$

Finalmente, la resistencia de la viga tirante ante cargas concentradas es:

$$\min(\phi_b R_{n(LY)}, \phi_w R_{n(WC)}) = 330.04 \text{ tonf} - m$$

$$R_u = 163.7 \text{ tonf} - m < \min(\phi_b R_{n(LY)}, \phi_w R_{n(WC)}) = 330.04 \text{ tonf} - m$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia ante cargas concentradas.

4.4.3 Verificación de diagonales

La etapa más crítica para la verificación de las diagonales se da cuando se tiene un volado de 44.09m de la estructura metálica durante el lanzamiento (ver Figura N° 70).

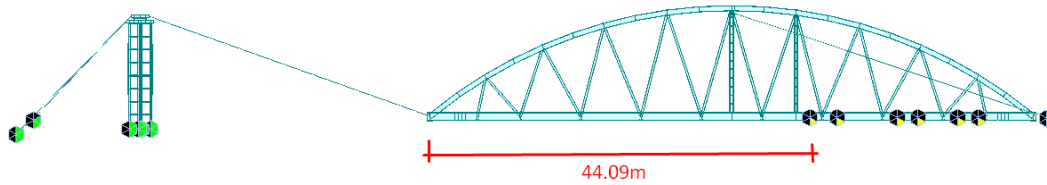


Figura N° 70 Etapa crítica para diagonales

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 71 y Figura N° 72 respectivamente.

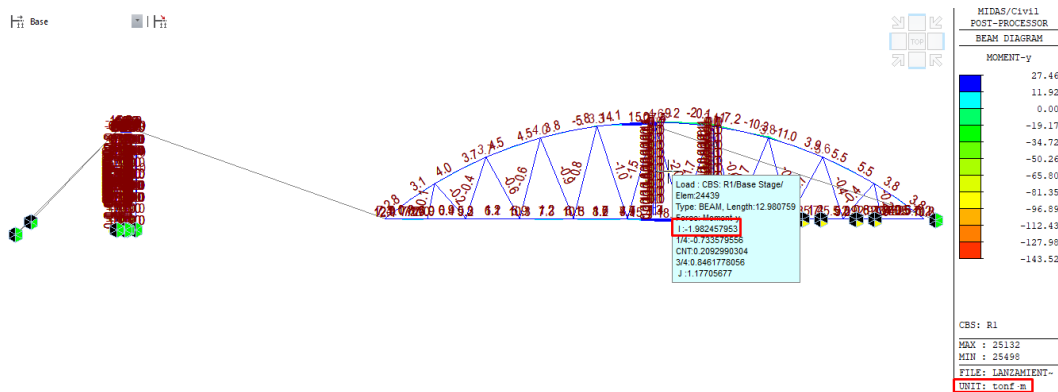


Figura N° 71 Momentos flectores en R1, $M_{\max}=1.98$ tonf-m

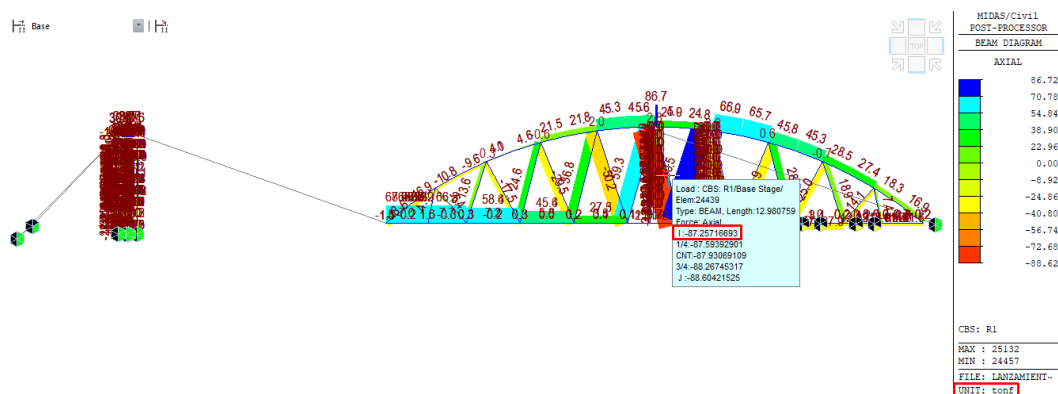


Figura N° 72 Fuerzas axiales en R1, $P_{\max}=-87.26$ tonf (compresión)

La sección de las diagonales es una sección tipo cajón sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión en el punto de análisis, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 8.

Tabla N° 8 Propiedades geométricas de Diagonales

Propiedad	Valor	Unidad
Área	9.14E+03	mm ²
Xbar	1.25E+02	mm
Ybar	1.25E+02	mm
Sxx	7.06E+05	mm ³
Syy	7.06E+05	mm ³
Zxx	8.25E+05	mm ³
Zyy	8.25E+05	mm ³
Ixx	8.82E+07	mm ⁴
Iyy	8.82E+07	mm ⁴
rx	9.83E+01	mm
ry	9.83E+01	mm
J	1.32E+08	mm ⁴
Cw	0.00E+01	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{231\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 24.32 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88 \quad \text{para } k = 1.40 \text{ (alas de sección cajón)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{231\text{mm}}{9.5\text{mm}} = 24.32 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.88 \quad \text{para } k = 1.40 \text{ (almas de sección cajón)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento no esbelto por lo que $Q_a = 1.00$.

$$Q = Q_s Q_a = 1.00$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{Kl}{r_s}\right)^2} A_g = 130.10 \text{ tonf}$$

El cálculo de la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) para secciones cerradas no necesita ser considerado, por lo tanto, la resistencia crítica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 130.10 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = QF_y A_g = 321.27 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} = 0.40 < 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = 0.877P_e = 114.09 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 108.39 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

La resistencia a la flexión de secciones tipo cajón se determina como sigue:

$$M_n = F_y S_{xx} \left[1 - \frac{0.064 F_y S_{xx} L_b \left(\frac{\sum (b/t)^2}{I_{yy}} \right)}{AE} \right] = 24.36 \text{ tonf} - m$$

$$\text{considerando } L_b = 12.98m$$

Finalmente, la resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = M_n = 24.36 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 24.36 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{87.26 \text{ tonf}}{108.39 \text{ tonf}} = 0.805 > 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.879 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

4.4.4 Verificación de arco

La etapa más crítica para la verificación del arco se da cuando se tiene un volado de 52.50m de la estructura metálica durante el lanzamiento (ver Figura N° 73).

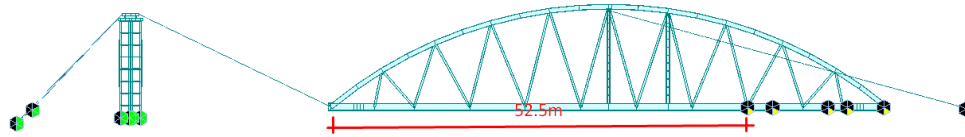


Figura N° 73 Etapa crítica para arcos

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 74, Figura N° 76 y Figura N° 76.

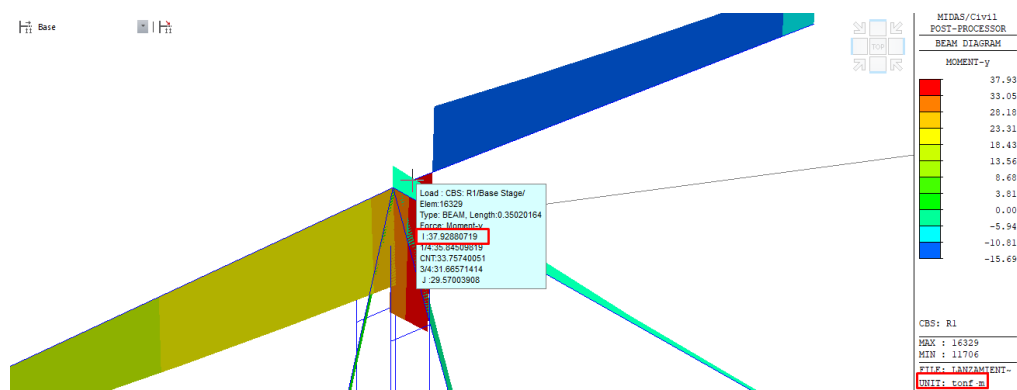


Figura N° 74 Momentos flectores M_x en R1, $M_{máx}=37.93$ tonf-m

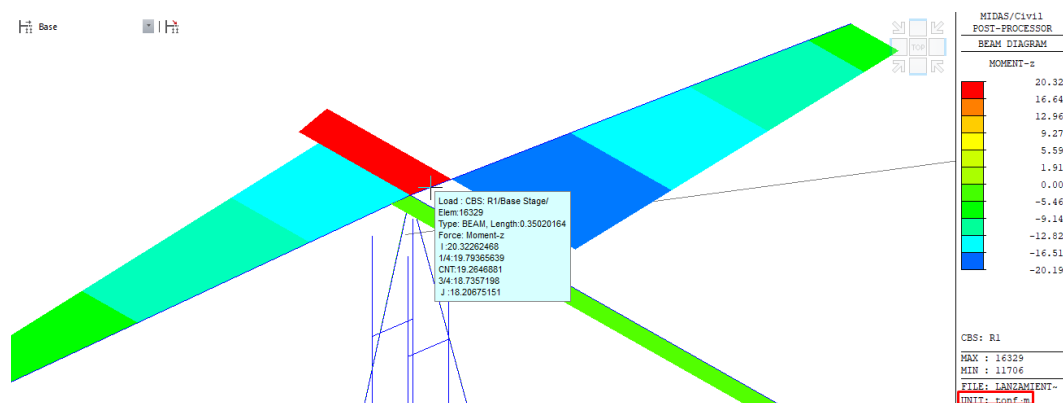


Figura N° 75 Momentos flectores M_y en R1, $M_{máx}=20.32$ tonf-m

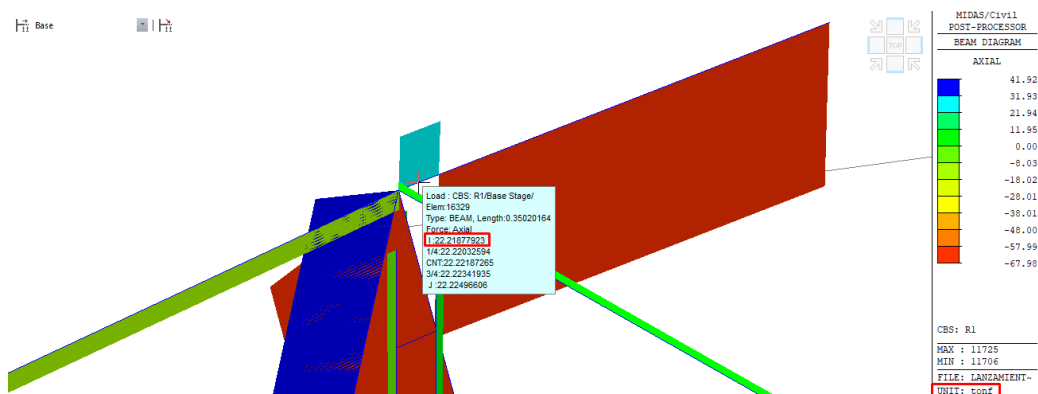


Figura N° 76 Fuerzas axiales en R1, $P_{máx}=22.22$ tonf (tracción)

La sección de las diagonales es una sección tipo cajón sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión en el punto de análisis, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 9.

Tabla N° 9 Propiedades geométricas del Arco

Propiedad	Valor	Unidad
Área	4.42E+04	mm ²
Xbar	3.00E+02	mm
Ybar	3.00E+02	mm
Sxx	8.29E+06	mm ³
Syy	8.29E+06	mm ³
Zxx	9.62E+06	mm ³
Zyy	9.62E+06	mm ³
Ixx	2.49E+09	mm ⁴
Iyy	2.49E+09	mm ⁴
rx	2.37E+02	mm
ry	2.37E+02	mm
J	3.73E+09	mm ⁴
Cw	0.00E+01	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

El cálculo de la resistencia a la fluencia de la sección bruta se determina de la siguiente manera:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g = 1474.63 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_y = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

La resistencia a la flexión de secciones tipo cajón se determina como sigue:

$$M_n = F_y S_{xx} \left[1 - \frac{0.064 F_y S_{xx} L_b}{AE} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)^2}{I_{yy}} \right) \right] = 290.12 \text{ tonf} - m$$

$$\text{considerando } L_b = 7.50m$$

Finalmente, la resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = M_n = 290.12 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 290.12 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje menor

La resistencia de la sección alrededor del eje menor es el mismo al del eje mayor ya que se trata de una sección tipo cajón cuadrado, entonces:

$$M_{ny} = M_n = 290.12 \text{ tonf} - m$$

$$M_{ry} = \phi_y M_{ny} = 290.12 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{37.93 \text{ tonf}}{1474.63 \text{ tonf}} = 0.026 < 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.208 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

4.4.5 Verificación de columna de torre pescante

La etapa más crítica para la verificación las columnas de la torre pescante se da cuando se tiene un volado de 52.50m de la estructura metálica durante el lanzamiento (ver Figura N° 77).

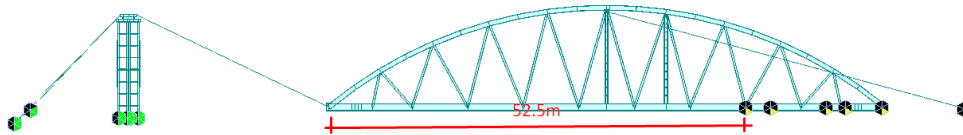


Figura N° 77 Etapa crítica para torre pescante

Las fuerzas axiales y de flexión en el estado límite de resistencia para la verificación se muestran en la Figura N° 78 y Figura N° 79 respectivamente.

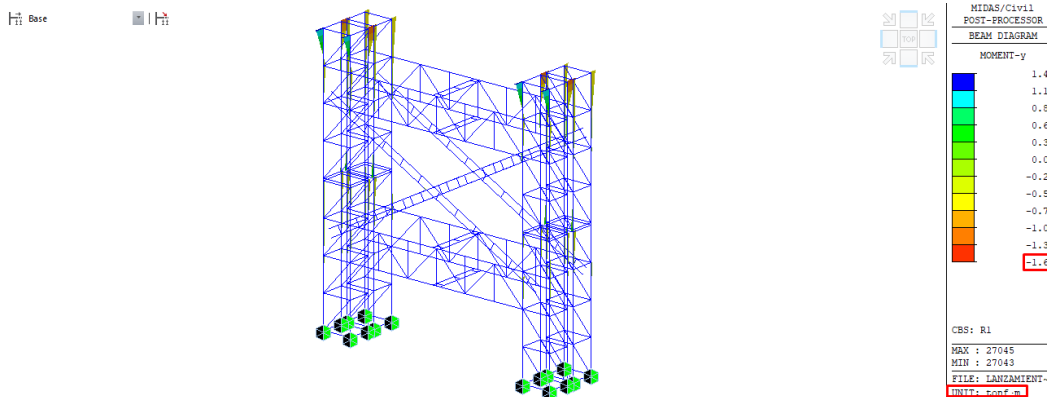


Figura N° 78 Momentos flectores en R1, $M_{máx}=1.62$ tonf-m

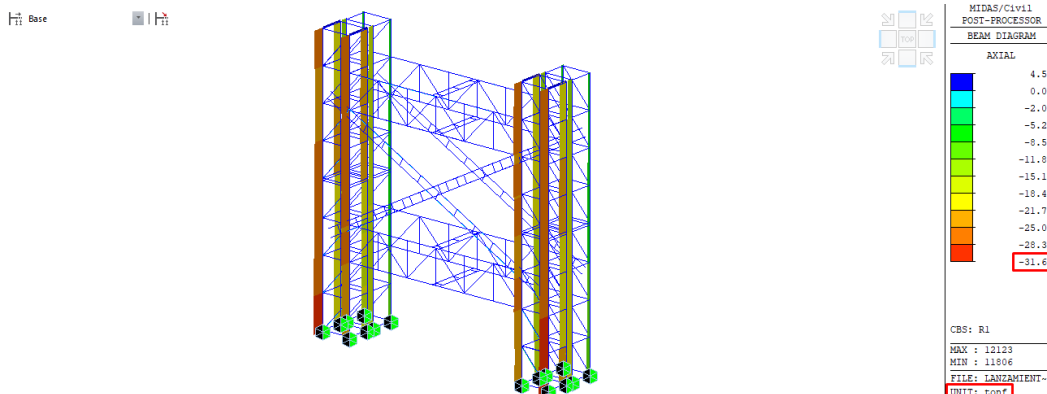


Figura N° 79 Fuerzas axiales en R1, $P_{máx}=-31.64$ tonf (compresión)

La sección de las columnas de la torre pescante es una sección tipo cajón sujeta a fuerzas axiales de compresión y también fuerzas de flexión en el punto de análisis, por lo tanto, para que se considere que el perfil no tiene problemas deberá cumplir con los requisitos de resistencia de un elemento a flexo-compresión. Las propiedades geométricas de la sección se resumen en la Tabla N° 10.

Tabla N° 10 Propiedades geométricas del Arco

Propiedad	Valor	Unidad
Área	7.73E+03	mm ²
Xbar	1.02E+02	mm

Ybar	1.02E+02	mm
Sxx	4.74E+05	mm ³
Syy	4.74E+05	mm ³
Zxx	5.60E+05	mm ³
Zyy	5.60E+05	mm ³
Ixx	4.82E+07	mm ⁴
Iyy	4.82E+07	mm ⁴
rx	7.90E+01	mm
ry	7.90E+01	mm
J	7.21E+07	mm ⁴
Cw	0.00E+01	mm ⁶

Resistencia a fuerzas axiales

Como primer paso se procede a evaluar la condición de esbeltez de las alas y alma de la sección en análisis. Para el elemento no rígido (ala) tenemos que:

$$\frac{b}{t} = \frac{183.2\text{mm}}{10\text{mm}} = 18.32 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.15 \quad \text{para } k = 1.40 \text{ (alas de sección cajón)}$$

De lo anterior se determina que el ala es un elemento no esbelto por lo que $Q_s = 1.00$, ahora se procede a evaluar el elemento rígido (alma):

$$\frac{b}{t} = \frac{183.2\text{mm}}{10\text{mm}} = 18.32 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.15 \quad \text{para } k = 1.40 \text{ (almas de sección cajón)}$$

Entonces se determina que el alma es un elemento no esbelto por lo que $Q_a = 1.00$.

$$Q = Q_s Q_a = 1.00$$

Seguimos con el cálculo de la resistencia elástica al pandeo por flexión (FB) obtenido lo siguiente:

$$P_{e(FB)} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_s}\right)^2} A_g = 3880147 \text{ tonf}$$

El cálculo de la resistencia elástica al pandeo por torsión (TB) para secciones cerradas no necesita ser considerado, por lo tanto, la resistencia crítica al pandeo elástico es:

$$P_e = \min(P_{e(FB)}, P_{e(TB)}) = 3880147 \text{ tonf}$$

La resistencia nominal a la compresión, P_n , es:

$$\text{Siendo } P_0 = QF_y A_g = 249.93 \text{ tonf y } \frac{P_e}{P_0} > 0.44, \text{ entonces}$$

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_0}{P_e} \right) \right] P_0 = 249.93 \text{ tonf}$$

Finalmente, la resistencia factorizada a la compresión, P_r , es:

$$P_r = \phi_c P_n = 237.43 \text{ tonf} \quad \text{con } \phi_c = 0.95$$

Resistencia a la flexión alrededor del eje mayor

La resistencia a la flexión de secciones tipo cajón se determina como sigue:

$$M_n = F_y S_{xx} \left[1 - \frac{0.064 F_y S_{xx} L_b}{AE} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)^2}{I_{yy}} \right) \right] = 15.34 \text{ tonf} - m$$

$$\text{considerando } L_b = 0.10m$$

Finalmente, la resistencia a la flexión alrededor del eje mayor es:

$$M_{nx} = M_n = 15.34 \text{ tonf} - m$$

$$M_{rx} = \phi_y M_{nx} = 15.34 \text{ tonf} - m \quad \text{con } \phi_f = 1.00$$

Resistencia a la flexo- compresión

Como no tenemos fuerzas de flexión alrededor del eje menor, procedemos a calcular el ratio de interacción de resistencia combinada ignorando la flexión alrededor del eje menor.

Como $\frac{P_u}{P_r} = \frac{31.64 \text{ tonf}}{237.43 \text{ tonf}} = 0.133 < 0.2$, entonces:

$$\frac{P_u}{2P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.172 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la sección cumple con los requisitos de resistencia para el estado límite de resistencia.

4.5 Análisis y diseño de cables

Los cables que se utilizaron durante el lanzamiento del Puente Chupuro se pueden clasificar en 3 grupos (ver Figura N° 80), el primer grupo es el de cables de tiro que conectan la superestructura con la torre pescante, el segundo grupo son los cables de retenida de la torre pescante que la conecta con la cámara de anclaje de las torres y el

tercer grupo es el de los cables de retenida del puente, que conectan el arco con la cámara de anclaje del puente.

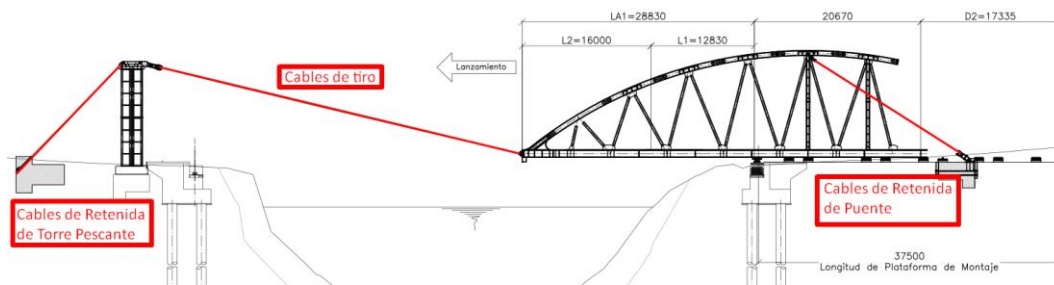


Figura N° 80 Grupos de cables para el lanzamiento del Puente Chupuro

El grupo de cable de retenida de torre pescantes consta de 2 tendones de 24 torones de 0.6 pulgadas de diámetro, haciendo un total de 48 torones o cables que sostuvieron la torre pescante. El segundo grupo cables correspondientes al tiro del puente consta de 2 tendones de 12 torones de 0.6 pulgadas de diámetro, haciendo un total de 24 torones. El último grupo que retienen el puente consta de 2 tendones de 9 torones de 0.6 pulgadas de diámetro, haciendo un total de 18 torones. Para determinar la cantidad de cables se tomó como criterio la recomendación de trabajar con factores de seguridad de operación de cables de más de 3.0 para mantener la seguridad de la estructura durante el lanzamiento. A continuación, se muestran las fuerzas máximas en los grupos de cables por eje de arco (ver Figura N° 81), los cuales se dan en las etapas finales.

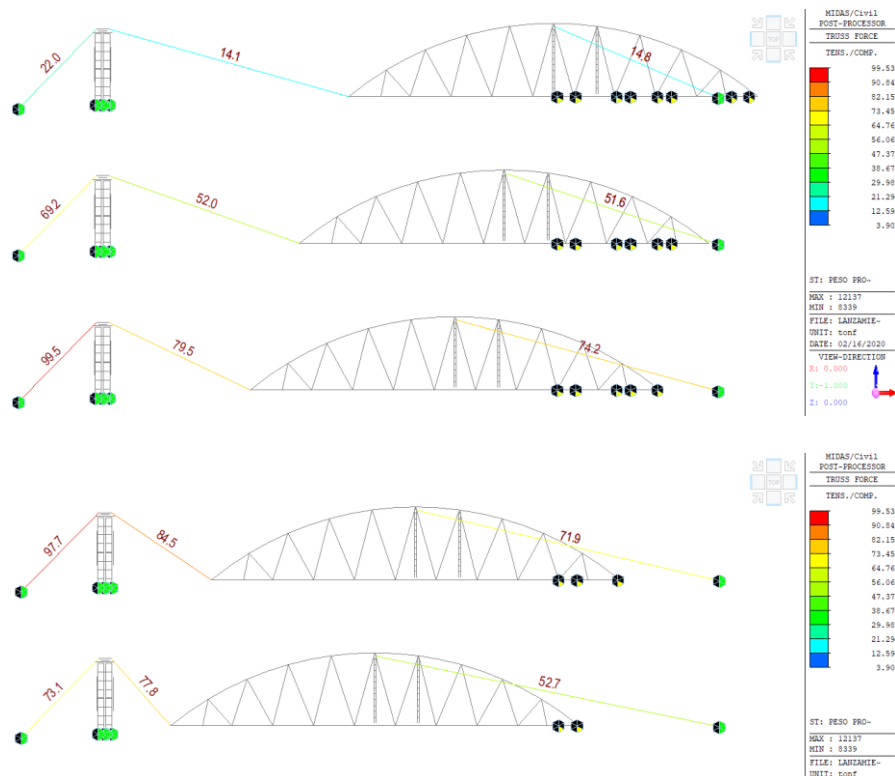


Figura N° 81 Fuerzas axiales en cables (tonf)

Para obtener las fuerzas máximas se realizó un análisis no lineal geométrico de grandes desplazamientos para obtener fuerzas y desplazamientos. Se procede a realizar la evaluación de las fuerzas máximas durante la operación de montaje y lanzamiento para determinar el Factor de Seguridad (FS) de los cables ASTM A416 Gr.270 BR.

Cables de Retenida de Torre Pescante

$$FS_{RT1} = \frac{T_n}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{A_{\phi} F_u n_c}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{(1.4 \text{ cm}^2) \left(18.9 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right) (12)}{99.50 \text{ tonf}}$$

$$\text{por lo tanto, } FS_{RT1} = 6.38$$

Cables de Tiro de Puente

$$FS_{TIR} = \frac{T_n}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{A_{\phi} F_u n_c}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{(1.4 \text{ cm}^2) \left(18.9 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right) (12)}{84.50 \text{ tonf}}$$

$$\text{por lo tanto, } FS_{TIR} = 3.76$$

Cables de Retenida de Puente

$$FS_{RT2} = \frac{T_n}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{A_{\phi} F_u n_c}{T_{m\acute{a}x}} = \frac{(1.4 \text{ cm}^2) \left(18.9 \frac{\text{tonf}}{\text{cm}^2} \right) (9)}{74.20 \text{ tonf}}$$

$$\text{por lo tanto, } FS_{RT2} = 3.21$$

Teniendo en cuenta el uso de un Factor de Seguridad mínimo de 3.0 como criterio para la verificación de cables de acero durante trabajos de construcción, la cantidad de cables utilizadas en el proyecto se consideró adecuada.

4.5.1 Estabilidad de cámaras de anclaje

En el Anexo 2 se desarrolla el cálculo realizando para asegurar la estabilidad de las cámaras de anclaje ante el volteo y deslizamiento generado por las fuerzas máximas en los cables, tanto para la cámara de anclaje de la retenida de la torre pescante como para la cámara de anclaje de la retenida del puente.

4.5.2 Diseño de piezas para anclaje de cables

En el Anexo 3 se desarrolla el diseño de las piezas para anclaje de cables presentes en cámaras de anclaje y estructuras de acero.

Capítulo V: Ejecución de los proyectos en campo

En el presente capítulo se desarrollan las actividades de los procesos de desmontaje y montaje de manera resumida, indicando algunos controles desarrollados para el control de fuerzas en cables, especialmente durante el lanzamiento con torre pescante.

5.1 Desmontaje del puente Chupuro

A continuación, se muestra los trabajos y etapas desarrollados, de manera gráfica, durante el desmontaje del antiguo puente Chupuro.

5.1.1 Vaciado de cámaras de anclaje

Como primera actividad se procedió a la habilitación de la armadura, encofrado y vaciado de las cámaras de anclaje de los cables, ver Figura N° 82, antes de realizar el vaciado también se habilitaron los ductos de los cables y sus respectivos refuerzos.



Figura N° 82 Vaciado de cámaras de anclaje de cables

5.1.2 Montaje de cables

Como siguiente paso se procedió al montaje de los cables con el respectivo control de flecha indicado en los planos de proyecto, ver Figura N° 83. Previamente se realizó el encofrado y vaciado de dados que sirvieron de apoyo para las sillas por donde pasan los

cables, a la par se realiza el montaje de la estructura apoyo sobre cables en la superestructura metálica del puente.



Figura N° 83 Montaje de cables de presfuerzo

Una vez que se termina de ajustar la fuerza en los cables y con la flecha adecuada, se procede a apoyar el puente sobre los cables, ver Figura N° 84.



Figura N° 84 Apoyo de superestructura sobre cables

5.1.3 Lanzamiento inverso y desmontaje

Una vez que la estructura estaba apoyada sobre los cables se procedió con el lanzamiento inverso del puente con la ayuda de tirfors, manteniendo un control de las deflexiones máximas del cable en cada etapa, ver Figura N° 85.



Figura N° 85 Lanzamiento inverso del Puente Chupuro

A medida que se fue retirando la estructura del puente se procedió con el desmontaje parcial de los elementos de acero hasta terminar con el retiro de todo el puente (ver Figura N° 86).



Figura N° 86 Finalización del desmontaje del antiguo Puente Chupuro

5.2 Montaje y lanzamiento del puente Chupuro

A continuación, se muestra los trabajos y etapas desarrollados, de manera gráfica, durante el montaje y lanzamiento del puente Chupuro definitivo. Así mismo se mostrarán las fuerzas medidas en los cables durante las etapas más críticas del lanzamiento.

5.2.1 Montaje de estructuras temporales

Previo al inicio del montaje se realizó el montaje de la torre pescante, y los cables de retenida de dicha estructura (ver Figura N° 87), estos cables se instalaron con una tensión inicial para que la cimentación de las torres no tenga problemas de estabilidad durante todo el lanzamiento. En la misma estructura que sostiene los cables de retenida se hizo el montaje de gatos hidráulicos (250 tonf de capacidad) necesarios para los cables de tiro.



Figura N° 87 Montaje de torre pescante y cables de retenida

5.2.2 Montaje y lanzamiento típico

Durante las primeras etapas del montaje y lanzamiento se realizó un proceso típico en donde la estructura se empujó mediante la ayuda de tirfors y se permitió que la estructura esté en volado hasta que la estabilidad ante el volteo este al límite de lo permisible, adicionalmente, para poder realizar el montaje la mayor longitud de estructura metálica se utilizaron torres de apoyo sobre el estribo derecho (ver Figura N° 88).



Figura N° 88 Montaje y lanzamiento típico del puente Chupuro

Antes de que la estructura llegue al límite que se estableció para que pueda estar en voladizo se inició con el montaje de estructura y cables restantes, primeramente, se

colocaron castillos (torres) temporales para reforzar el arco del puente debajo del punto de conexión de la retenida del puente (ver Figura N° 89).



Figura N° 89 Montaje de castillos temporales para soporte de arco

Seguidamente se procedió con el montaje de los gatos y retenida del puente, elementos fundamentales para el proceso de lanzamiento con el método de torre pescante (ver Figura N° 90).



Figura N° 90 Montaje de retenida del puente

Finalmente, como montaje final de estructuras temporales se procedió con el de los cables de tiro conectados a los arranques izquierdos del puente (ver Figura N° 91), con todos los cables asegurados se continuó con el lanzamiento.



Figura N° 91 Montaje de cables de tiro del puente

5.2.3 Montaje y lanzamiento con torre pescante

Para las etapas más críticas del lanzamiento de la superestructura del puente se realizó el cálculo de la presión en los gatos y la medición en campo para el control de las fuerzas

(ver Anexo 4). Una vez que la estructura no era capaz de aumentar la longitud en voladizo, se continuó el lanzamiento con el método de torre pescante, mediante el tensado de los cables de tiro y la liberación de los cables de retenida el puente se desplazaba (ver Figura N° 92)



Figura N° 92 Lanzamiento mediante torre pescante

Para asegurar que el puente avance de manera controlada, tanto los gatos de tiro y de retenida trabajaban con una única bomba hidráulica por tipo de cable, de esta manera la presión en cada arco era la misma (ver Figura N° 93).



Figura N° 93 Operación del cable de tiro mediante bombas hidráulicas

5.2.4 Descenso sobre estribo y fin de lanzamiento

Una vez que la estructura alcanzó la otra margen del río Mantaro, se procede a alinear la estructura con los ejes de apoyo en los estribos, se realiza el calzado del puente,

destensado de cables y se posiciona el puente sobre sus apoyos definitivos, concluyendo con el proceso de lanzamiento del Puente Chupuro (ver Figura N° 94).



Figura N° 94 Fin del lanzamiento y posicionamiento final del puente

Conclusiones

El desarrollo del presente trabajo se dio con la finalidad de mostrar los procesos constructivos de desmontaje del antiguo Puente Chupuro y el montaje del nuevo Puente Chupuro mediante métodos no convencionales (lanzamiento sobre cables y lanzamiento con torre pescante) desde un punto de vista estructural, mostrando las consideraciones y cálculos llevados a cabo para la verificación y diseño (con los reglamentos AASHTO LRFD 2017 y el Manual de Puentes MTC 2018) de los distintos elementos involucrados, tanto temporales como definitivos, de la misma manera se busca que el presente trabajo sirva de guía para el desarrollo de futuros proyectos similares en el área de cálculo y verificación estructural.

Para el primer tipo de lanzamiento (en el caso de estudio un lanzamiento inverso sobre cables) se mostró la facilidad a nivel de trabajos o maniobras y la nula necesidad de realizar trabajo en la zona del río y sus laderas de pronunciadas pendientes.

Se pudo apreciar que, durante el análisis del movimiento de la superestructura sobre los cables, los elementos más esforzados son las bridas inferiores (ratio máx. $D/C=0.92$) y las montantes (ratio máx. $D/C=0.88$) debido al apoyo tipo rodillo por el que se desplazaba la estructura, mostrando la importancia de un correcto modelamiento que deba considerar varias etapas para cubrir los escenarios que puedan resultar más críticos. Con respecto a los cables, se vio el nivel de carga que llegan a tener durante el lanzamiento inverso, por eso la cantidad de cables utilizados con el respectivo factor de seguridad ($FS=5.92$).

El segundo tipo de lanzamiento (lanzamiento con torre pescante) muestra igualmente su rapidez en términos de lanzamiento y nula intervención en el cauce del río. Cabe mencionar que este método fue escogido sobre el lanzamiento sobre cables ya que la cantidad de cables y volumen de concreto requerido para el peso de 260tonf de la estructura era menor con el método de torre pescante.

Al llevar a cabo el análisis de la superestructura metálica durante el lanzamiento se determinó que los elementos con mayor demanda son la viga tirante (ratio máx. $D/C=0.44$) y las diagonales (ratio máx. $D/C=0.88$). Adicionalmente a la evaluación de los elementos para la flexo-compresión o flexo-tracción, se evaluó la resistencia de las almas de las vigas tirante antes las cargas concentradas más altas actuantes durante el lanzamiento ($R_u=163.7$ tonf), obteniéndose un ratio máx. $D/C=0.50$, para poder obtener un desempeño adecuado del alma ante cargas concentradas se adoptó el uso de apoyos giratorios de una longitud de apoyo de 0.50m, de esta manera se aseguró que el alma no tendrá problemas de pandeo o aplastamiento, caso contrario que si se hubiesen usado rodillos con un área

de contacto mínima. Para los cables que corresponden a la retenida de las torres, la retenida del puente y el cable de tiro, en base al nivel de fuerzas máximas que se tienen durante el lanzamiento, se determinan la cantidad de cables con un adecuado factor de seguridad.

Finalmente se pudo corroborar que las fuerzas máximas obtenidas para los cables de retenida de puente y cables de tiro en el modelo estructural eran adecuadas y reflejaban la realidad cuando en campo se realizó la medición de las presiones en los manómetros de las bombas.

Recomendaciones

En zonas donde la fuerza de viento es considerable se recomienda la implementación de cables laterales que controlen el movimiento transversal del puente por efecto de las cargas mencionadas.

Se recomienda el uso de equipos hidráulicos durante los procesos de lanzamiento, especialmente cuando se tiene grandes magnitudes, ya que de esa manera se puede monitorear en tiempo real el nivel de carga de los cables y cotejar con lo obtenido del cálculo estructural.

Se recomienda hacer siempre un análisis de la capacidad de los elementos ante cargas concentradas, ya que, como se vio en el presente trabajo, durante el proceso constructivo se puede llegar a tener cargas concentradas de considerable magnitud, y de ser necesario modificar el uso de apoyos de rodillo por apoyos que tengan una mayor área de contacto.

Los tipos de lanzamiento mostrados en el presente trabajo son casos especiales que son ideales cuando no se pueden hacer trabajos temporales en el cauce por diversos motivos, para situaciones en las que se puedan realizar dichas intervenciones se recomienda evaluar más opciones de montaje y lanzamiento que puedan resultar más simples dependiendo de la luz y tipo de puente.

Referencias bibliográficas

- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Building* (ANSI/AISC 360-10).
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (8a ed.). AASHTO.
- Chavez, J. (2017). *Instalación de puentes modulares en la región Cusco* [Trabajo de suficiencia profesional de licenciatura, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/5834>.
- European Committee for Standardization. (2005). *Eurocode 3: Design of Steel Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings* (3a ed.). CEN/CENELEC.
- Gozzi J. (2007). *Patch Loading Resistance of Plated Girders* [Tesis doctoral, Lulea University of Technology]. Lulea University of Technology Publications. <https://urn.kb.se/resolve?urn=urn%3Anbn%3Ase%3Altu%3Adiva-17500>.
- Graciano, C. y Ayerstarán, A. (2012). Steel plate girders webs under combined patch loading, bending and shear. *Journal of Constructional Steel Research*, 80(2013) 202-212.
- Granath, P. (2000). Serviciality limite state of I-shaped steel girders subjected to patch loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 54(2000) 387-408.
- La Violette, M., Wipf, T., Lee, Y., Bigelow, J. y Phares B. (2007). *Bridge Construction Practices using Incremental Launching*. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Loaiza, N., Graciano, C., Chacón, R. y Casanova, E. (2017, del 13 al 15 de septiembre). Influence of bearing length on the patch loading resistance of multiple longitudinally stiffened webs [Congreso]. *Eurosteel 2017*, Copenhagen, Dinamarca.
- McCormac, J. y Cernak, S. (2012). *Structural Steel Design* (5a ed.). Pearson Education Inc.
- Mendiburu, L. (1994). *Técnicas de Lanzamientos de Puentes* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI. <http://hdl.handle.net/20.500.14076/20236>.
- Ministère de l'aménagement du territoire de l'équipement, du logement et du tourisme. (1973). *Montage des ponts métalliques*. Setra Division des Ouvrages d'Art.

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú. (2018). *Manual de Puentes*. MTC.
- Morales F. (2016). *Diseño estructural de puentes de armaduras metálicas tipo Warren según Manual de Puentes MTC-2016* [Tesis de licenciatura, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional UNI.
<http://hdl.handle.net/20.500.14076/22096>.
- Rosignoli, M. (2002). *Bridge Launching*. Thomas Telford Publishing.
- State of California Department of Transportation. (2022). *Bridge Design Practice* (5a ed.). Caltrans.
- Szatmári, I. y Kövesdi, B. (2016). Design and calculation of the Cadecka highway bridge launching technology. *Procedia Engineering*, 156(2016) 480-487.
- Vorspann System Losinger, (2006). *Lanjarón Viaduct – Spain, an innovative solution with VSL heavy lifting for single span bridges*. Ayuntamiento de Dúrcal.
[https://www.adurcal.com/enlaces/mancomunidad/guia/tablate/Viaducto_de_Lanjaron_Espana_2002\(ES\).pdf](https://www.adurcal.com/enlaces/mancomunidad/guia/tablate/Viaducto_de_Lanjaron_Espana_2002(ES).pdf).
- Zhang, Y. y Luo, R. (2011). Patch loading and improved measures of incremental launching of steel box girder. *Journal of Constructional Steel Research*, 68(2012) 11-19.

Anexos

Anexo 1: Verificación de estabilidad de cámaras de anclaje (Lanzamiento sobre cables)	1
Anexo 2: Verificación de estabilidad de cámaras de anclaje (Lanzamiento con torre pescante).....	4
Anexo 3: Piezas para anclaje de cables	11
Anexo 4: Control de fuerza en cables.....	17
Anexo 5: Fichas técnicas de gatos hidráulicos.....	22

Anexo 1: Verificación de estabilidad de cámaras de anclaje (Lanzamiento sobre cables)

En este anexo se muestra el cálculo llevado a cabo para asegurar la estabilidad de las cámaras de anclaje de los cables tanto para volteo como para deslizamiento, para ello se determinan el factor de seguridad ante el volteo (FSV) y el factor de seguridad ante el deslizamiento (FSD) y se comparan con los valores mínimos establecidos de 1.50 y 1.25 respectivamente. Del modelo estructural desarrollado se obtienen las fuerzas máximas durante las diferentes etapas, ver Figura N° A. 1.

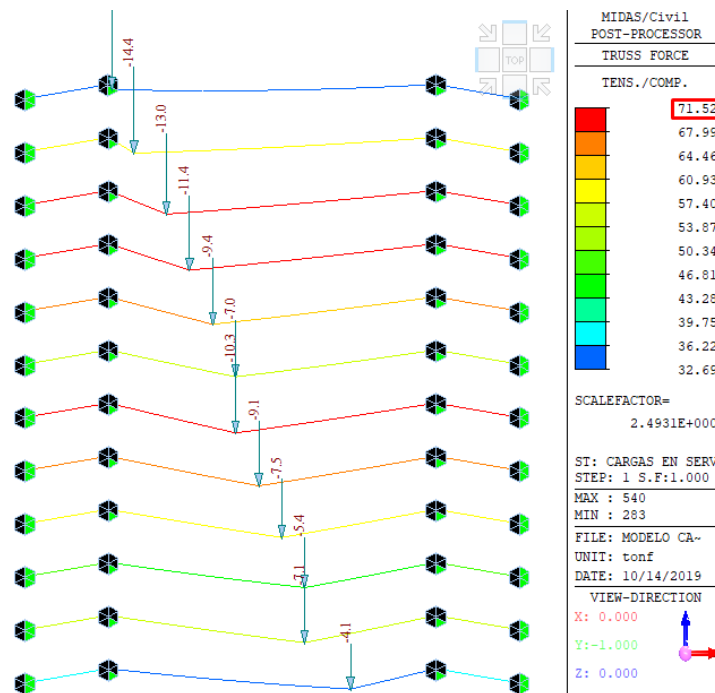


Figura N° A. 1 Fuerzas máximas en cables durante lanzamiento inverso $T_{\text{máx}}=71.52$ tonf

Las dimensiones de la cámara así como la ubicación del cable se muestran en la Figura N° A. 2 y Figura N° A. 3.

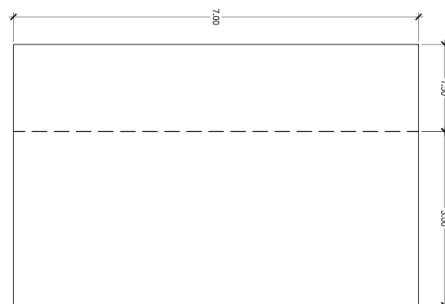


Figura N° A. 2 Vista en planta de cámara de anclaje

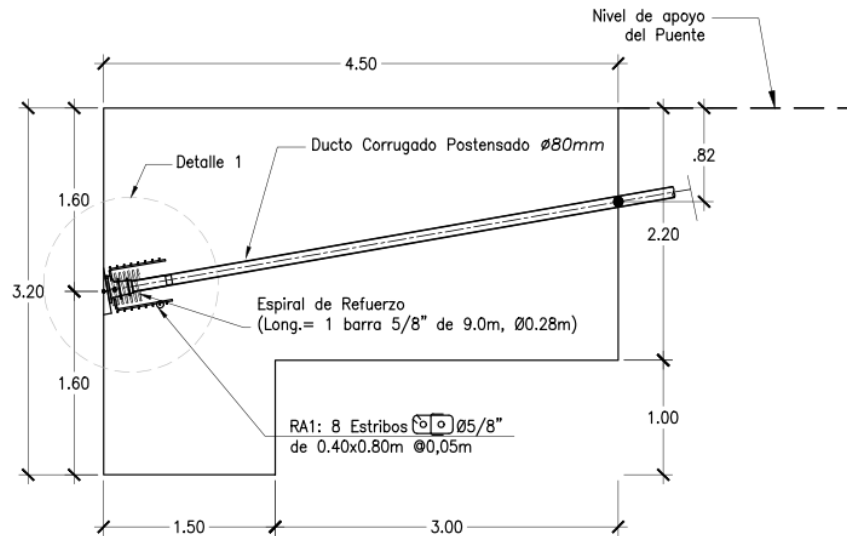


Figura N° A. 3 Vista en elevación de cámara de anclaje

En base a las dimensiones y las fuerzas máximas se procedió a verificar el FSV y el FSD como se muestra.

DATOS GENERALES

Altura del bloque de anclaje	$H := 2.2\text{m}$
Base del bloque de anclaje	$B := 4.5\text{m}$
Altura menor del bloque de anclaje	$h := 2.2\text{m}$
Base menor del bloque de anclaje	$b := 4.5\text{m}$
Altura del diente	$H_D := 1\text{m}$
Base del diente	$B_D := 1.5\text{m}$
Ángulo de inclinación del cable	$\alpha := 9.83^\circ$
Fuerza en el cable	$F := 71.52\text{tonf}$
Componente vertical de la fuerza en el cable	$F_z := F \cdot \sin(\alpha) = 12.21 \cdot \text{tonf}$
Componente horizontal de la fuerza en el cable	$F_x := F \cdot \cos(\alpha) = 70.47 \cdot \text{tonf}$
Densidad del concreto	$\gamma_c := 2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$
Ancho del bloque de anclaje	$a_{BA} := 3.5\text{m}$
Ancho del diente	$a_D := 3.5\text{m}$

Peso del bloque de anclaje $W_{BA} := \gamma_c \cdot a_{BA} \cdot \left[b \cdot H + h \cdot (B - b) + \frac{(H - h) \cdot (B - b)}{2} \right]$

$$W_{BA} = 83.16 \cdot \text{tonf}$$

Peso del diente $W_D := \gamma_c \cdot a_D \cdot (B_D \cdot H_D) = 12.6 \cdot \text{tonf}$

VERIFICACIÓN POR VOLTEO

Brazo de giro para la componente horizontal $z_g := 0.60\text{m}$

Brazo de giro para la componente vertical $x_g := B = 4.5\text{m}$

Brazo de giro del peso del bloque de anclaje

$$x_{BA} := \frac{\left(b \cdot H \cdot \frac{b}{2} \right) + \left[h \cdot (B - b) \cdot \left(b + \frac{B - b}{2} \right) \right] + \left[(H - h) \cdot \frac{(B - b) \cdot \left(b + \frac{B - b}{2} \right)}{2} \right]}{b \cdot H + h \cdot (B - b) + \left[(H - h) \cdot \frac{(B - b)}{2} \right]} = 2.25\text{m}$$

Brazo de giro del peso del diente $x_D := B - \frac{B_D}{2} = 3.75\text{m}$

Momento actuante $M_a := F_x \cdot z_g + F_z \cdot x_g = 97.228 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Momento resistente $M_r := W_{BA} \cdot x_{BA} + W_D \cdot x_D = 234.36 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Factor de seguridad al volteo $FSV := \frac{M_r}{M_a} = 2.41$

$$\text{if}(FSV \geq 1.5, "OK", "No Cumple") = "OK"$$

VERIFICACIÓN POR DESLIZAMIENTO

Coefficiente de rozamiento $\mu := 0.55$

Fuerza actuante $F_a := F_x = 70.47 \cdot \text{tonf}$

Fuerza resistente $F_r := \mu \cdot \left(W_{BA} + W_D - F_z + 0.5 \cdot 14.52 \cdot 7.27\text{m}^3 \cdot \frac{2.4\text{tonf}}{\text{m}^3} \right) = 115.622 \cdot \text{tonf}$

Factor de seguridad al deslizamiento $FSD := \frac{F_r}{F_a} = 1.641$

$$\text{if}(FSD \geq 1.25, "OK", "No Cumple") = "OK"$$

Anexo 2: Verificación de estabilidad de cámaras de anclaje (Lanzamiento con torre pescante)

En este anexo se muestra el cálculo llevado a cabo para asegurar la estabilidad de las cámaras de anclaje de las retenidas del puente y de la torre pescante para volteo y deslizamiento, para ello se determinan el factor de seguridad ante el volteo (FSV) y el factor de seguridad ante el deslizamiento (FSD) y se comparan con los valores mínimos establecidos de 1.50 y 1.25 respectivamente.

Cámara de anclaje de retenida del puente:

Del modelo estructural desarrollado se obtienen las fuerzas máximas durante las diferentes etapas, ver Figura N° A. 4.

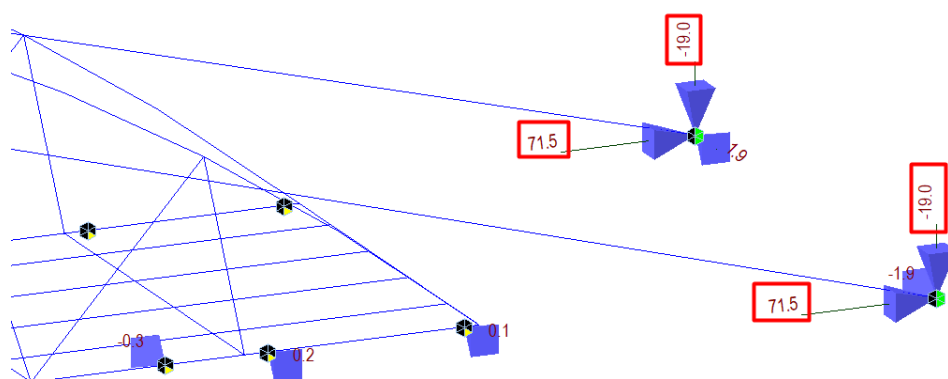


Figura N° A. 4 Fuerzas máximas en cámara de anclaje de retenida del puente

Las dimensiones de la cámara se muestran en la Figura N° A. 5 y Figura N° A. 6.

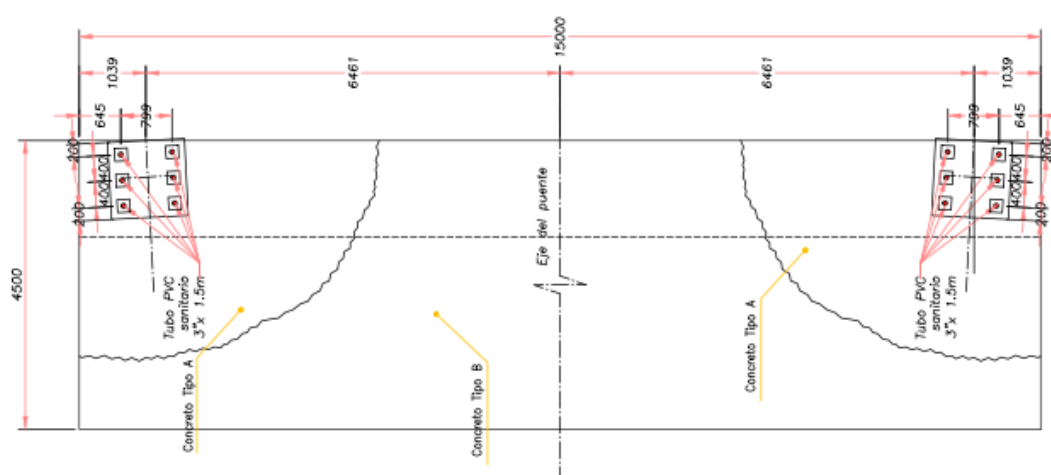


Figura N° A. 5 Vista en planta de cámara de anclaje de retenida de Puente

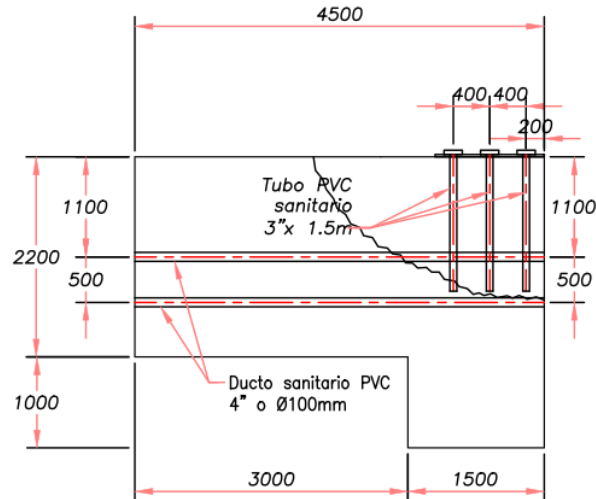


Figura N° A. 6 Vista en elevación de cámara de anclaje de retenida de Puente

En base a las dimensiones y las fuerzas máximas se procedió a verificar el FSV y el FSD como se muestra.

1.0 Geometría:

Ancho de la zapata a proyectar:	$b_z := 4.5\text{m}$
Largo de la zapata a proyectar:	$l_z := 15.0\text{m}$
Altura de la zapata a proyectar:	$h_z := 2.2\text{m}$
Ancho del diente a proyectar:	$b_d := 1.5\text{m}$
Largo del diente a proyectar:	$l_d := 15.0\text{m}$
Altura del diente a proyectar:	$h_d := 1.0\text{m}$
Area de la zapata:	$A_z := b_z \cdot l_z = 67.5 \cdot \text{m}^2$
Area de la zapata:	$A_d := b_d \cdot l_d = 22.5 \cdot \text{m}^2$

2.0 Materiales:

Peso específico del relleno:	$\gamma_s := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Peso específico del concreto:	$\gamma_c := 2300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Angulo de fricción interna del suelo de fundacion:	$\phi_s := 30^\circ$
Coficiente activo del suelo:	$k_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 0.333$
Coficiente pasivo del suelo:	$k_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 3$

Coefficiente de fricción del suelo de fundación: $\mu := \tan(\phi_s) = 0.577$

3.0 Cargas actuantes:

Carga vertical: $F_z := 37.0 \text{ tonf}$

Carga lateral: $F_x := 138.4 \text{ tonf}$

Fuerza por empuje pasivo: $F_{pa} := \frac{k_p \cdot (h_z)^2 \cdot \gamma_s}{2} \cdot l_z = 206.91 \cdot \text{tonf}$

$$M_3 := F_{pa} \cdot \left(\frac{h_z}{3} \right)$$

$$M_3 = 151.734 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Peso de la zapata: $P_z := b_z \cdot l_z \cdot h_z \cdot \gamma_c = 341.55 \cdot \text{tonf}$

Peso del diente: $P_d := b_d \cdot l_d \cdot h_d \cdot \gamma_c = 51.75 \cdot \text{tonf}$

Suma de cargas verticales: $\Sigma V := -F_z + P_z + P_d = 356.3 \cdot \text{tonf}$

$$M_4 := P_z \cdot 0.5 \cdot b_z + P_d \cdot (b_z - 0.5 \cdot b_d) = 962.55 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

4.0 Verificación por estabilidad:

Verificación al vuelco:

Momento actuante: $M_a := M_1 + M_2 = 437.68 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Factor de seguridad al vuelco: $FSV := \frac{M_3 + M_4}{M_1 + M_2} = 2.546$

$\text{if}(FSV \geq 1.50, "OK", "NG") = "OK"$

5.0 Verificación por deslizamiento

Verificación al deslizamiento

Fuerza actuante: $F_a := F_x = 138.4 \cdot \text{tonf}$

Fuerza resistente: $F_r := \Sigma V \cdot \mu + F_{pa}$

Factor de seguridad al deslizamiento: $FSD := \frac{F_r}{F_a} = 2.981$

$\text{if}(FSD \geq 1.25, "OK", "NG") = "OK"$

Cámara de anclaje de retenida de la torre pescante:

Del modelo estructural desarrollado se obtienen las fuerzas máximas durante las diferentes etapas, ver Figura N° A. 7.

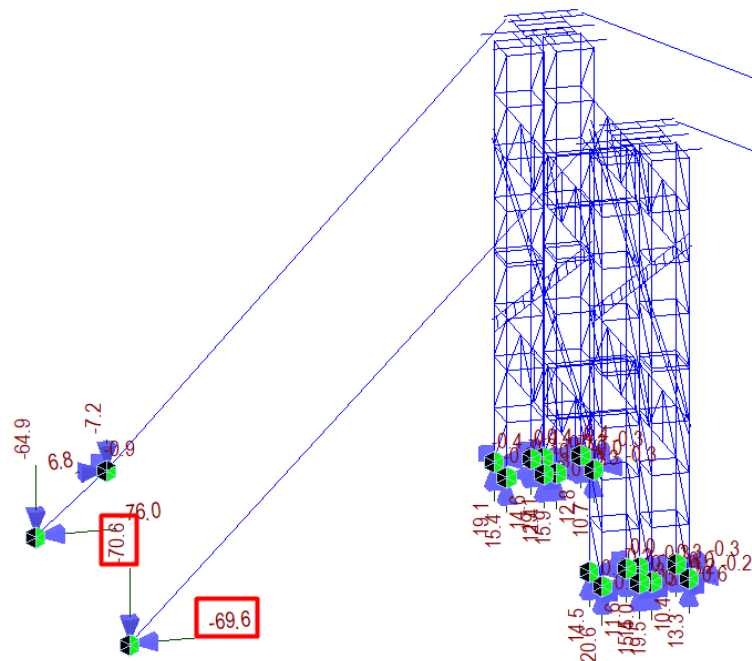


Figura N° A. 7 Fuerzas máximas en cámara de anclaje de retenida del puente

Las dimensiones de la cámara se muestran en la Figura N° A. 8 y Figura N° A. 9.

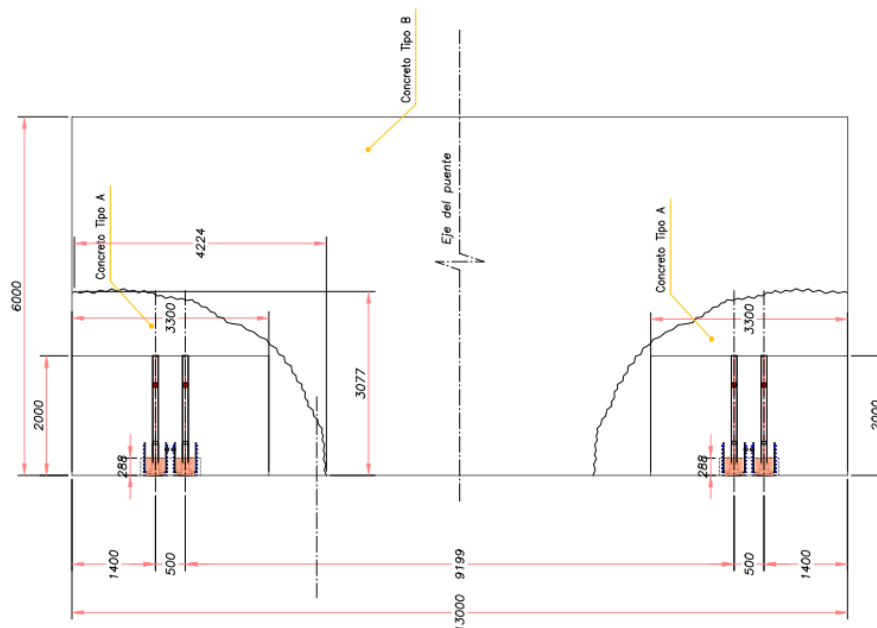


Figura N° A. 8 Vista en planta de cámara de anclaje de retenida de Torre Pescante

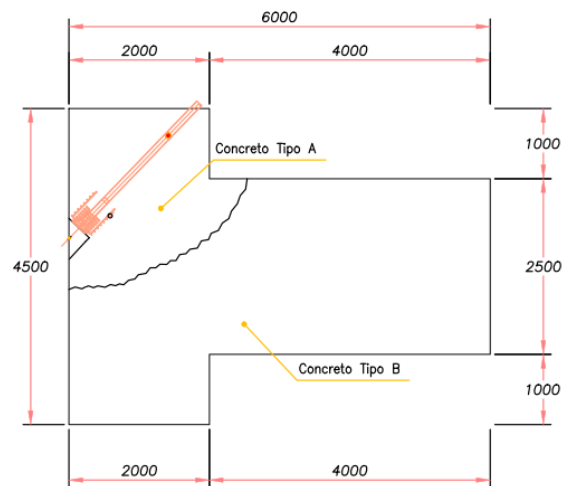


Figura N° A. 9 Vista en elevación de cámara de anclaje de retenida de Torre Pescante

En base a las dimensiones y las fuerzas máximas se procedió a verificar el FSV y el FSD como se muestra.

1.0 Geometría:

Ancho de la zapata a proyectar: $b_z := 6.0\text{m}$

Largo de la zapata a proyectar: $l_z := 13.0\text{m}$

Altura de la zapata a proyectar: $h_z := 2.5\text{m}$

Ancho del diente a proyectar: $b_d := 2.0\text{m}$

Largo del diente a proyectar: $l_d := 19.6\text{m}$

Altura del diente a proyectar: $h_d := 1.0\text{m}$

Area de la zapata: $A_z := b_z \cdot l_z = 78 \cdot \text{m}^2$

Area de la zapata: $A_d := b_d \cdot l_d = 39.2 \cdot \text{m}^2$

2.0 Materiales:

Peso específico del relleno: $\gamma_s := 1900 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Peso específico del concreto: $\gamma_c := 2300 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

Angulo de fricción interna del suelo de fundacion: $\phi_s := 30^\circ$

Coefficiente activo del suelo: $k_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 0.333$

Coeficiente pasivo del suelo: $k_p := \tan\left(45^\circ + \frac{\phi_s}{2}\right)^2 = 3$

Coeficiente de fricción del suelo de fundación: $\mu := \tan(\phi_s) = 0.577$

3.0 Cargas actuantes:

Carga vertical: $F_z := 133.6 \text{ tonf}$

Carga lateral: $F_x := 133.2 \text{ tonf}$

Fuerza por empuje pasivo: $F_{pa} := \frac{k_p \cdot (h_z)^2 \cdot \gamma_s}{2} \cdot l_z = 231.562 \cdot \text{tonf}$

Momento en la base de la cimentación:

$$M_1 := F_x \cdot (1300 \text{ mm})$$

$$M_1 = 173.16 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_2 := F_z \cdot (b_z)$$

$$M_2 = 801.6 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_3 := F_{pa} \cdot \left(\frac{h_z}{3}\right)$$

$$M_3 = 192.969 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

Peso de la zapata: $P_z := b_z \cdot l_z \cdot h_z \cdot \gamma_c = 448.5 \cdot \text{tonf}$

Peso del diente: $P_d := b_d \cdot l_d \cdot h_d \cdot \gamma_c = 90.16 \cdot \text{tonf}$

Suma de cargas verticales: $\Sigma V := -F_z + P_z + P_d = 405.06 \cdot \text{tonf}$

$$M_4 := P_z \cdot 0.5 \cdot b_z + P_d \cdot (b_z - 0.5 \cdot b_d) = 1796.3 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$$

4.0 Verificación por estabilidad:

Verificación al vuelco:

Momento actuante: $M_a := M_1 + M_2 = 974.76 \cdot \text{tonf} \cdot \text{m}$

Factor de seguridad al vuelco: $FSV := \frac{M_3 + M_4}{M_1 + M_2} = 2.041$

$$\text{if}(FSV \geq 1.50, "OK", "NG") = "OK"$$

5.0 Verificación por deslizamiento

Verificación al deslizamiento

Fuerza actuante: $F_a := F_x = 133.2 \cdot \text{tonf}$

Fuerza resistente: $F_r := \Sigma V \cdot \mu + F_{pa}$

Factor de seguridad al deslizamiento: $FSD := \frac{F_r}{F_a} = 3.494$

`if(FSD ≥ 1.25, "OK" , "NG") = "OK"`

Anexo 3: Piezas para anclaje de cables

En este anexo se muestra el diseño y verificación estructural de las piezas para anclaje de cables fabricadas para el proceso de lanzamiento del puente Chupuro. Para el diseño de dichas piezas se muestran las fuerzas máximas en cables (ver Figura N° A. 10).

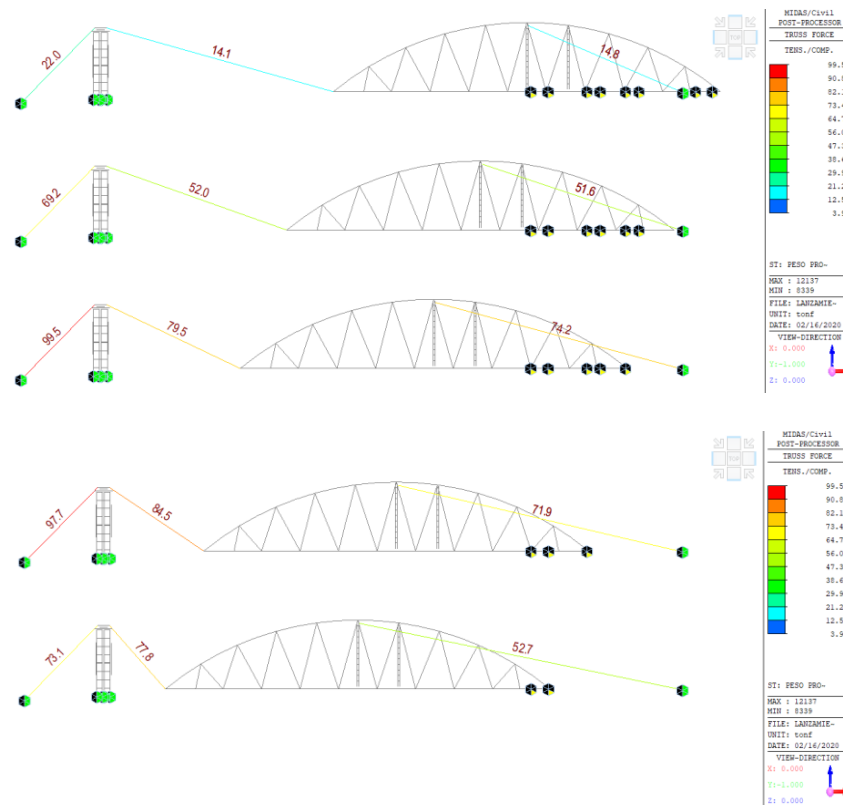


Figura N° A. 10 Fuerzas máximas en cables por eje

Plataforma sobre torre pescante:

Se desarrolló un modelo de elementos finitos para evaluar los esfuerzos en la estructura, ver Figura N° A. 11.

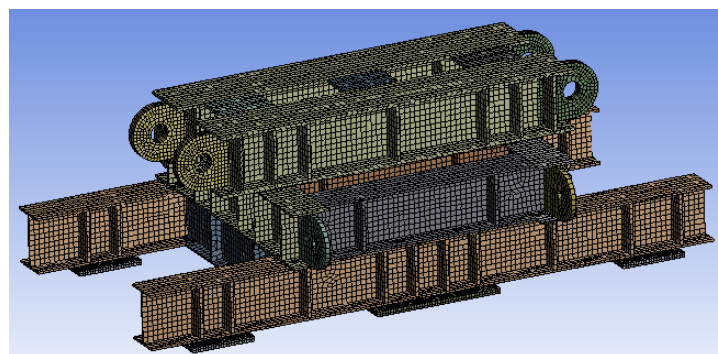


Figura N° A. 11 Modelo de plataforma sobre torre pescante

Del modelo desarrollado se obtiene los esfuerzos máximos (ver Figura N° A. 12) en donde se puede apreciar que los esfuerzos máximos llegan 128.3 MPa, representado un $0.51F_y$, lo que se considera adecuado.

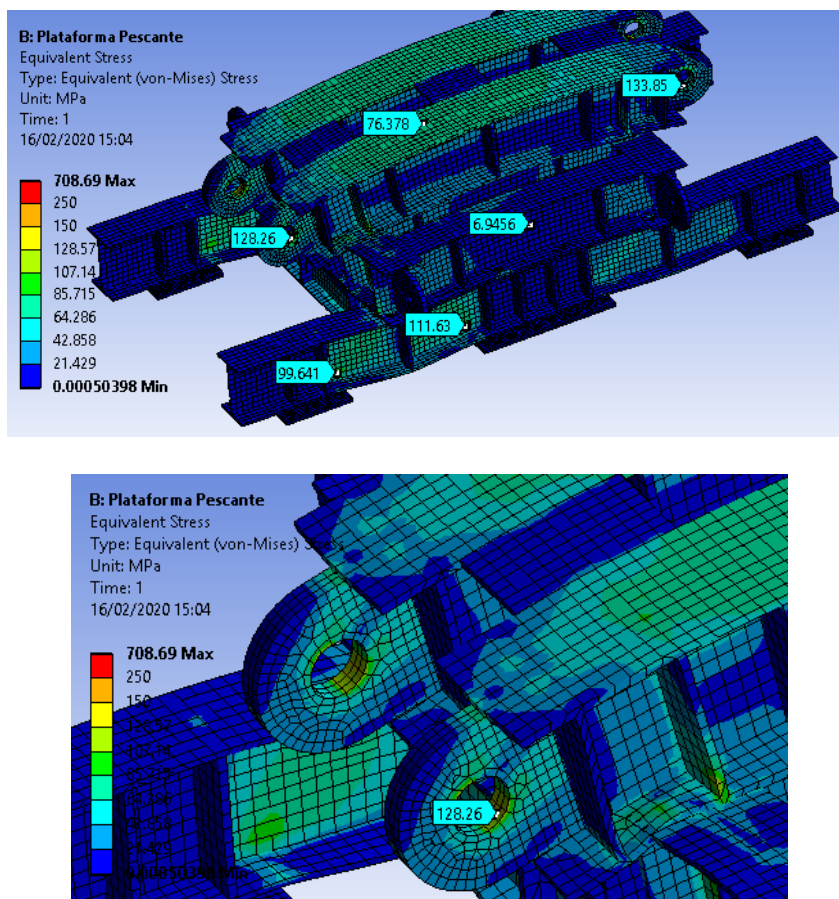


Figura N° A. 12 Esfuerzos de Von-Mises en plataforma de torre pescante

Soporte de strand-jack de tiro:

Se desarrolló un modelo de elementos finitos para evaluar los esfuerzos en la estructura, ver Figura N° A. 13.

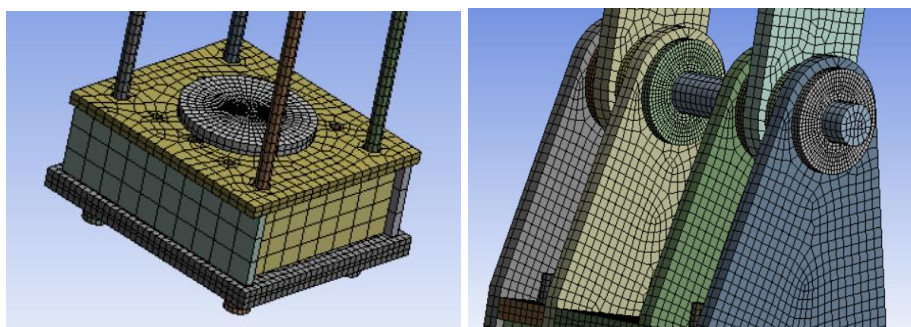


Figura N° A. 13 Modelo de soporte de strand-jack

Del modelo desarrollado se obtiene los esfuerzos máximos (ver Figura N° A. 14) en donde se puede apreciar que los esfuerzos máximos llegan 175.0 MPa, representado un $0.50F_y$, lo que se considera adecuado.

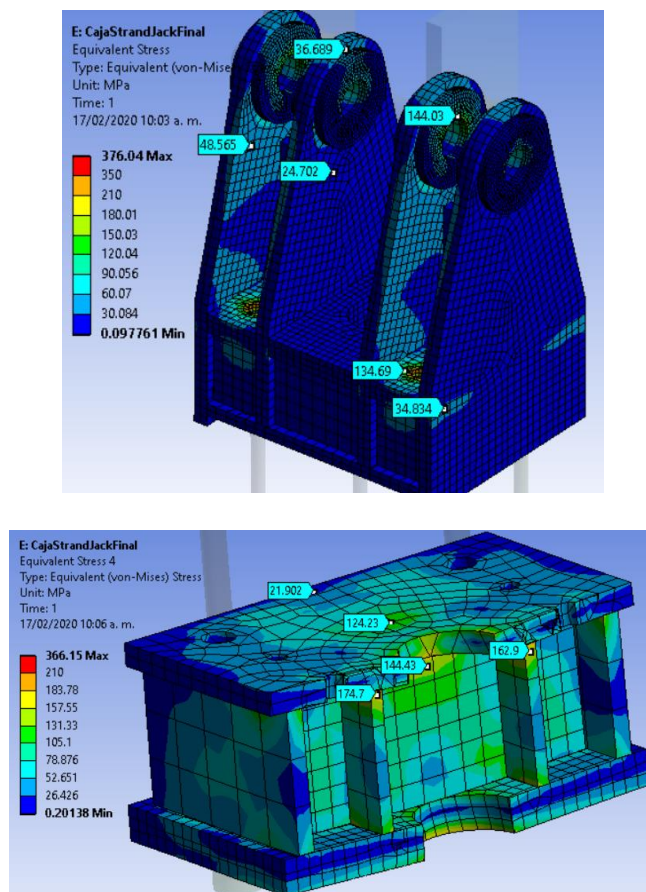


Figura N° A. 14 Esfuerzos de Von-Mises en soporte de strand-jack de tiro

Oreja de arco:

Se desarrolló un modelo de elementos finitos para evaluar los esfuerzos en la estructura, ver Figura N° A. 15.

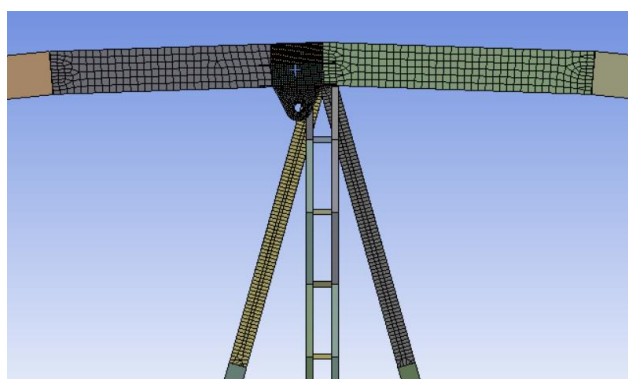


Figura N° A. 15 Modelo de oreja de arco

Del modelo desarrollado se obtiene los esfuerzos máximos (ver Figura N° A. 16) en donde se puede apreciar que los esfuerzos máximos llegan 210.0 MPa, representado un $0.60F_y$, lo que se considera adecuado.

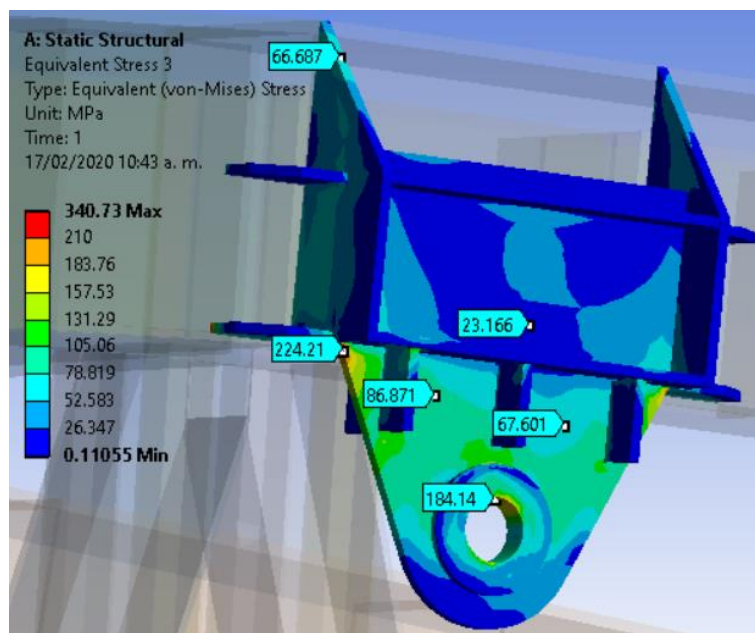


Figura N° A. 16 Esfuerzos de Von-Mises en oreja de arco

Oreja de tiro en arranque:

Se desarrolló un modelo de elementos finitos para evaluar los esfuerzos en la estructura, ver Figura N° A. 17.

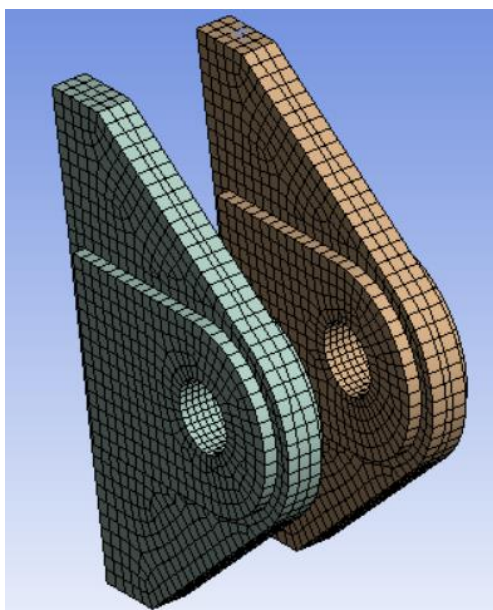


Figura N° A. 17 Modelo de oreja de tiro en arranque

Del modelo desarrollado se obtiene los esfuerzos máximos (ver Figura N° A. 18) en donde se puede apreciar que los esfuerzos máximos llegan 176.9 MPa, representado un $0.50F_y$, lo que se considera adecuado.

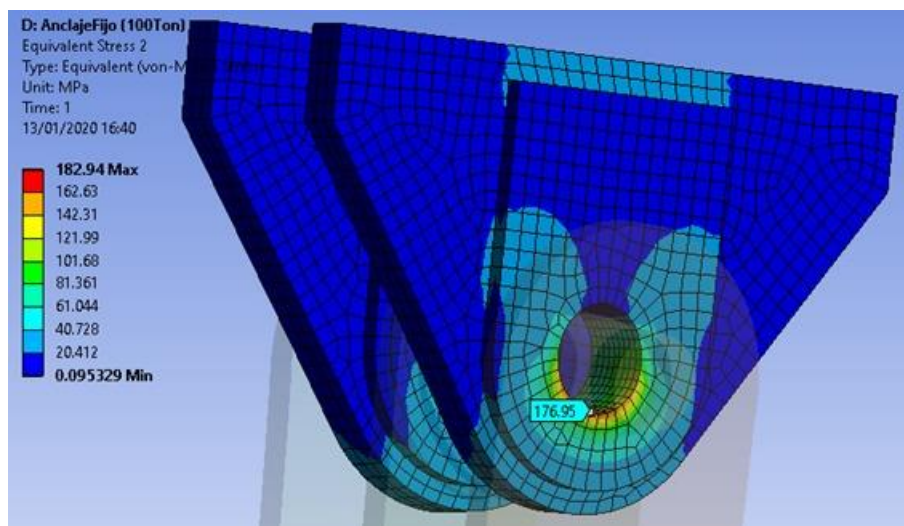


Figura N° A. 18 Esfuerzos de Von-Mises en oreja de tiro en arranque

Retenida de arco:

Se desarrolló un modelo de elementos finitos para evaluar los esfuerzos en la estructura, ver Figura N° A. 19.

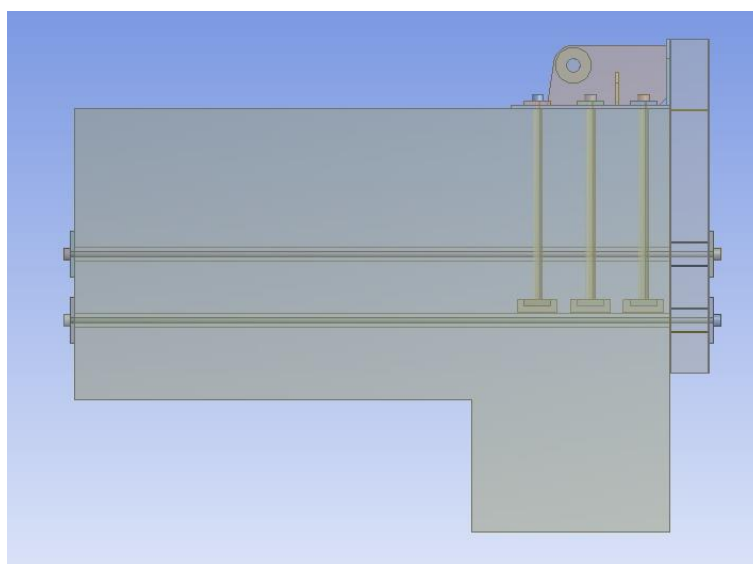


Figura N° A. 19 Modelo de retenida de arco

Del modelo desarrollado se obtiene los esfuerzos máximos (ver Figura N° A. 20) en donde se puede apreciar que los esfuerzos máximos llegan 152.1 MPa, representado un $0.43F_y$, lo que se considera adecuado.

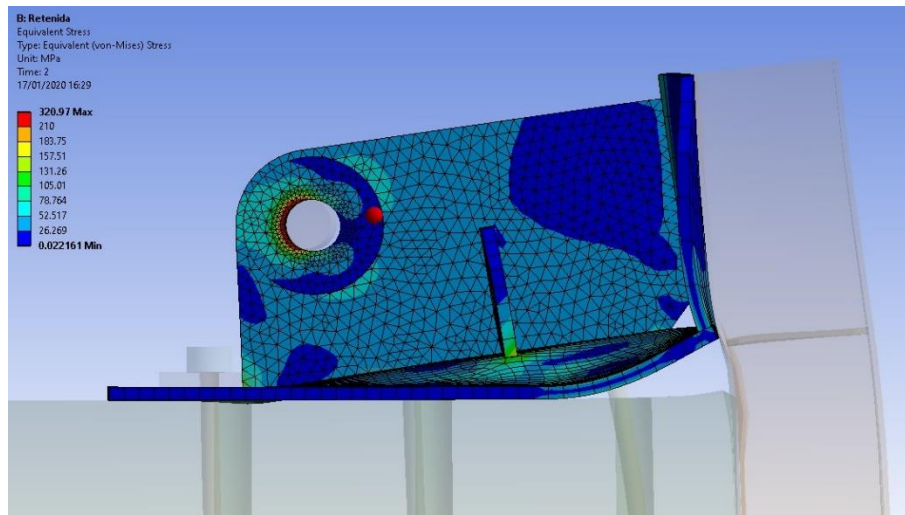


Figura N° A. 20 Esfuerzos de Von-Mises en retenida de arco

Anexo 4: Control de fuerza en cables

En el presente Anexo se muestra el cuadro de fuerzas y presiones que se tuvieron presente como guías durante el lanzamiento del Puente Chupuro, así como las presiones reales que se obtuvieron en campo para los cables de retenida del arco y los cables de tiro. Las tablas que se elaboraron indican la presión en los gatos de los distintos cables durante diferentes etapas que se representan mediante la ubicación del apoyo en relación con la viga tirante, estas posiciones inician en el arranque izquierdo (posición 0) y terminan en el arranque derecho (posición 11), ver Figura N° A. 21. Se tiene igualmente como segunda referencia la longitud del avance que tiene superestructura con respecto al apoyo de la viga tirante, ver Figura N° A. 22.

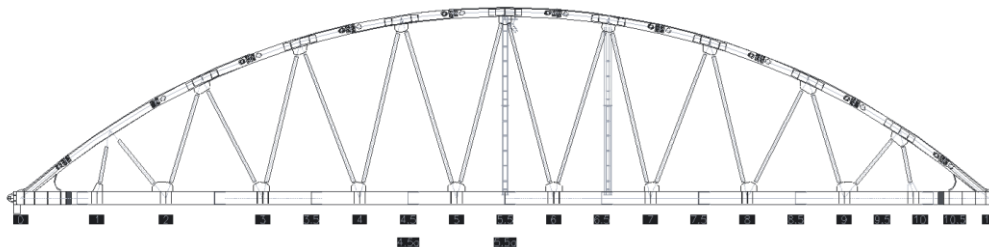


Figura N° A. 21 Ubicación de apoyo sobre viga tirante para referencia

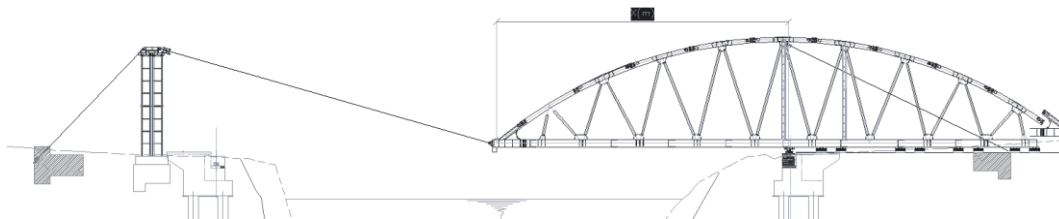


Figura N° A. 22 Longitud de avance de la superestructura para referencia

Cables de Retenida de Arco

A continuación, se presenta la tabla que contiene las fuerzas y presiones teóricas junto con las tolerancias que se consideraron adecuadas ($\pm 10\%$) de los cables de retenida del arco durante el lanzamiento, igualmente se muestran las presiones medidas en campo durante las etapas más críticas del lanzamiento (ver Tabla N° A. 1), pudiéndose observar que se mantuvieron dentro de los límites previamente establecidos. Esto último se puede apreciar de manera gráfica en la Figura N° A. 23.

Tabla N° A. 1 Presiones (psi) de cables de retenida de arco durante el lanzamiento

Ubicación del apoyo basculante	Volado (m)	Retenida Arco (Gato 250 Ton)				
		Fuerza (ton)		Presión (psi)		
		T(teor.)	P(teor.)	P(máx.)	P(mín.)	P(campo)
-	21.00	-	-	-	-	-
3.5	21.00	12.1	375	413	338	-
4	24.50	12.2	378	416	340	-
4.5	28.00	15.7	486	535	437	-
4.5a	28.00	12.9	400	440	360	-
5	31.50	13.5	418	460	376	-
5.5	35.00	24.3	753	828	678	-
5.5a	35.00	14.1	437	481	393	-
6	38.50	22.6	700	770	630	-
6.5	42.00	41.9	1298	1428	1168	-
7	45.50	57.3	1775	1953	1598	-
7.5	49.00	68.2	2112	2323	1901	1950
8	52.50	74.2	2298	2528	2068	2200
8.5	56.00	75.3	2332	2565	2099	2200
9	59.50	71.9	2227	2450	2004	2100
9.5	62.00	66.8	2069	2276	1862	1900
10	64.50	59.8	1852	2037	1667	1700
10.5	67.00	50.6	1567	1724	1410	1500
11	70.00	37.4	1158	1274	1042	-

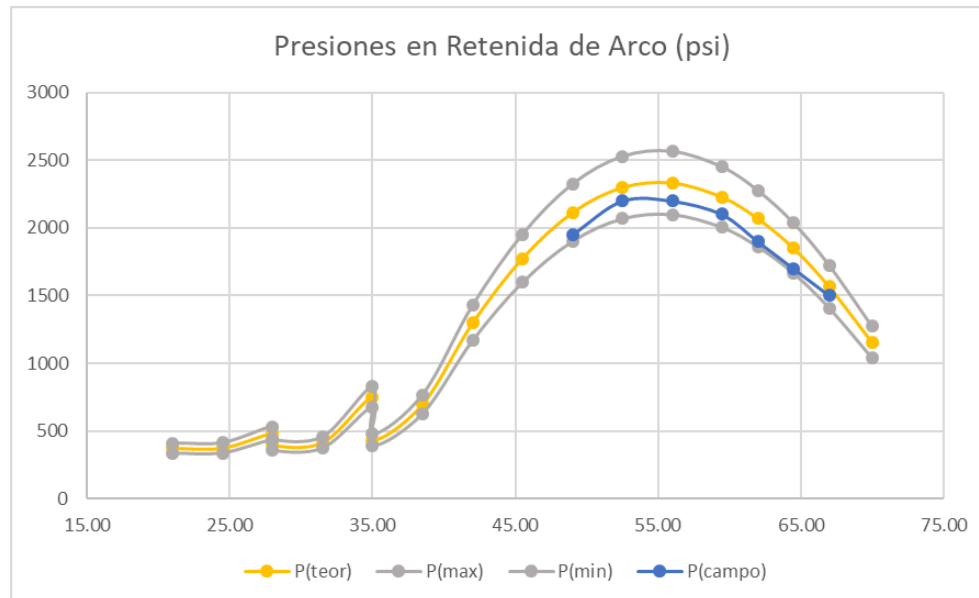


Figura N° A. 23 Presiones (psi) de cables de retenida de arco durante el lanzamiento

Cables de Tiro

A continuación, se presenta la tabla que contiene las fuerzas y presiones teóricas junto con las tolerancias que se consideraron adecuadas (+/- 10%) de los cables tiro durante el lanzamiento, igualmente se muestran las presiones medidas en campo durante las etapas más críticas del lanzamiento (ver Tabla N° A. 2), pudiéndose observar que se mantuvieron dentro de los límites previamente establecidos. Esto último se puede apreciar de manera gráfica en la Figura N° A. 24.

Tabla N° A. 2 Presiones (psi) de cables de tiro durante el lanzamiento

Cable de Tiro (Gato 400 Ton)						
Ubicación del apoyo basculante	Volado (m)	Fuerza (ton)	Presión (psi)			
		T(teor.)	P(teor.)	P(máx.)	P(mín.)	P(campo)
-	21.00	-	-	-	-	-
3.5	21.00	9.1	164	180	148	-
4	24.50	10.1	182	200	164	-
4.5	28.00	13.9	251	276	226	-
4.5a	28.00	11.4	206	227	185	-
5	31.50	12.5	226	249	203	-
5.5	35.00	23.0	415	457	374	-
5.5a	35.00	13.5	244	268	220	-

6	38.50	21.9	395	435	356	-
6.5	42.00	41.7	752	827	677	-
7	45.50	58.3	1052	1157	947	-
7.5	49.00	71.0	1281	1409	1153	1400
8	52.50	79.5	1435	1579	1292	1550
8.5	56.00	83.8	1512	1663	1361	1650
9	59.50	84.5	1525	1678	1373	1600
9.5	62.00	83.0	1498	1648	1348	1600
10	64.50	80.5	1453	1598	1308	1500
10.5	67.00	77.1	1391	1530	1252	1500
11	70.00	73.2	1321	1453	1189	-

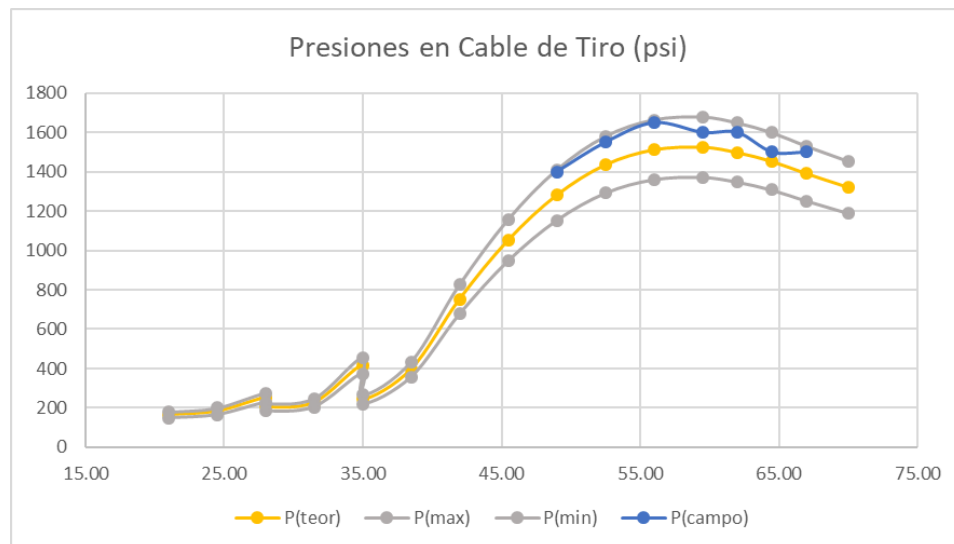


Figura N° A. 24 Presiones (psi) de cables de tiro durante el lanzamiento

Cables de Retenida de torre pescante

A continuación, se presenta la tabla que contiene las fuerzas y presiones teóricas junto con las tolerancias que se consideraron adecuadas (+/- 10%) de los cables tiro durante el lanzamiento (ver Tabla N° A. 3). En este elemento no se tomaron datos ya que los cables se dejaron con una presión inicial y no se previó realizar tensados adicionales dado que el cálculo aseguraba la estabilidad de la torre durante la operación.

Tabla N° A. 3 Presiones (psi) de cables de retenida de torre pescante durante el lanzamiento

Volado (m)	Retenida Torre (Monotorón)
------------	----------------------------

Ubicación del apoyo basculante		Fuerza (ton)	Presión (psi)		
		T(teor.)	P(teor.)	P(máx.)	P(mín.)
-	21.00	4.2	49	54	44
3.5	21.00	16.1	188	207	169
4	24.50	17.3	202	222	182
4.5	28.00	22.2	259	285	233
4.5a	28.00	19.0	222	244	200
5	31.50	20.3	237	261	213
5.5	35.00	33.9	395	435	356
5.5a	35.00	21.5	251	276	226
6	38.50	32.3	377	415	339
6.5	42.00	57.1	666	733	599
7	45.50	77.4	902	992	812
7.5	49.00	91.9	1072	1179	965
8	52.50	100.3	1169	1286	1052
8.5	56.00	102.5	1195	1315	1076
9	59.50	98.5	1149	1264	1034
9.5	62.00	92.2	1075	1183	968
10	64.50	83.0	968	1065	871
10.5	67.00	71.1	829	912	746
11	70.00	54.3	633	696	570

Anexo 5: Fichas técnicas de gatos hidráulicos

En el presente Anexo se muestran las fichas técnicas de los gatos hidráulicos utilizados.

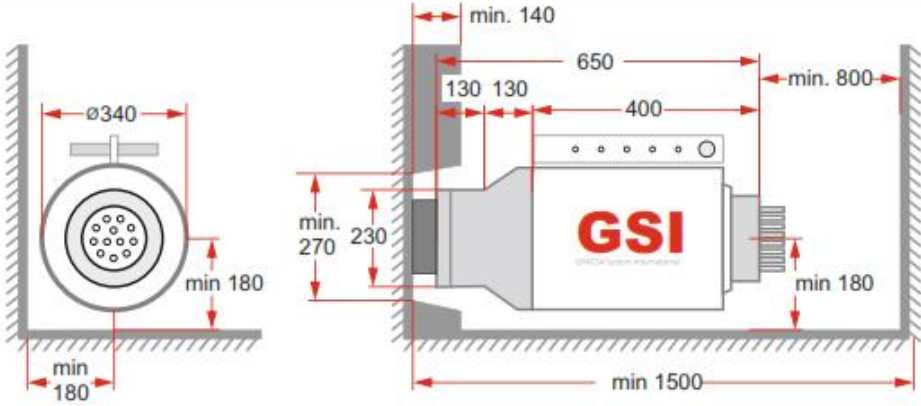
Gato Hidráulico de 250 Ton

GATO DE POSTENSADO 250TON



GSI
GRACSA System International

FICHA TÉCNICA
GSI 2508G



Presión Máxima de Trabajo	: 7500PSI
Capacidad Máxima	: 250Ton
Área de Tensión	: 461.22cm²
Área de Retorno	: 257.80cm²
Carrera	: 200mm
Número de Torones Máximo	: 9
Rozamiento Interno	: 2%
Peso	: 300Kg

Marca: GSI-QMV

Modelo: GSI 2508G

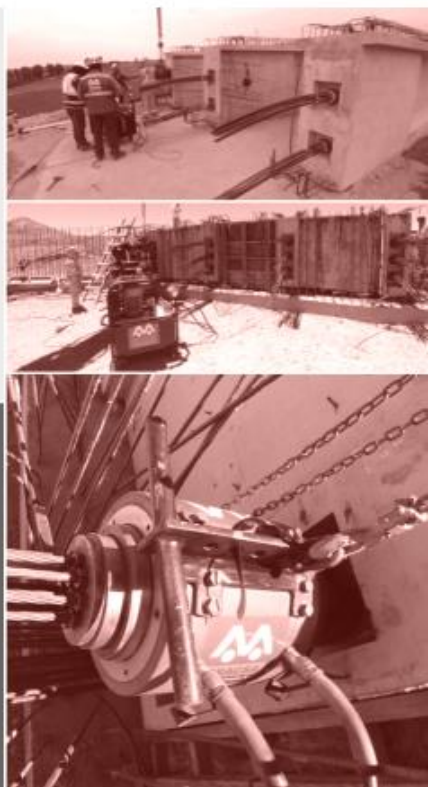
Fabricante:

LIUZHOU QM CONSTRUCTION MACHINERY CO., LTD.

MAX. Working Pressure: 7,500PSI

This product after inspection, qualified granted out of the factory.

www.qmchina.com



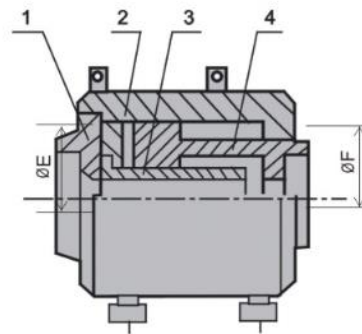
Gato Hidráulico de 400 Ton



June, 2015

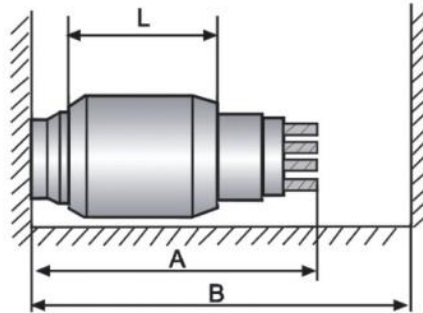
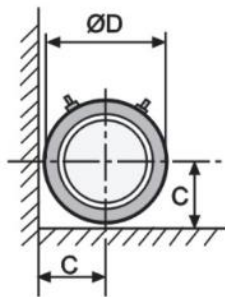
OVM PRESTRESSING SYSTEMS

Hydraulic Jack



1. Block 2. Cylinder 3. Cavity sleeve 4. Piston

Min. Service Space



Project	Units	YDC3500	YDC4000	YDC5000	YDC6500	YDC8000	YDC9000	YDC10000
Nom. Pressure	MPa	52	50	50	51	51	54	54
Tension Piston Area	m ²	67.859×10 ⁻³	79.168×10 ⁻³	100.53×10 ⁻³	127.86×10 ⁻³	158.3×10 ⁻³	165.876×10 ⁻³	184.726×10 ⁻³
Nom. Force	kN	3528	3958	5000	6500	8073	8957	9975.2
Return Pressure Area	m ²	34.626×10 ⁻³	45.945×10 ⁻³	47.75×10 ⁻³	67.54×10 ⁻³	90.4×10 ⁻³	87.258×10 ⁻³	87.258×10 ⁻³
Stroke	mm	200	200	200	200	200	200	200
Cavity Aperture ØB	mm	Φ165	Φ165	Φ196	Φ228	Φ260	Φ280	Φ240
Weight	kg	230	240	390	450	950	1080	1200
Overall Size ΦA×C	mm	Φ412×357	Φ432×362	Φ500×392	Φ575×427	Φ650×530	Φ670×530	Φ670×570
Min. Service Space	mm	1350	1350	1800	2000	2200	2200	2200
Min. Service Space	mm	300	300	350	400	450	450	450
Strand Precutting Length	mm	700	700	800	850	900	930	930

Gato Hidráulico Monotorón

MONO JACK - GRACSA

STRAND JACK UNITARIO
Cable de acero ASTM A416 0.5" y 0.6"
MONO JACK-GRACSA 01 al 04



FICHA TÉCNICA:

Fuerza Máxima de Tiro:	25Ton
Carrera Máxima:	200mm
Diametro Interior:	19mm
Área de Tensión:	51.05cm²
Área de Retorno:	13.33cm²



Marca:
GRACSA

Modelo:
MONO JACK 05/06

Serie:
GRACSA 01
GRACSA 02
GRACSA 03
GRACSA 04



GRANDES CARGAS S.A.