

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

“Metodología De Procedimiento Para El Plan De Montaje Y Lanzamiento De Un Puente Reticulado De Luz De 60 Metros Del Caserío De Quiroz – Distrito De Santa Rosa – Provincia De Pallasca - Departamento De Ancash”

Área de Investigación

Estructuras – Ingeniería Estructural

Autor (es):

Br. Infantes León, Sergio Yhermahin

Jurado Evaluador:

Presidente: Urteaga García, Juan.

Secretario: Moran Guerrero, Víctor.

Vocal: Narváez Aranda, Ricardo.

Asesor:

Galicia Guarniz, William

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-4506-9290>

TRUJILLO – PERU

2021

Fecha de Sustentación: 2021/08/11

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

“Metodología De Procedimiento Para El Plan De Montaje Y Lanzamiento De Un Puente Reticulado De Luz De 60 Metros Del Caserío De Quiroz – Distrito De Santa Rosa – Provincia De Pallasca - Departamento De Ancash”

Área de Investigación

Estructuras – Ingeniería Estructural

Autor (es):

Br. Infantes León, Sergio Yhermahin

Jurado Evaluador:

Presidente: Urteaga García, Juan.

Secretario: Moran Guerrero, Víctor.

Vocal: Narváez Aranda, Ricardo.

Asesor:

Galicia Guarniz, William

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0003-4506-9290>

**TRUJILLO – PERU
2021**

Fecha de Sustentación: 2021/08/11

PRESENTACION

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al reglamento de grados y títulos de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada Antenor Orrego, es grato poner a vuestra consideración el presente trabajo de investigación titulada: **“METODOLOGIA DE PROCEDIMIENTO PARA EL PLAN DE MONTAJE Y LANZAMIENTO DE UN PUENTE RETICULADO DE LUZ DE 60 METROS DEL CASERIO DE QUIROZ – DISTRITO DE SANTAROSA – PROVINCIA DE PALLASCA - DEPARTAMENTO DE ANCASH”**, con el propósito de obtener el título profesional de Ingeniero Civil.

El desarrollo de la presente tesis, surge como solución ante la necesidad de construir y ver una metodología para el montaje y lanzamiento de un puente entre los anexos de Quiroz – Chuquicara, ubicados en el Distrito de Santa Rosa, Provincia de Pallasca, Departamento de Ancash.

Por tanto, dejamos a su criterio la evaluación de la presente tesis, esperando así que reúna los méritos suficientes para la respectiva.



Bach. Sergio Yhermahin Infantes León

Trujillo, agosto del 2021

DEDICATORIA

Este logro se lo dedico a Dios, por darme la oportunidad de vivir, por estar conmigo en cada paso que doy y por su amor e infinita bondad.

A mis padres Belarmino y Lucy, por darme la vida y ser el apoyo invaluable en cada momento de mi vida.

A mi esposa Jenny e Hijos Sergio Alexander y Zharick Gabriela, por ser el motivo de mi inspiración.

AGRADECIMIENTO

Mi más cordial reconocimiento y agradecimiento a la Universidad Privada Antenor Orrego, Facultad de Ingeniería, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por el apoyo brindado en la etapa de nuestra titulación.

De igual manera agradecer a los docentes dela Escuela profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de la formación académica nos inculcaron la dedicación al estudio y la constante superación personal y al Ing. William Galicia por su apoyo profesional para la orientación en el desarrollo de la tesis.

Asimismo, agradecer a mi familia por su apoyo y paciencia, a ellos mi agradecimiento eterno.

Finalmente, agradecer a todas y cada una de las personas y amistades.

EL AUTOR

RESUMEN

La presente Tesis ha sido elaborada para lograr el título de Ingeniero Civil en la Universidad Privada Antenor Orrego.

La tesis desarrollada se titula: “METODOLOGIA DE PROCEDIMIENTO PARA EL PLAN DE MONTAJE Y LANZAMIENTO DE UN PUENTE RETICULADO DE LUZ DE 60 METROS DEL CASERIO DE QUIROZ – DISTRITO DE SANTA ROSA – PROVINCIA DE PALLASCA - DEPARTAMENTO DE ANCASH”. El proyecto contempla la construcción de un puente reticulado metálico de 60 m de luz y peralte constante 7.5 m. La estructura reticulada es tipo Warren con montantes. La sección transversal cuenta con dos carriles de 3.30 m y bermas de 0.90 m, haciendo un ancho de calzada de 8.4 m. Además, cuenta con barreras de concreto de 0.40 m, veredas de 1.525 m, y barandas de 0.10 m a cada lado.

En la presente investigación Como parte del proyecto Construcción de Puentes por Reemplazo en Ancash – Junín, Obra N°02, se ha proyectado la construcción del Puente Quiroz, un reticulado metálico de 60 m, el cual cruza el cauce del río Ancos. Para la construcción de la superestructura, en lo cual se plantea una propuesta de un sistema de montaje mediante armado por módulos y lanzamientos parciales, con torres provisionales en el cauce, lo cual da lugar a la elaboración de la presente memoria de cálculo, utilizando los lineamientos del Manual del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (en adelante Manual MTC) de puentes del año 2016, donde se toma en cuenta para el diseño estructural la filosofía de los estados límites de servicio y resistencia.

Además, se emplearon criterios de montaje y lanzamiento, definición de los componentes y el procedimiento adecuado del lanzamiento de la superestructura en mención. Dentro de los criterios de montaje el procedimiento de construcción de la superestructura planteado consiste en el montaje por módulos de reticulado con lanzamientos parciales. El montaje y lanzamiento se realiza desde la margen izquierda, donde se cuenta con una plataforma de montaje de longitud mínima 25 m, desde el eje del estribo. Para el lanzamiento, se utilizarán 3 torres provisionales, ubicadas a 10+10+20+20 m entre ejes de estribos.

En la plataforma de montaje, se contarán con apoyos de rodillos a 8.65 m y 16.4 m (8.65+7.75) por detrás del estribo.

Las torres provisionales se encuentran ubicadas a 10+10+20+20 m entre ejes de estribos. Están conformadas por torres modulares de paneles tipo Acrow, de dimensiones típicas 3.048 m de alto

y 2.185 m de ancho. Las torres provisionales de la margen izquierda están conformadas por 1 módulos, mientras que la de la margen derecha está conformada por dos módulos.

Las torres del margen izquierdo se apoyan sobre zapatas de concreto de 3.2x3.6 m y 0.6 m de peralte. Por su parte, la torre del margen derecho se apoya sobre zapatas de concreto de 4.0x3.6 y 0.6 m de peralte. El anclaje de las torres a la cimentación está conformado por pernos A 193 Gr B7 de diámetro 5/8" y longitud de anclaje embebido de 0.50 m.

Luego de ello, se verificó de igual manera las deflexiones máximas de la superestructura del puente y se comparó con los parámetros permisibles del Manual MTC, asimismo se verificó el diseño por cortante de la viga tirante debido a los apoyos móviles (polines) en etapa de lanzamiento.

Por último, se detalla el procedimiento propuesto para el lanzamiento de la superestructura el cual consta de Las torres del margen izquierdo se apoyan sobre zapatas de concreto de 3.2x3.6 m y 0.6 m de peralte. Por su parte, la torre del margen derecho se apoya sobre zapatas de concreto de 4.0x3.6 y 0.6 m de peralte. El anclaje de las torres a la cimentación está conformado por pernos A 193 Gr B7 de diámetro 5/8" y longitud de anclaje embebido de 0.50 m.

Las etapas de montaje han sido definidas en función del largo de plataforma disponible, el espaciamiento entre apoyos provisionales, y la ubicación de los empalmes de los elementos (indicados en los planos de fabricación proporcionados por el cliente).

El detalle de las etapas corresponde a la metodología de montaje y lanzamiento.

Finalmente, cabe resaltar que esta tesis pretende ser una propuesta de guía para la gestión de proyecto basado al montaje y lanzamiento de puentes metálicos.

Palabras clave: plan de lanzamiento y montaje, estructuras metálicas, puente La Eternidad, manual MTC.

ABSTRACT

This thesis has been prepared to obtain the title of Civil Engineer at the Antenor Orrego Private University.

The thesis developed is entitled: "PROCEDURAL METHODOLOGY FOR THE ASSEMBLY AND LAUNCH PLAN OF A 60-METER RETICULATED BRIDGE OF LIGHT IN THE QUIROZ COUNTRY - SANTA ROSA DISTRICT - PALLASCA PROVINCE - ANCASH DEPARTMENT". The project includes the construction of a 60-m span metal mesh bridge with a constant cant of 7.5 m. The reticulated structure is Warren type with studs. The cross section has two 3.30 m lanes and 0.90 m berms, making a carriageway width of 8.4 m. In addition, it has concrete barriers of 0.40 m, sidewalks of 1,525 m, and railings of 0.10 m on each side.

In the present investigation As part of the Construction of Replacement Bridges project in Ancash - Junín, Work N ° 02, the construction of the Quiroz Bridge, a 60 m metallic grid, which crosses the Ancos riverbed, has been projected. For the construction of the superstructure, in which a proposal is made for an assembly system by means of assembly by modules and partial launches, with provisional towers in the channel, which gives rise to the preparation of this calculation report, using the Guidelines of the Manual of the Ministry of Transport and Communications (hereinafter MTC Manual) of bridges of the year 2016, where the philosophy of the limit states of service and resistance is taken into account for the structural design.

In addition, assembly and launch criteria were used, as well as the definition of the components and the appropriate procedure for launching the superstructure in question. Within the assembly criteria, the proposed superstructure construction procedure consists of assembly by reticulated modules with partial launches. The assembly and launching is carried out from the left bank, where there is a mounting platform with a minimum length of 25 m, from the axis of the abutment. For the launch, 3 temporary towers will be used, located 10 + 10 + 20 + 20 m between abutment axes. On the mounting platform, there will be roller supports 8.65 m and 16.4 m (8.65 + 7.75) behind the abutment.

The temporary towers are located 10 + 10 + 20 + 20 m between abutment axes. They are made up of modular Acrow-type panel towers, of typical dimensions 3,048 m high and 2,185 m wide. The temporary towers on the left bank are made up of 1 modules, while the one on the right bank is made up of two modules.

The towers on the left bank are supported on 3.2x3.6 m concrete footings with 0.6 m

superelevation. For its part, the tower on the right bank rests on 4.0x3.6 concrete footings with a depth of 0.6 m. The anchoring of the towers to the foundation is made up of A 193 Gr B7 bolts of 5/8 "diameter and embedded anchor length of 0.50 m.

After that, the maximum deflections of the bridge superstructure were verified in the same way and compared with the permissible parameters of the MTC Manual, the shear design of the tie beam was also verified due to the mobile supports (idlers) at the stage of launch.

Finally, the proposed procedure for the launch of the superstructure is detailed, which consists of The towers on the left margin are supported by concrete footings measuring 3.2x3.6 m and 0.6 m in superelevation. For its part, the tower on the right bank rests on 4.0x3.6 concrete footings with a depth of 0.6 m. The anchoring of the towers to the foundation is made up of A 193 Gr B7 bolts of 5/8 "diameter and embedded anchor length of 0.50 m.

The assembly stages have been defined based on the available platform length, the spacing between provisional supports, and the location of the element joints (indicated in the manufacturing drawings provided by the customer).

The detail of the stages corresponds to the assembly and launch methodology.

Finally, it should be noted that this thesis aims to be a proposed guide for project management based on the assembly and launch of metal bridges.

Keywords: launch and assembly plan, metallic structures, La Eternidad bridge, MTC manual.

ÍNDICE

	Pág.
Presentación	3
Dedicatoria	4
Agradecimientos	5
Resumen	6
Abstract	8
Índice	10
Índice de Tablas	13
Índice de Gráficos	14
1. INTRODUCCIÓN	11
1.1. Planteamiento del Problema	11
1.2. Delimitación del problema	11
1.3. Formulación del Problema	19
1.4. Formulación de la Hipótesis	20
1.5. Objetivos del estudio	21
1.6. Justificación del Estudio	22
2. MARCO TEÓRICO	23
2.1. Antecedentes	23
2.2. Definiciones	27
3. MATERIAL Y MÉTODOS	55
3.1. Material	55
3.1.1 Población	55
3.1.2. Muestra.....	55
3.1.3. Unidad de Análisis	55
3.2. Método	56

3.2.1 Tipo de Investigación.....	56
3.2.2. Diseño de Investigación.....	56
3.2.3. Variables e estudio y operacionalizacin.....	56
3.2.4. Instrumentos de recolección de Datos	57
3.2.5. Procedimientos y análisis	57
4. CONCLUSIONES	124
5. RECOMENDACIONES	125
6. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127
ANEXOS:	128

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Propiedades de los aceros estructurales	27
Tabla 1.2 Factores de carga y combinaciones de carga	70
Tabla 1.3 Factores de carga AASHTO LRFD	70
Tabla 1.4 Factor seguridad al volteo	72
Tabla 1.5 Reacciones apoyos de torre margen izquierdo	77
Tabla 1.6 Reacciones apoyos de torre margen derecho	78
Tabla 1.7 Cargas actuantes en zapata margen izquierdo	104
Tabla 1.8 Verificación de excentricidades	104
Tabla 1.9 Verificaciones de presiones transmitidas al terreno	105
Tabla 1.10 Cargas actuantes en zapata margen derecho	110
Tabla 1.11 Verificación de excentricidades máximas	110
Tabla 1.12 Verificaciones de presiones transmitidas al terreno	112
Tabla 1.13 Reacciones en apoyos de torres provisionales	114
Tabla 1.14 Deflexiones en etapas de máximo volado	124
Tabla 1.15 Deflexiones por cargas permanentes	125

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Componente de un puente de armadura	27
Figura 1.2 Conjunto de un perno	32
Figura 1.3 Perno y tuerca de acero estructural de alta resistencia.....	32
Figura 1.4 Pernos no terminados	33
Figura 1.5 Pasos esenciales en el remachado.....	34
Figura 1.6 Tipos de conexiones remachados.....	35
Figura 1.7 Conexiones soldadas	36
Figura 1.8 Armadura tipo Warren	38
Figura 1.9 Puente metálico	40
Figura 1.10 Estructura de puente tipo viga chilcamayo.....	41
Figura 1.11 Estructura de puente tipo acero Kibikiri.....	42
Figura 1.12 Estructura de puente tipo atirantado bellavista.....	43
Figura 1.13 Estructura de puente tipo modular chaguadito.....	44
Figura 1.14 Tipo lanzamiento de puente utilizando el método de cables con huellas.....	47
Figura 1.15 Tipo lanzamiento de puente utilizando el método de cables forma aérea.....	48
Figura 1.16 Tipo lanzamiento de puente utilizando el método de apoyos intermedios.....	48
Figura 1.17 Vista en elevación del puente	57
Figura 1.18 Vista en planta del puente	58
Figura 1.19 Sección transversal	58
Figura 1.20 Apoyos y torres provisionales para montaje	58
Figura 1.21 Elevación y sección de torres provisionales modulares	58
Figura 1.22 Vistas del modelo del puente	63
Figura 1.23 Modelo de torres provisionales	63
Figura 1.24 Vista de torre modular típica	64
Figura 1.25 Vista de modelo en Etapa 1	64
Figura 1.26 Vista de modelo en Etapa 2	65
Figura 1.27 Vista de modelo en Etapa 3	65
Figura 1.28 Vista de modelo en Etapa 4	65

Figura 1.29 Vista de modelo en Etapa 5	66
Figura 1.30 Vista de modelo en Etapa 6	66
Figura 1.31 Asignación de carga por losa fresca	67
Figura 1.32 Mapa de velocidades de viento.....	68
Figura 1.33 Cargas de viento asignadas al puente	69
Figura 1.34 Mapa de isoaceleraciones espectrales	70
Figura 1.35 Reacciones por peso propio de estructura metálica	72
Figura 1.36 Esquema de cargas para verificación de estabilidad	72
Figura 1.37 Ratios de interacción de estructura en etapas 1 al 5	83
Figura 1.38 Reporte de verificación para cordón inferior	87
Figura 1.39 Reporte de verificación para cordón superior	88
Figura 1.40 Reporte de verificación para montante	89
Figura 1.41 Reporte de verificación para diagonal	89
Figura 1.42 Indicación de los elementos más desfavorables	90
Figura 1.43 Esquema de ubicación de cordón inferior para análisis local	91
Figura 1.44 Vista del modelo de elementos finitos del cordón inferior	91
Figura 1.45 Vista de cargas asignadas y condiciones de borde	92
Figura 1.46 Esfuerzos Von Mises en cordón inferior	92
Figura 1.47 Esfuerzos Von Mises en alma de cordón	92
Figura 1.48 Esfuerzo Von-Mises en ala inferior de cordón	93
Figura 1.49 Ubicación de rigidizadores adicionales	93
Figura 1.50 Sección de rigidizadores adicionales	93
Figura 1.51 Fuerzas axiales en Resistencia 1	94
Figura 1.52 Fuerzas axiales en Resistencia 3	94
Figura 1.53 Fuerzas axiales en Evento Extremo X 1 ^a	95
Figura 1.54 Fuerzas axiales en Evento Extremo X 1b	95
Figura 1.55 Fuerzas axiales en Evento Extremo Y 1 ^a	96
Figura 1.56 Fuerzas axiales en Evento Extremo Y 1b	96
Figura 1.57 Ratios de interacción de torres en Etapa 2	98
Figura 1.58 Ratios de interacción de torres en Etapa 3	98
Figura 1.59 Ratios de interacción de torres en Etapa 4	98

Figura 1.60 Ratios de interacción de torres en Etapa 5	99
Figura 1.61 Reporte de verificación para columna de panel Acrow	99
Figura 1.62 Reporte de verificación para diagonal de panel Acrow	100
Figura 1.63 Reporte de verificación para arriostre transversal de torre	101
Figura 1.64 Indicación de los elementos más desfavorables	104
Figura 1.65 Esquema ubicación de zapatas	106
Figura 1.66 Esquema de cargas actuantes en zapata	107
Figura 1.67 Modelo de zapata torre margen izquierdo	108
Figura 1.68 Modelo de zapata torre margen derecho	113
Figura 1.69 Deflexión por peso propio de estructura metálica	121
Figura 1.70 Deflexión por peso losa (concreto fresco)	122
Figura 1.71 Deflexión por peso de barreras y barandas	122
Figura 1.72 Deflexión por peso de asfalto	122
Figura 1.73 Diagrama de contraflechas estructura metálica	123
Figura 1.74 Esquema de tramos para control de contraflechas	123
Figura 1.75 Vista de rotación por efecto del volado de 15 m	124
Figura 1.76 Esquema de plano de referencia para control de contraflechas	124

I. INTRODUCCION

1. EL PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

- **Contexto donde se presenta el problema.**

El Problema se presenta en el caserío De Quiroz, en el distrito de Santa Rosa, espacialmente está ubicado en la carretera de la Red Vial Nacional PE-3N Longitudinal de la Sierra Norte, tramo Chuquicara

– Puente Quiroz, del Distrito de Santa Rosa, Provincia de Pallasca, Departamento de Ancash, a la altura del KM 776+216, y permite salvar la quebrada del rio Ancos, en las proximidades de la desembocadura de este rio en el rio Tablachaca, a continuación, se indica las siguientes coordenadas UTM referenciales: 9,059,194 NORTE, 811,417 ESTE.

Como antecedente cabe decir que durante la ejecución del puente “Quiroz” no se encontró en el expediente técnico el plan de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, ni el diseño del mismo. Encontrándose esto, la compañía subcontratista elaboró la documentación técnica para hacer el trabajo de montaje y lanzamiento, teniendo inconvenientes debido a la mala selección de los criterios de montaje y lanzamiento, deficiente estructura provisional. Un diseño técnico correcto evitaría el gasto en procedimientos innecesarios, optimización de tiempo de ejecución del proyecto, y además minimización de riesgos estructurales en la superestructura metálica. Por lo tanto, en funcionalidad a la problemática planteada y analizando todas las pruebas mencionadas, la presente indagación indica una mejora a la metodología y diseño

del plan de montaje y lanzamiento de estructuras metálicas del puente “Quiroz” del Distrito de Santa Rosa, Provincia de Pallasca, Departamento de Ancash. La ubicación del espacio territorial del distrito de Santa Rosa con relación al nivel del mar es de 509 m.s.n.m en su punto mayor localizado en el distrito de Santa Rosa Y del caserío Quiroz está a 1 047 m.s.n.m.

1.2 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA.

En el proyecto se realizará una metodología de procedimiento para el Plan De montaje y lanzamiento de un puente reticulado de luz de 60 metros, del caserío de Quiroz que cuenta con más de 300 habitantes.

- **Características del problema.**

Elementos del puente reticulado mal almacenados en obra.

Inexistencia de un sistema de plan de Montaje y Lanzamiento del puente.

Falta de Control de los procedimientos de montaje y lanzamiento de los puentes reticulados.

- **Análisis de características problemáticas**

- **Elementos del puente reticulado mal almacenados en obra**

Debido que no se cuenta con un control de inspección en obra los elementos estructurales se encuentran mal almacenados ya que están a la intemperie, de daños accidentales, en mala posición y en contacto directo con el suelo, ya que esto podría generar debilitación de la resistencia de los elementos y formar óxido blanco debido a su material.

➤ **Inexistencia de un Sistema de Plan de Montaje y Lanzamiento del puente**

A lo largo de la ejecución del puente “Quiroz” no se localizó en el expediente técnico un sistema de proyecto de montaje y lanzamiento de la superestructura del puente, ni el diseño del mismo; teniendo problemas gracias a la mala selección de los criterios de montaje y lanzamiento, deficiente composición provisional.

➤ **Falta de Control de los procedimientos de montaje y lanzamiento de los puentes reticulados**

Inexistencia organización en el sistema en el área de trabajo ya que no se inspecciona el área donde se realizará el montaje y lanzamiento (área angosta, dificultad de manipulación de los elementos con maquinarias), no verifican que los pernos estén ajustados con el taquímetro, falta de inspección de medidas de seguridad y entrenamiento del personal, etc.

No aplican un plan de procedimiento y control adecuado en el montaje y lanzamiento, ya que no garantiza vida útil de los puentes, confort, seguridad y una condición de tránsito sostenido atendiendo deterioros en elementos estructurales y que no estructurales que eventualmente limiten el tránsito.

• **Definición del problema**

El caserío de Quiroz cuenta con un puente tipo mabey antiguo en malas condiciones y dispone de un ancho libre incompatible con las necesidades actuales de la vía, en lo cual se instalara un nuevo puente reticulado de luz de 60 metros que por lo siguiente no presenta una metodología o sistema de procedimiento en el proceso constructivo y de servicio para el montaje mediante armado por módulos y lanzamientos parciales, con torres provisionales en el cauce del nuevo puente tipo reticulado, debido a que el notable deterioro y métodos inadecuados de los puentes metálicos en nuestro estado, lo que causa inseguridad vial y puede

colapsar el equilibrio de las construcciones, comprometiendo seriamente la comunicación para el tráfico de individuos, mercancías y a si mismo sea óptimo que cumpla con los requisitos para su circulación de vehículos pesados sin exponer sin ningún tipo de fallas.

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

A) Problema general:

¿En qué medida la metodología de procedimiento para el plan de montaje y lanzamiento de un puente Reticulado, proporcionara conocer por medio de dicho procedimiento los deterioros de los puentes, los requisitos que cumplan las normas, el reglamento nacional y proponga un planteamiento de solución de los servicios de transitabilidad más adecuada para el Caserío de Quiroz, Distrito Santa Rosa – Provincia de Pallasca – Departamento de Ancash?

B) Problemas específicos:

¿Qué criterios estructurales deberán tomarse presente para crear una iniciativa de optimización al diseño del proyecto de lanzamiento y montaje de construcciones metálicas?

¿Qué elementos estructurales se emplearán para crear la metodología de optimización al proyecto de lanzamiento y montaje de construcciones metálicas?

¿Cuál va a ser el método al proyecto de montaje y lanzamiento de construcciones metálicas?

1.4 FORMULACION DE LA HIPOTESIS

General.

En que con la aplicación de una metodología de proyecto de método para el montaje y lanzamiento del nuevo puente reticulado tipo WARREN, con base en un modelo integral, contribuirá a la decisión del estado constructivo de dichos posibilitando solucionar la contradicción que se muestra entre la toma de elecciones presente y las resoluciones que se obtengan de esta averiguación, en lo que se lograra obtener las secciones óptimas y un trabajo de calidad que cumplan las reglas y reglamento nacional para la solución de los servicios de transitabilidad vehicular del Caserío Quiroz en el Distrito de Santa Rosa-Pallasca- departamento de Ancash.

1.5 Objetivos de la Investigación

1.5.1 Objetivos Generales

Metodología de procedimiento para el plan de montaje y lanzamiento de un puente metálico reticulado tipo warren del Caserío de Quiroz, Distrito Santa Rosa – Provincia de Pallasca – Departamento de Ancash.

1.5.2 Objetivos Específicos

- Dar a conocer los criterios estructurales y el procedimiento de instalación de puentes reticulados tipo Warren, desde la visita de campo, diseño, hasta el método constructivo que se utiliza para su colocación.
- Conceptualizar los elementos estructurales que se emplearan para producir optimización al proyecto de montaje y lanzamiento del puente.
- Plantear la metodología, sistema y decidir los métodos para el

montaje y lanzamiento de los puentes metálicos tipo reticulado para el buen desempeño del puente.

- Diseño y verificación de la resistencia de los elementos del puente durante las etapas de montaje, de la cimentación y torres metálicas temporales para el montaje y lanzamiento de la estructura.

1.6 Justificación de la investigación.

1.6.1 Importancia de la investigación.

El presente Plan tiene como finalidad la metodología de método para el proyecto de montaje y lanzamiento de un puente reticulado tipo Warren, que contemple un análisis constructivo, estructural y control de inspección descriptivo aptado a los criterios de ingeniería, El plan planteado es fundamental pues se opta por la mejor elección, diagnosticar el estado presente del proceso de evaluación del estado constructivo de los puentes metálicos que garantice la transitabilidad vehicular perfeccionando los estándares de circulación en la red vial nacional. La relevancia teórica de la indagación se sustentó en un procedimiento bibliográfico cuidadoso de todas las cambiantes. Se incidió con la colección de información de primera fuente, por el procedimiento profundo, especializado y descriptivo de la bibliografía con las obras más actuales de publicación y los autores más destacados. Bajo dicha línea se ha desarrollado las bases teóricas y el diseño de perspectivas teóricas que nos han permitido contrastar el planeta conceptual con la verdad de la unidad de estudio determinada. Se debe remarcar que, si bien existe un código de diseño de puentes, parte importante de estas reglas obedecen a propiedades viales propias de otros ámbitos, gracias a diferentes geografías, volúmenes de tráfico, entre otros componentes, etcétera. Este plan da

solución a las necesidades que presentaba la sociedad del caserío de Quiroz, en cuanto se optimizó la provisión en porciones idóneas del servicio del puente, evitando de esta forma problemas para los usuarios como para la composición del puente metálico reticulado.

1.6.2 Viabilidad de la investigación.

Se cuenta con todos los recursos humanos, financieros, materiales, y de tiempo, acceso a la información y conocimientos; entre otros que son necesarios para desarrollar la tesis.

1.6.3 Limitaciones del estudio

La averiguación no se encontrará comprometida con restricciones a grado de recursos ya que se cuenta con lo primordial para conseguir las metas de nuestra averiguación.

Una de las dificultades de nuestro proyecto es el tiempo para viajar al sitio del proyecto, se encuentra a 8 horas de viaje, y sobre el acceso de información la municipalidad de Santa Rosa nos brinda todo lo que está a su alcance.

Para los estudios básicos de ingeniería se va a contratar a un topógrafo para realizar los estudios topográficos y tener la información de la zona, y la toma de muestras de suelos donde se ubicará los estribos del puente.

2. MARCO TEORICO

2.1 Antecedentes de la Investigación

❖ Antecedentes Internacionales.

Fabricio Adalberto Carrillo Chopin Y Helman Alcides López Peña (2006) en su tesis “Aplicaciones De Puentes Metálicos Modulares En El Salvador” en la Universidad Del Salvador.

Presenta las próximas conclusiones:

- En cualquier persona de los casos a solucionar con puentes metálicos modulares, en la práctica, los Mabey Compact 200 son los que superiores ventajas muestran, sin que se sobrepase la carga máxima, 30 toneladas en límite de peso para transporte HS20-44, AASHTO y T3-S3 de 41 ton de la SIECA; sin sobrepasar este peso, ni la longitud de 140 pies del vano. Cualquier otro transporte de más grande peso, debería buscar una vía alterna, para la estabilidad de la composición, transporte e individuos usuarias.
- Los puentes metálicos modulares, se han instalado en el territorio, principalmente por razones críticas, urgencias o emergencias, para desarrollar o modernizar superficies o regiones, desastres naturales o provocados, beneficiando a poblados superficies de producción, etcétera., seleccionadas convenientemente entre Bailey, Mabey Compact 200, Acrow panel, según tipo y cargas de plan, justificadamente. Sea como sea, son prácticos, la solución más instantánea al paso vehicular y peatonal, funcionales para vías de emergencia, su composición es fija y tiesa, simple de instalar con paneles modulares y conectores simples en el ensamble y montaje, capaces de absorber carga de hasta 41 toneladas transporte T3-S3, SIECA 2000. Cada una de estas ventajas tecnológicas otorgan al sistema de gestión de puentes, SAP, las posibilidades alternativas de aplicación, en organización e inversión vial o puentista. Además su inspección periódica, evaluación apropiada y mantenimiento o reemplazo a tiempo, de partes perjudicadas, zafadas o faltantes, prevé la fracasa de la composición, previene accidentes, evitan

pérdidas de vidas humanas, animales y materiales. El reapriete y buen estado de las partes modulares y complementos, controlan la deformación y evitan fatiga, colapso de la composición o cualquier fenómeno local que logre presentarse por el desempeño o predominación en el medio donde está emplazado.

- **Precedentes Nacionales.**

Enrique Arturo Vargas Márquez (2015) en su tesis “Elección Y Diseño De Elección De Puente Sobre El Rio Chilloroya (Cusco) Para Ingreso A La Planta De Procesos Del Plan Constancia” en la Pontificia Universidad Católica Del Perú.

Presenta las próximas conclusiones:

- Parte importante de las consideraciones de diseño dependen al final del criterio del diseñador. Ejemplificando, la vida eficaz del puente se estimó al inicio por la vida operacional del plan (15.3 años), empero se definió previendo una ampliación del plan.
- Hacer las estimaciones de precios y tiempos simultáneamente ayuda pues ver el plan a partir de 2 perspectivas hace más simple identificar ciertos procesos, así como estimar mejor su duración y precio.
- No se necesita exponer líneas de predominación para puentes suelo- acero. En estas construcciones la capa de asfalto se apoya sobre los rellenos, por lo cual, ejemplificando, una línea de predominación de fuerzas cortantes sería nula a lo largo del tramo. Consideramos que el equivalente más conveniente para evaluar los esfuerzos en esta composición podría ser un modelamiento por programa que considere la conducta del suelo (como plaxis 2D). Ernesto

Seminario Manrique (2004) en su tesis “Guía Para El Diseño De Puentes Con Vigas Y Losa” en la Universidad De Piura. Muestra las próximas conclusiones:

- Del análisis de esta tesis se puede concluir que el Manual de Diseño de Puentes del MTC – DGCF es una habituación de AASHTO –standard specifications for Highway Bridges. Asimismo, puede decirse que la regla peruana tiene las primordiales especificaciones elementales para el diseño de los puentes más frecuentes.
- Asimismo, como se observa en el “Manual de diseño de Puentes” los valores de los componentes de carga y resistencia son los mismos de AASHTO. No obstante, las condiciones de nuestra realidad son diferentes a la verdad norteamericana donde se tiene un más grande control de las cargas y de los procesos constructivos de puentes, por lo cual se concluye que debe investigarse como se hizo el análisis de fiabilidad de dichos componentes de la regla peruana.
- Al final, se debería señalar que un diseño de puentes que garantice un conveniente desempeño requiere el análisis de diferentes campos como hidrología, hidráulica, topografía, geología, análisis de tránsito, movimiento sísmico, etcétera. Frecuentemente, la incertidumbre en dichos campos de análisis influye de manera negativa en el efecto psicológico poblacional.

❖ **Antecedentes Locales**

Luis Ricardo Angulo Aguilar y Aurora Victoria Molina Abanto

(2001) en su tesis “*Diseño De La Superestructura De Un Puente Reticulado En El Distrito De Quiches*” en la Universidad Privada Antenor Orrego (UPAO).

Presenta las siguientes conclusiones:

- La aplicación de diseños de puentes con camión de diseño HS20 resulta a nuestro criterio insuficiente para la realidad es por ello la ejecución de la presente con camión de diseño HL93.
- Cabe resaltar la influencia que tienen los materiales para poder realizar un buen diseño de puentes; en la presente, se consideraron el concreto y acero por sus reconocidas ventajas como materiales estructurales. Aun así en nuestro medio no existe una buena calidad de materiales, especialmente el acero.

2.2 Fundamentación teórica de la investigación (Definiciones)

- **INSPECCIÓN DE PROCEDIMIENTO DE PUENTES METÁLICOS.**

Es una actividad que consiste en determinar y evaluar la condición de cada uno de los elementos de un objeto, se debe realizar en forma organizada y sistemática. Es importante debido a que de sus resultados se debe tomar decisiones para corregir defectos o problemas que produzcan daños severos.

- **PUENTE**

Es un elemento estructural que permite vencer obstáculos que se interponen en la continuidad de una vía. Los obstáculos pueden ser ríos, quebradas, valles profundos u otras vías.

El diseño de cada puente cambia dependiendo de su funcionalidad y la naturaleza del lote donde se ubicará. Además, un óptimo plan define las propiedades de la superestructura y subestructura, de manera que en una forma económica se satisfagan los requisitos de resistencia, funcionalidad, durabilidad y que estéticamente armonice con su alrededor.

- **CLASIFICACION**

Los puentes pueden clasificarse de acuerdo a los siguientes criterios:

- a) **Según el material principal empleado**

- Puentes en mampostería
- Puentes de madera
- Puentes de hormigón armado
- Puentes de hormigón pretensado
- Puentes de acero

- b) **Según su estructura**

- Puentes colgantes
 - Puentes atirantados
 - Puentes de arco
 - Puentes Bailey
 - Puentes de trabe
 - Puentes de armadura

- c) **Según el tipo de conexiones**

- Puentes remachados
- Puentes soldados
- Puentes empernados
- Puentes con pasadores

- d) **Según sus condiciones estáticas**

- Puentes isostáticos

- Puentes hiperestáticos

- **PUENTE DE ARMADURA**

- **INTRODUCCION**

Una armadura es una composición que actúa como una viga, sin embargo, con los miembros primordiales sometidos frente a todo a esfuerzos axiales. Está compuesta de hecho número de miembros lineales, rectos y articulados entre sí que conforman arreglos triangulares. En el diseño de puentes de armadura sus paneles se proyectan en parejas, una a cada lado del puente y dichos se incorporan mediante vigas transversales, que aguantan la calzada y transmiten las cargas aplicadas a los miembros de la armadura. Las articulaciones de una armadura se las hace en los extremos de sus miembros, de tal forma que formen una alianza o entramado rígido (nudo). En forma ideal, el extremo de cada integrante en un nudo es independiente de rotar sin dependencia de los demás miembros del nudo. Además, si se muestran cargas en puntos de vista diversos a los nudos, se generan esfuerzos de flexión en los miembros.

- **MATERIAL DE LA ARMADURA**

En los puentes de armadura, el acero estructural es el material predominante para la obra de todos sus recursos. El acero es prácticamente una aleación de hierro y carbono.

Las características físicas y mecánicas de los perfiles de acero las establece primordialmente su estructura química, el proceso de laminado, la narración de sus esfuerzos y el procedimiento térmico aplicado. Los primordiales aceros estructurales conforme con la ASTM (American Society for Testing and Materials) se indican en la tabla 1.1

Tabla 1.1: Propiedades de los aceros estructurales.

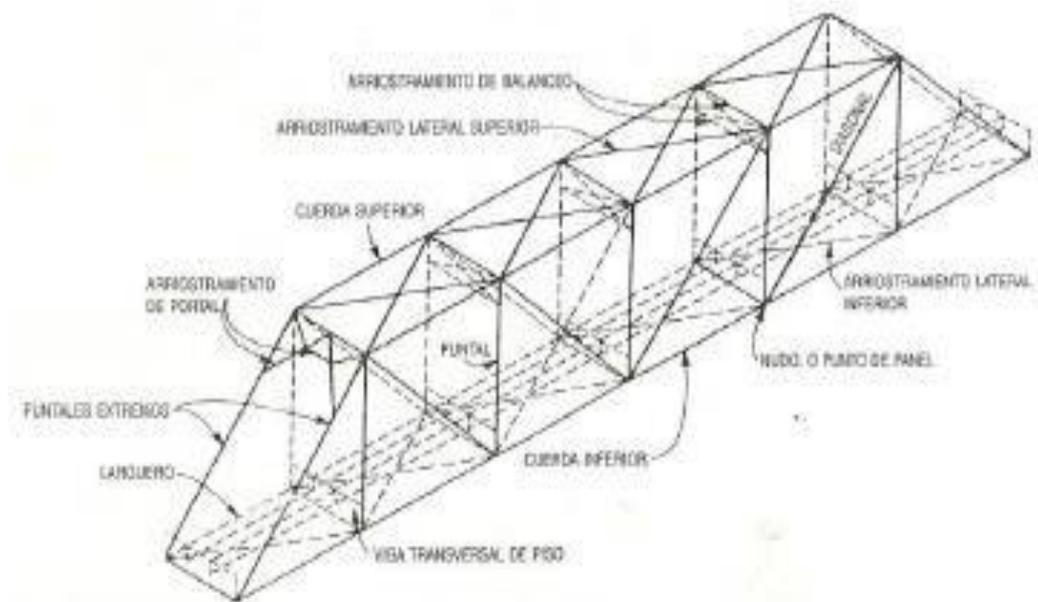
Designación de la A.S.T.M	Tipo de Acero	Formas	Usos Recomendados	Esfuerzo mínimo de fluencia, Fy, en Ksi.	Resist. mínima especificada a la tensión, Fu, en Ksi
A - 36	Al Carbono	Perfiles, barras y placas.	Edificios, puentes y otras estructuras atornilladas o soldadas	36, pero 32 si el espesor es mayor de 8 plg.	58 - 80
A - 529	Al Carbono	Perfiles y placas hasta 1/2 plg.	Similar al A - 36	42 - 50	60 - 100
A - 572	Columbio - vanadio de alta resistencia y baja aleación	Perfiles, placas y barras hasta 6 plg.	Construcción soldada o atornillada. No para puentes soldados con Fy grado 55 o mayor.	42 - 65	60 - 80
A - 242	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión	Perfiles, placas y barras hasta 5 plg.	Construcción soldada o atornillada; técnica de soldado muy importante	42 - 50	63 - 70
A - 588	De alta resistencia, baja aleación y resistente a la corrosión atmosférica	Perfiles, placas y barras hasta 4 plg.	Construcción atornillada	42 - 50	64 - 70
A - 852	Aleación templada y revenida	Placas sólo hasta de 4 plg.	Construcción soldada o atornillada principalmente para puentes y edificios soldados. Soldadura de importancia fundamental.	70	90 - 110
A - 514	Baja aleación templada y revenida	Placas sólo de 2 1/2 a 6 plg.	Estructura soldada con gran atención a la técnica, no se recomienda si la ductilidad es importante	90 - 100	100 - 130

Fuente: McCORMAC JACK, Diseño de Estructuras de Acero, 2da edición.

▪ COMPONENTES DE UNA ARMADURA

Los componentes estructurales de un puente de armadura se observan en la figura 1.1, a continuación de esta se describe cada miembro.

Figura 1.1: componentes de un puente de armadura



Fuente: BROCKENBROUGH, MERRITT, Diseño de Estructuras de Acero.

- **Nudos**

Son las intersecciones de los miembros de la armadura. Se forman por: juntas remachadas, soldadas, empernadas o con pasadores. Los nudos en las cuerdas preeminente e inferior a menudo se designan como aspectos de panel.

- **Cuerdas**

Son los miembros superiores e inferiores que resisten las fuerzas de tracción y compresión inducidas por la flexión. En una armadura de elevación constante las cuerdas son en esencia paralelas; no obstante, tienen la posibilidad de variar en perfil a partir de casi horizontal en una armadura de elevación moderadamente variable hasta caso parabólico en una armadura arqueada.

- **Miembros del alma**

Dichos resisten las fuerzas de corte y disminuyen la luz de las cuerdas sometidas a flexión. Las verticales una vez que permanecen sometidas a compresión se denominan puntales y una vez que permanecen sometidas a tensión péndolas.

- **Tablero**

Es el elemento que provee apoyo directo a las cargas de tráfico.

Los tableros que se utilizan en la construcción de puentes metálicos son:

- Tableros de concreto armado
- Tableros mixtos
- Tableros orto trópicos

Tableros de concreto armado

En ciertos tableros de concreto, la capa de rodamiento se vacía íntegramente con la losa; en otros, una capa de rodamiento de concreto asfáltico u concreto usual se incorpora luego de colocada la losa.

Tableros mixtos

Esta parrilla se rellena parcialmente o plenamente con concreto asfáltico y concreto aligerado, para dar custodia bajo la composición o para obtener una área de tráfico más adecuada.

Tableros ortotropicos

En la obra de tableros ortotropicos, el ábaco es una placa de acero recubierta por una área de desgaste rigidizada (sobre la cual se mueve el tráfico) soportada por una parrilla rectangular. El tanteador de acero ayuda a sus aguantes a resistir los esfuerzos de flexión.

Las componentes principales de este tablero son:

- La palca de acero
 - Las vigas longitudinales principales
 - Las vigas transversales de piso
-
- **Vigas de piso**

Son recursos colocados perpendicular o transversalmente a la dirección del tráfico.

- **Largueros**

Se aplican para transmitir las cargas del ábaco a las vigas de piso; si no se utilizan largueros el tanteador debería diseñarse para transmitir las cargas vehiculares a las vigas de piso.

- **Arriostramiento laterales**

Generalmente, se basa en armaduras colocadas en los planos de las cuerdas para dar seguridad y resistencia lateral frente a el viento.

- **Arriostramiento de balanceo**

Una vez que el elemento está colocado alrededor de las cuerdas inferiores, este arriostramiento está en la parte preeminente de la armadura y debería dar el galibo primordial para el paso del tráfico por abajo. Una vez que el tanteador se sitúa alrededor de las cuerdas mejores, el arriostramiento de balanceo debería extenderse a todo lo elevado de las armaduras.

- **CONEXIONES DE UNA ARMADURA**

Las conexiones o juntas se realizan en los extremos de los múltiples miembros, de manera que la carga siga su flujo ordenado por la composición y continúe hasta llegar a los cimientos.

Las conexiones más económicas son además las más prácticas, debido a que los precios de construcción están afectando tanto a las juntas como a los miembros estructurales.

- **Placas de conexión**

Un procedimiento común para juntar entre si los miembros de una armadura, se apoya en situar placas de conexión en los nudos donde convergen dichos. Las placas de conexión requieren un espesor mínimo definido para desarrollar la

resistencia total de los remaches o pernos. En armaduras ligeras se aplican placas de 3/8 a 1/2 pulgada de espesor, mientras tanto que en las más pesadas habitualmente se emplean placas de 5/8 a 7/8 pulgadas de espesor.

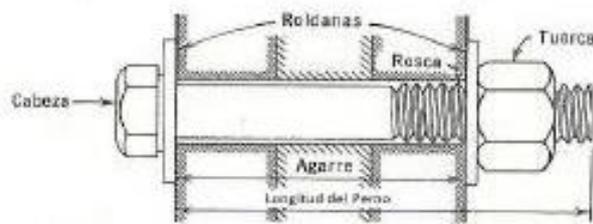
- **Tipos de conectores**

En el montaje de recursos metálicos de puentes se aplican usualmente como conectores: pernos, remaches y soldaduras.

Perno

Es un pasador metálico con una cabeza formada en un extremo y el vástago roscado en el otro para conjugarse con una tuerca. Algunas veces, es eficaz ocupar arandelas o roldanas bajo la cabeza del perno y bajo la tuerca pues se incrementa la zona de sujeción. (Figura 1.2).

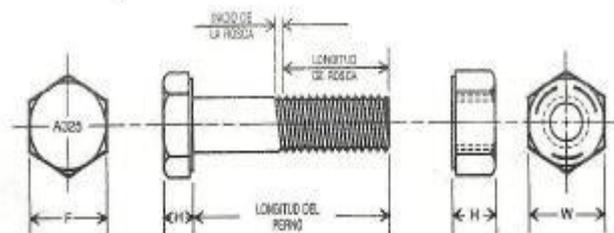
Figura 1.2: Conjunto de un perno



Fuente: BROCKENBROUGH, MERRITT, Diseño de Estructuras de Acero.

Pernos de alta resistencia

Los pernos de alta resistencia basan su capacidad en la acción de apriete producida al ajustar el perno y la tuerca, hasta generar una fuerza de tracción predeterminada. Los pernos de alta resistencia tienen la posibilidad de ser del tipo ASTM A325 o A490 que son aceros tratados y templados.



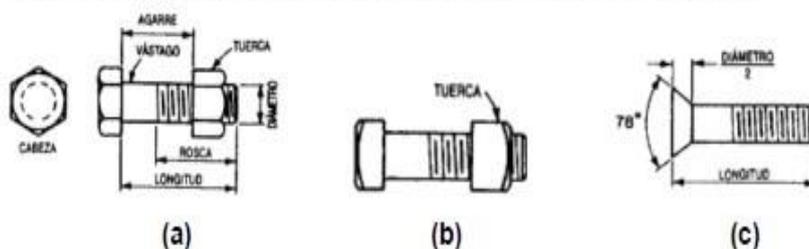
Fuente: BROCKENBROUGH, MERRITT, Diseño de Estructuras de Acero.

Las conexiones desarrolladas con pernos de alta resistencia tienen la posibilidad de ser de deslizamiento crítico (el material unificado es amordazado por la tracción inducida en los pernos al apretarlos) o de tipo aplastamiento (se restringe el desplazamiento del material unificado fundamentalmente por el vástago del perno).

Pernos de acero al carbono o no terminados

Los pernos no terminados tienen la posibilidad de usarse para hacer conexiones secundarias y se los realizan de acero dulce A307. Una vez que se emplean dichos pernos las conexiones secundarias tienen que definirse de forma cuidadosa, para eludir que los encargados del montaje seleccionen el tipo de perno inadecuado para una conexión. Figura 1.4: Pernos no terminados

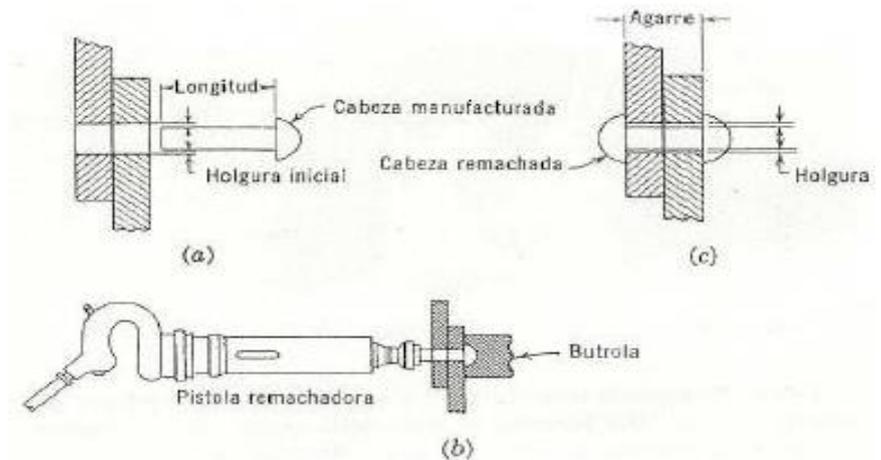
Figura 1.5: Pernos no terminados: (a) Con cabeza y tuerca hexagonales, (b) Con cabeza y tuerca cuadrada, (c) Con cabeza abocardada.



Fuente: BROCKENBROUGH, MERRITT, Diseño de Estructuras de Acero.

Remaches

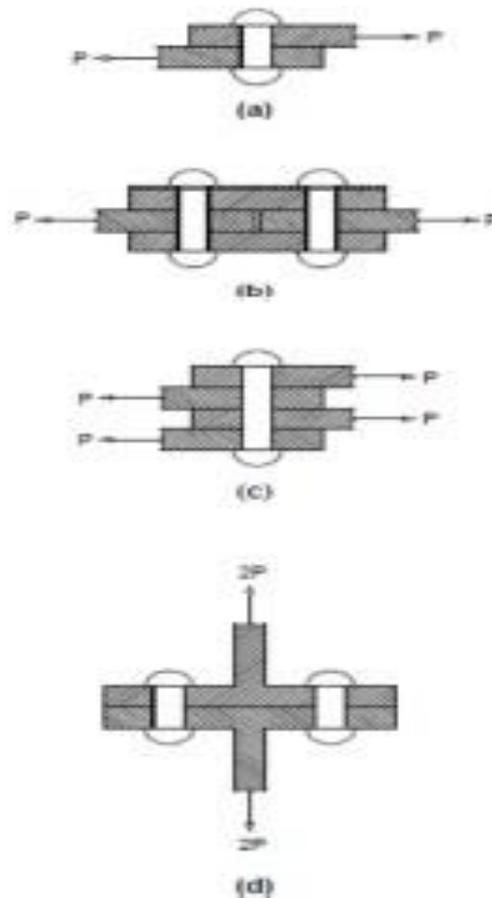
El remache se fabrica con una cabeza particular, que se llama cabeza manufacturada y se instala por medio de una pistola remachadora la cual forma otra cabeza a lo largo de la instalación; el proceso completo se denomina remachado y los pasos fundamentales se ilustran en la figura 1.5. Figura 1.5: Pasos esenciales en el remachado



Fuente: BRESLER, LIN y SCALZI, Diseño de Estructuras de Acero.

El tipo más común de acero para remaches es el ASTM A141, el cual se utiliza para conectar recursos de acero estructural al carbono o aceros de resistencias más altas, los remaches de alta resistencia hechos de acero ASTM A195 o A502 tienen la posibilidad de emplearse además para construcciones desarrolladas con aceros de alta resistencia. La votación del acero de los remaches es dependiente de la aplicación y de los precios de instalación. Los diámetros nominales de los remaches para fines estructurales varían de $\frac{1}{2}$ a $1 \frac{1}{2}$ pulgadas.

Figura 1.6: Tipos de conexiones remachadas: (a) Junta a traslape, remache en cortante simple, (b) Junta a tope, remache en cortante doble, (c) Remache en cortante múltiple, (d) Remache en tensión.

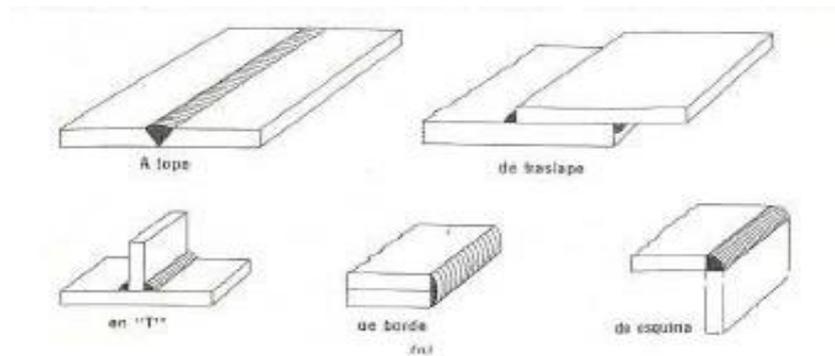


Fuente: BRESLER, LIN y SCALZI, Diseño de Estructuras de Acero.

Soldaduras

Las conexiones soldadas son esas en las que, por medio de un proceso de soldadura, se integran partes de metal mediante la aplicación de calor o presión. Estas conexiones se aplican por la simplicidad de diseño, menos piezas, menos material, disminución en el funcionamiento de taller y en las operaciones de construcción. Ejemplificando, las armaduras soldadas se flexionan menos que las armaduras empernadas, pues el extremo de un integrante guerrero en una junta no puede rotar con en relación a los otros miembros existentes ahí. Una desventaja de las conexiones soldadas es que debería considerarse la contracción de soldaduras monumentales. Con un diseño óptimo, materiales adecuados, técnicas de soldadura, mano de obra calificada, las conexiones soldadas se tornan económicas, confiables y seguras. Figura 1.7:

Conexiones soldadas: tipos de juntas



Fuente: BRESLER, LIN y SCALZI, Diseño de Estructuras de Acero.

- Tipos de soldaduras

Los primordiales tipos de soldaduras utilizadas para el acero estructural son de filete, de surco, de tapon y de ranura, tienen la posibilidad de conceptualizar dichos tipos de la siguiente forma:

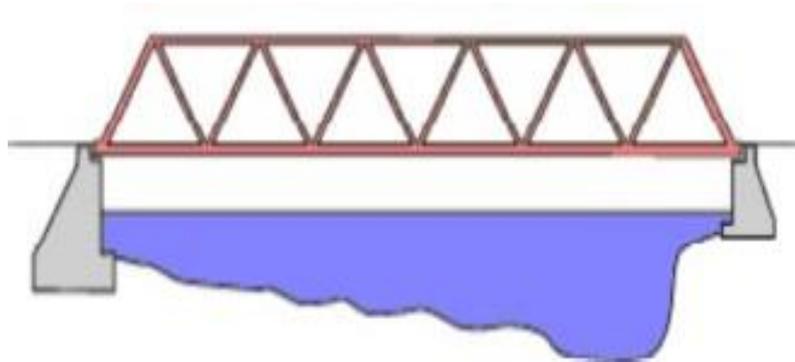
Las soldaduras de filete además tienen la posibilidad de usarse con soldaduras de surco para reforzar uniones de esquina. Soldaduras de surco: esta clase de soldadura se hace en una ranura entre los bordes de las piezas que se van a juntar. Soldaduras de tapón y de ranura: se aplican para transmitir el esfuerzo cortante e impedir el pandeo en uniones traslapadas. Las soldaduras se realizan con las piezas traslapadas en contacto, depositando metal en orificios circulares o alargados.

Conexiones con mezcla de soldaduras y pernos

Las soldaduras son más rígidas y por lo tanto evitan que las cargas se transmitan a los pernos, hasta luego de que dichas soldaduras hayan fluido. Por consiguiente, si se utilizan soldaduras tienen que diseñarse para tolerar la integridad de los esfuerzos en la conexión, sin embargo los pernos suministran una resistencia al deslizamiento suficiente para tener en cuenta que trabajan paralelamente con las soldaduras.

- **ARMADURA TIPO WARREN**

La armadura Warren tiene cuerdas paralelas y diagonales alternadas, generalmente se conforman con verticales para minimizar la magnitud de los paneles. El rasgo característico de esta clase de armadura es que conforman una secuencia de triángulos isósceles o equiláteros, de forma que cada una de las diagonales poseen la misma longitud. En esta armadura, las cuerdas resisten el instante flexionante, las diagonales el cortante y los miembros verticales resisten únicamente las cargas en los tableros, por lo tanto, tienen la posibilidad de diseñarse económicamente. Figura 1.8: Armadura Tipo Warren



▪ **ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

En este estudio se utiliza las ecuaciones de resistencia de materiales para descubrir los esfuerzos internos, deformaciones, desplazamientos y tensiones que trabajan sobre una composición, además, se establece el componente de estabilidad que la composición tiene.

▪ **MODELO ESTRUCTURAL**

En la ejecución del estudio, se necesita establecer tanto la geometría de la composición, las cargas que aguantan y las condiciones de apoyo para usar un modelo matemático correcto.

En el análisis los elementos estructurales se clasifican en:

- Unidimensionales: cuando una de sus dimensiones es mucho mayor que las restantes.
- Bidimensionales: una de sus dimensiones es pequeña comparada con las otras dos.
- Tridimensionales: ninguna de sus dimensiones resulta sensiblemente mayor que las otras.

El tipo procedimiento empleado para la exploración difiere de acuerdo con la dificultad y exactitud solicitada por los cálculos.. Estos métodos pueden ser:

- Métodos clásicos.
- Métodos programables.

Tipos de puentes de acero construidos en el Perú:

Frente a las diversa necesidades y condiciones en el país se han construido puentes de distintos sistemas estructurales y en diferentes jurisdicciones, siendo los puentes más importantes los siguientes:

Puente tipo “reticulados o armaduras”:

Nombre : puente La Breña.

Ubicación : Huancayo - Junín.

Luz : 60.2 m.

Nº de vías : 2.

Especificación estructural: este puente es de tipo reticulado o “en armadura” metálico la cual consta de una losa de concreto armado donde se utilizan las cargas móviles, esta losa que esta soportada en el sistema de vigas de la plataforma con un sistema compuesto losa – acero por medio de el trabajo de conectores de cortante. Por consiguiente, las armaduras de los

dos lados aguantan todo el puente metálico. Figura 1.9: Puente



metálico

Fuente: propia.

Puente tipo “viga de alma llena”:

Nombre : puente Chilcamayo.

Ubicación : Andamarca - Concepción - Junín.

Tipo : viga.

Luz : 35 m.

Vías : 1.

Especificación estructural: este puente es de tipo viga de alma llena metálico el cual consta de 2 vigas de perfil de patín ancho W de alma llena de 35 m de luz que aguantan la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) donde se usan las cargas móviles.



Figura 1.10. Estructura del puente tipo viga “Chilcamayo”.

Fuente: propia

Puente tipo “arco”:

Nombre : puente Ubikiri.

Ubicación : Pichanaki - Chanchamayo - Junín.

Tipo : arco.

Luz : 125 m.

Vías : 2.

Descripción estructural: este puente es de tipo arco metálico, consiste en una plataforma metálica constituida por un sistema de vigas horizontales “vigas tirante” y vigas transversales W, las cuales resisten el peso de la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) la misma donde se aplican las cargas móviles.

Asimismo, se cuenta con péndolas verticales las cuales están conectadas a las vigas tirante y al arco metálico principal, y de esta manera se realiza la transferencia de carga del tablero metálico hacia el arco.



Figura 1.11. Estructura del puente tipo arco

“Ubikiri”.

Fuente: propia.

Puente tipo “atirantado”:

Nombre : puente Bellavista.

Ubicación : Bellavista - San Martín.

Tipo : atirantado.

Luz : 320 m.

Vías : 2.

Descripción estructural: este puente es de tipo atirantado, consiste en una plataforma metálica constituida por un sistema de vigas horizontales “vigas tirante” y vigas transversales W, las cuales resisten el peso de la losa compuesta (losa – acero con conectores de corte) la misma donde se aplican las cargas móviles. Asimismo, se conectan cables estructurales a la plataforma a lo largo de toda su longitud y a unos pilares de altura considerable los cuales resisten todo el peso del puente.



Figura 1.12. Estructura del puente tipo atirantado

“Bellavista”.

Fuente: propia.

Puente tipo “modulares provisionales”:

Nombre : puente Chagualito.

Ubicación : Pataz - La Libertad.

Tipo : modular.

-Luz : 34.80 m.

Vías : 1.

Descripción estructural: este puente es de tipo modular, consisten en armaduras prefabricadas típicas en ambos lados del puente que se ensamblan en campo, estos son los que resisten el puente. La transferencia de carga a estos se realiza mediante vigas que conectan ambas armaduras, y estas vigas resisten una plataforma de acero donde se aplican las cargas móviles.



Figura 1.13. Estructura del puente tipo modular “Chagualito”.

Fuente: propia.

Normatividad de puentes:

En la actualidad, los puentes se diseñan generalmente con base a las posiciones de la Regla 173 versión AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges 2002 – en adelante AASHTO STANDARD), y en algunas ocasiones con la regla AASHTO LRFD, (Bridge Design Specifications 2007, en adelante AASHTO LRFD); en las cuales se han desarrollado durante su realidad y de su vigencia, una secuencia de criterios, métodos y sugerencias.

Montaje y lanzamiento de puentes:

Montaje de puentes:

Proceso en el que se sitúa en postura definitiva un tramo de composición del todo pre-armada de las piezas conformantes de los puentes. El montaje industrial es un reto persistente al talento puesto que frecuenta realizarse en condiciones geográficas complicadas o debería conectarse con una composición ya que existe (obras civiles) y con plazos bastante restringidos por los altos precios de inversión involucrados. Para un buen desarrollo de montaje se tienen que considerar una secuencia de fronteras que influyen en el independiente desarrollo del mismo. Recepción y descarga: coordina los cargues de material y la llegada del mismo al lote de montaje; o sea lo cual sale de bodega debería llegar en óptimas condiciones y la porción precisa al lote de montaje. Ordenamiento anterior al montaje: localización de partes pre ensambladas en orden para no producir limitaciones en el proceso de montaje. Montaje: proceso en el que se localiza en postura definitiva un tramo de composición enteramente pre-armada. Alineamiento: la linealidad y la homogeneidad de la composición tienen que ser primordiales, puesto que puede que exista un proceso civil o arquitectónico futuro que se obstaculice por fallas en el montaje de la composición.

Lanzamiento de puentes:

Es el procedimiento usual para puentes de toda clase, en los cuales no es viable o es bastante caro elevarlos con la grúa móvil así sea por su peso o por la entrada de dichos grupos a el área, el lanzamiento representa la opción más práctica. Con el lanzamiento el puente se monta a un lado del inconveniente y por medio de rodillos es aproximado hasta el borde del estribo para que después por medio de uno de los tipos de lanzamiento (utilizando cables como huella, con apoyos intermedios, con cables aéreos) quede localizado en su postura final, o sea entre sus estribos. Usando cables como huella: este procedimiento se basa en edificar 2 caminos o 3 caminos dependiendo del número de vigas que componen el puente por hileras de cables todos 2,3, 4, o 5 dependiendo de| peso de la composición para que sea usado como huella o camino al instante que es arrastrado de| estribo contrario. Como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 1.14. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables como huella.

Fuente: propia.

Usando cables de manera aérea: para este procedimiento, es necesario la obra de 02 pórticos principalmente localizados en todos los estribos por los cuales se tenderán cables de acero los cuales van a ser anclados en unas cámaras de cimentación detrás de los pórticos. como se puede apreciar en la figura siguiente.



Figura 1.15. Tipo de lanzamiento de puente utilizando el método de cables de forma aérea.

Fuente: propia.

Utilización de apoyos intermedios: para emplear este método se construyen pórticos intermedios que, dependiendo de la luz de la estructura, según los cálculos realizados previamente, los cuales se ubican entre los estribos para servir como apoyos intermedios, en este caso las estructuras son lanzadas en su conjunto. Como se puede apreciar en la siguiente figura.



Figura 1.16. Tipo de lanzamientos de puente utilizando el método de apoyos intermedios.

Fuente: propia.

Consideraciones generales para el montaje y lanzamiento de estructuras metálicas para puentes:

Desde planchas, perfiles abiertos, tubos estructurales, laminados, electrosoldados, se elaboran, basándose en patrones detallados, partes que conforman la columna vertebral que puede tolerar las condiciones de servicio predeterminadas por ingenieros diseñadores. Equipo primordial para la ejecución: en un lugar de construcción de los ensamblajes metálicos requeridos, los pasos más relevantes de trazado, corte, doblado, ensamblaje, soldadura, remachado, galvanizado y pintura, anteriormente del lanzamiento de las partes, lugar de ensamblaje. Propiedades de los materiales empleados: en aquel ítem, por ser más frecuentes, se integran perfiles y planchas en acero ASTM A-36, con 36 ksi de límite de fluencia. Por igual se usan perfiles estructurales en acero ASTM A-572, nivel 50, con 50 ksi. Para conjuntos de perfiles de acero formados en gélido con lámina flaca, crecientemente usados en construcciones de pequeña y mediana elevación, se usan aceros de Nivel o “Esfuerzo de Fluencia” A-33 (Fy En la mayoría de los casos, se aplican la

construcción y el ensamblaje de electrodos de soldadura de los tipos de procesos SMAW E60XX y E70XX que corresponden, y se usan aplicaciones sencillas de grupos con una resistencia preeminente en la alianza de los materiales. Comportamiento estructural del acero: las construcciones metálicas, gracias a su bajo peso y por su material, resultan muy efectivas en condiciones de luz vasta. Ahora, las secciones compuestas de acero resultan muy efectivas una vez que se usa la resistencia a la compresión de este último material. Una característica fundamental del acero es su alta ductilidad, característica que posibilita deformaciones relevantes en la zona inelástica sin llegar a la fractura. Esto quiere decir que la composición de acero tiene una alta capacidad para absorber y disipar energía, lo cual da superiores condiciones de resistencia y durabilidad en ciclos repetidos de carga.

Definición de términos

Diseño del proyecto de montaje y lanzamiento: es el archivo guía que delinearé los criterios técnicos referidos a los pasos concernientes al lanzamiento y montaje de la composición metálica del puente. Polines deslizantes o apoyos móviles: son recursos de característica giratoria localizados en la parte preeminente de los estribos y de las torres de apoyo, los cuales permiten el movimiento de toda la superestructura del puente en los periodos de lanzamiento. Puentes metálicos: son esos puentes donde todos los recursos estructurales que conforman la superestructura, o sea, la plataforma y la composición primordial son de acero estructural o metálicos. Los recursos que lo conforman aguantan las cargas directas móviles del puente, como por ejemplo la plataforma y la composición primordial del puente. Superestructura: en la mayoría de los casos, ésta está por abajo del grado del suelo, empero en el asunto de puentes vienen a ser esos recursos que brindan soporte al puente, o sea, “los estribos”. Torres de apoyo intermedios: en el proceso de lanzamiento de puentes metálicos, se les conoce de esta forma a las construcciones provisionales de soporte ubicadas durante la luz del puente, los cuales facilitan el proceso de lanzamiento de la superestructura metálica usando cualquier procedimiento.

3. MATERIAL Y PROCEDIMIENTOS

3.1 Material

3.1.1 Población.

Metodología de procedimiento para el plan de montaje y lanzamiento de puentes reticulados tipo Warren, del caserío de Quiroz del Distrito de Santa Rosa – Provincia de Pallasca - del departamento de Ancash.

3.1.2 Muestra

Puente reticulado tipo Warren del Caserío de Quiroz del Distrito de Santa Rosa, en el Departamento de Ancash.

3.1.3 Unidad de Análisis

Se realizará el diseño y aplicar la metodología de procedimiento para el montaje y lanzamiento del nuevo puente reticulado tipo WARREN

3.2.2 Método

Diseño del
Puente reticulado WARREN (SUPERESTRUCTURA):

Diseño de los apoyos intermedios del puente.

Diseño de los elementos del puente.

Metodología de inspección en el campo y diseño.

Metodología de control de inspección de los elementos y actividades de la instalación del nuevo puente tipo Warren.

3.2.2 Diseño de Investigación

Una investigación bibliográfica en:

Libros, Diccionarios, Manuales, Trabajos de graduación realizados en Universidades, también se realiza la investigación virtual por medio de Internet.

El tipo de investigación es no experimental, ya que se realizará en la obtención de información sin manipular los datos de las variables, o sea, tal y como se manifiestan en la realidad.

3.2.3 Variables y definición operacional

❖ **Variable independiente:**

Características topografías.

NAME (nivel de agua máximo extraordinario)

Diseño de la metodología del plan de montaje y lanzamiento

- **Variable dependiente:**

Tipo de estructura metálica y dimensión del puente.

Análisis Estructural.

Diseño Estructural de los apoyos intermedios para el lanzamiento del puente.

VARIABLE	INDICADOR	MEDICION
V. INDEPENDIENTE	Topografía de la zona NAME Diseño de metodología para el plan de montaje y lanzamiento	M Q Planos y expediente técnico
V. DEPENDIENTE	Capacidad y resistencia Tiempo de vida útil	Ton/m ² Años

3.2.5 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Las técnicas de investigación que se aplicaron corresponden al análisis documental y la observación.

3.2.6 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

AutoCAD: Levantamientos Topográficos.

AutoCAD Civil 3D: Acelerar las tareas de Diseño de planos, tanto planimetría como altimetría.

Programa SAP.2000 : para verificar la superestructura del puente en las etapas de lanzamiento considerando cargas de gravedad.

4. RESULTADOS Y DISCUSION

1.1 ANTECEDENTES

Como parte del proyecto Construcción de Puentes por Reemplazo en Ancash – Junín, Obra N°02, se ha proyectado la construcción del Puente Quiroz, un reticulado metálico de 60 m, el cual cruza el cauce del río Ancos. Para la construcción de la superestructura, el contratista plantea un sistema de montaje mediante armado por módulos y lanzamientos parciales, con torres provisionales en el cauce, lo cual da lugar a la elaboración de la presente memoria de cálculo.

1.2 OBJETIVOS

Son objetivos del presente estudio:

- Verificación de la resistencia de los elementos del puente durante las etapas de montaje.
- Diseño y verificación de las torres metálicas temporales para el montaje y lanzamiento de la estructura.
- Diseño de la cimentación de las torres metálicas temporales.

2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1 PUENTE PROYECTADO

El proyecto contempla la construcción de un puente reticulado metálico de 60 m de luz y peralte constante 7.5 m. La estructura reticulada es tipo Warren con montantes. La sección transversal cuenta con dos carriles de 3.30 m y bermas de 0.90 m, haciendo un ancho de calzada de 8.4 m. Además, cuenta con barreras de concreto de 0.40 m, veredas de 1.525 m, y barandas de 0.10 m a cada lado.

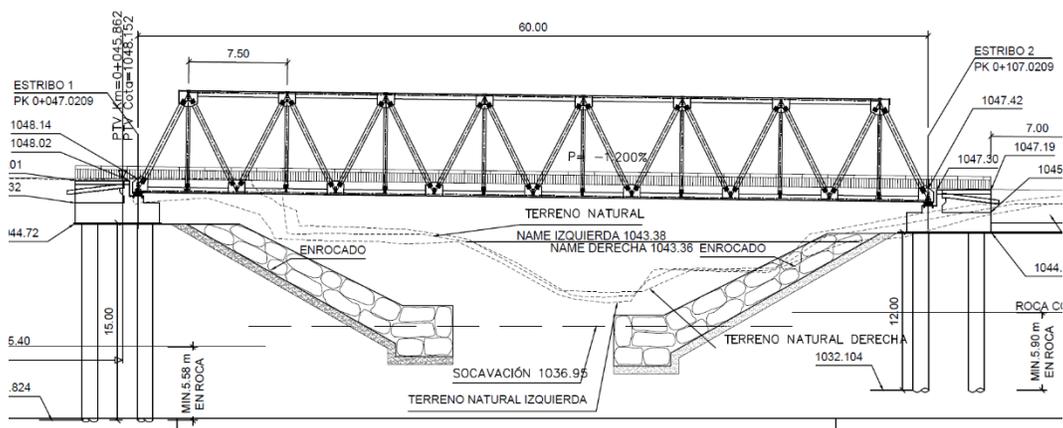


Figura 1.17 Vista en elevación del puente

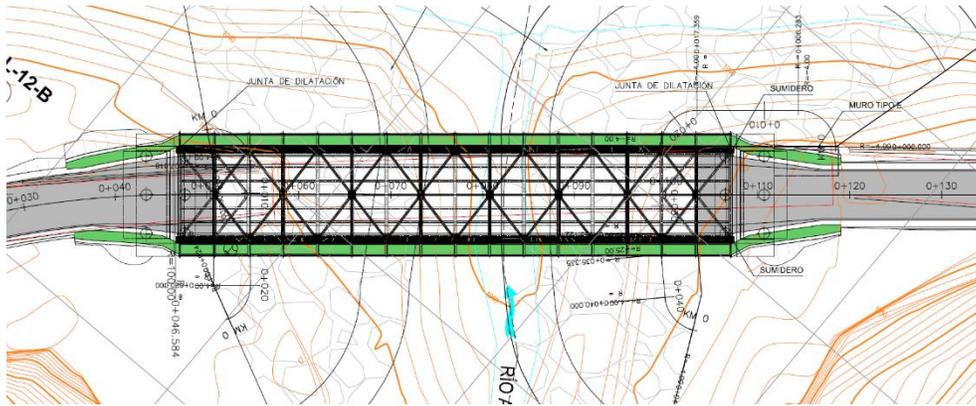


Figura 1.18 Vista en planta del puente

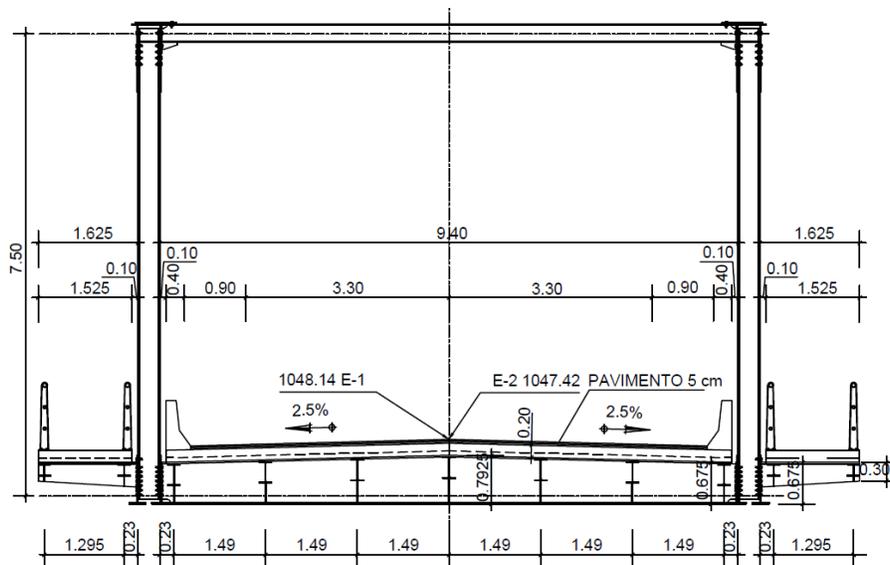


Figura 1.19 Sección transversal

2.2 SISTEMA DE MONTAJE

El procedimiento de construcción de la superestructura planteado consiste en el montaje por módulos de reticulado con lanzamientos parciales. El montaje y lanzamiento se realiza desde la margen izquierda, donde se cuenta con una plataforma de montaje de longitud mínima 25 m, desde el eje del estribo. Para el lanzamiento, se utilizarán 3 torres provisionales, ubicadas a 10+10+20+20 m entre ejes de estribos.

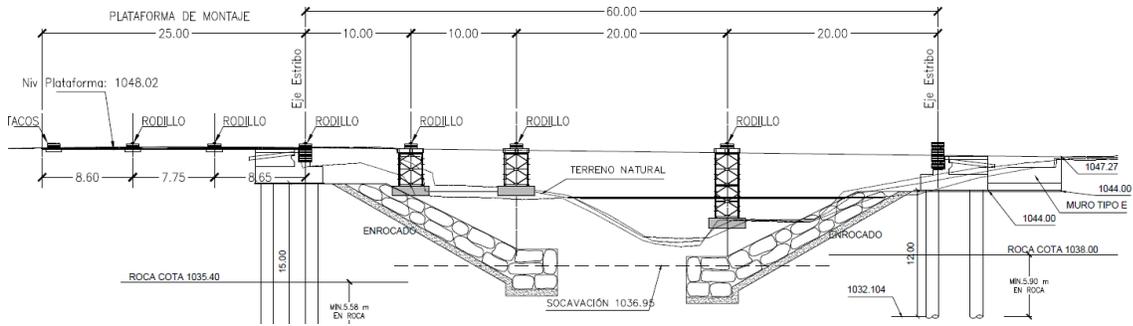


Figura 1.20 Apoyos y torres provisionales para montaje

En la plataforma de montaje, se contarán con apoyos de rodillos a 8.65 m y 16.4 m (8.65+7.75) por detrás del estribo (Ver figura anterior).

Los niveles considerados para el análisis son:

- Nivel de parapeto estribo izquierdo: 1048.02 m
 - Nivel de Plataforma: 1048.02 m
 - Nivel superior de Rodillos: 1048.67 m
- Todos los rodillos estarán al mismo nivel para el lanzamiento

Torres Provisionales

Las torres provisionales se encuentran ubicadas a 10+10+20+20 m entre ejes de estribos. Están conformadas por torres modulares de paneles tipo Acrow, de dimensiones típicas 3.048 m de alto y 2.185 m de ancho. Las torres provisionales de la margen izquierda están conformadas por 1 módulos, mientras que la de la margen derecha está conformada por dos módulos.

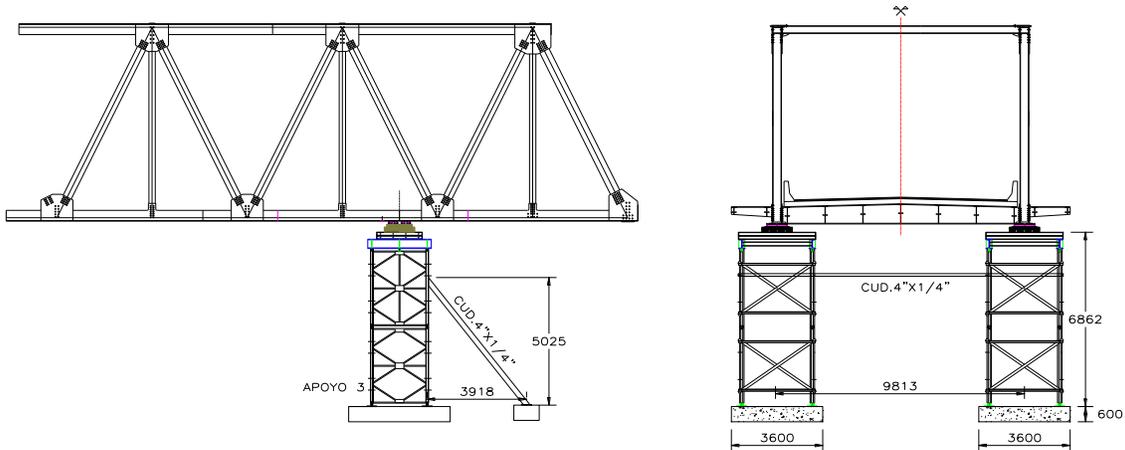


Figura 1.21 Elevación y sección de torres provisionales modulares

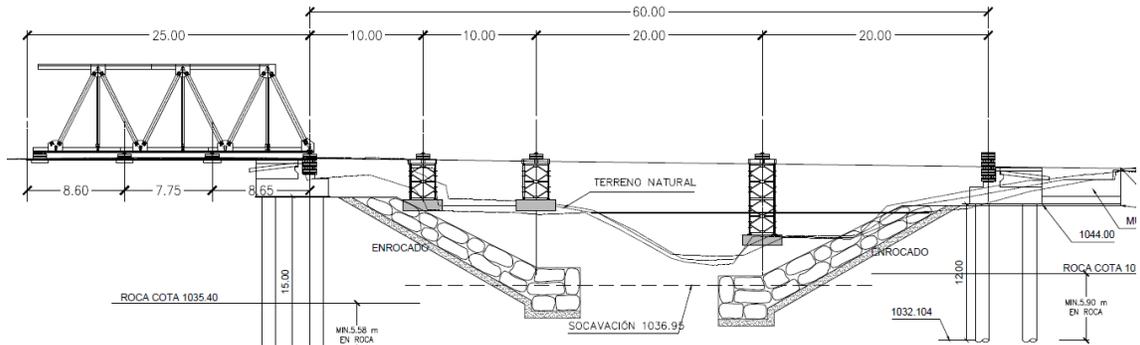
Las torres del margen izquierdo se apoyan sobre zapatas de concreto de 3.2x3.6 m y 0.6 m de peralte. Por su parte, la torre del margen derecho se apoya sobre zapatas de concreto de 4.0x3.6 y 0.6 m de peralte. El anclaje de las torres a la cimentación está conformado por pernos A 193 Gr B7 de diámetro 5/8" y longitud de anclaje embebido de 0.50 m.

Etapas de Montaje

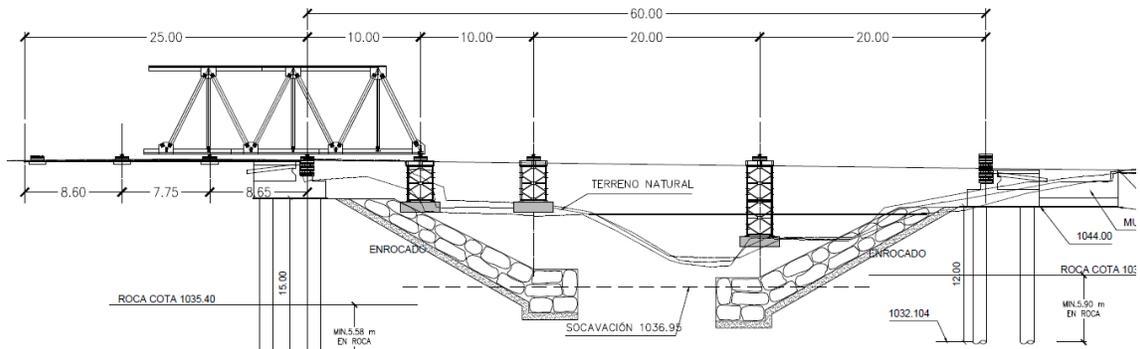
Las etapas de montaje han sido definidas en función del largo de plataforma disponible, el espaciamiento entre apoyos provisionales, y la ubicación de los empalmes de los elementos (indicados en los planos de fabricación proporcionados por el cliente).

El detalle de las etapas corresponde al plan de montaje y lanzamiento. A continuación, se hace solo un resumen de las etapas representativas para la evaluación estructural.

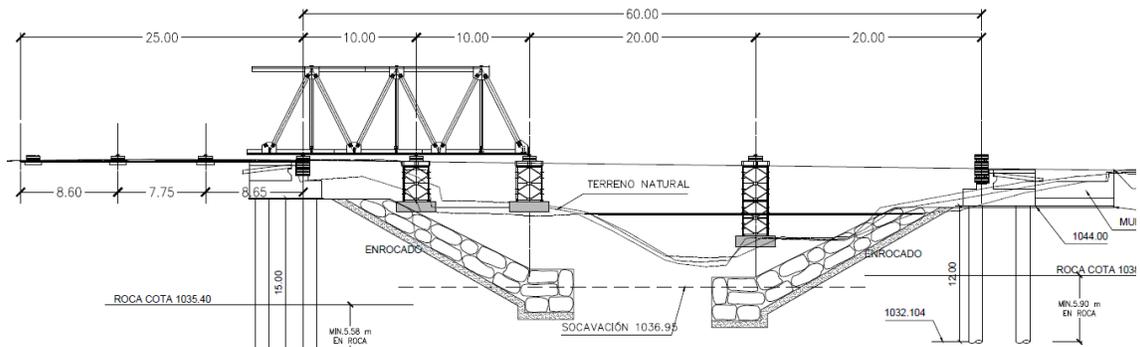
a. Montaje de 22.5 m de reticulado.



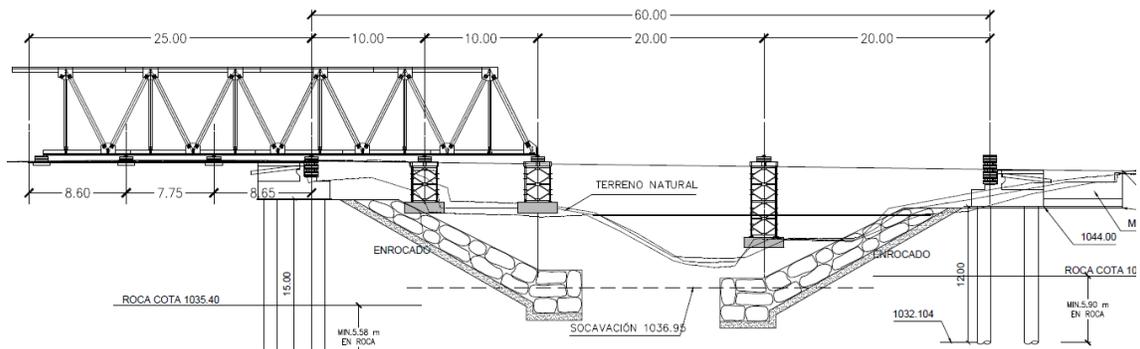
b. Lanzamiento de 10 m de la estructura montada.



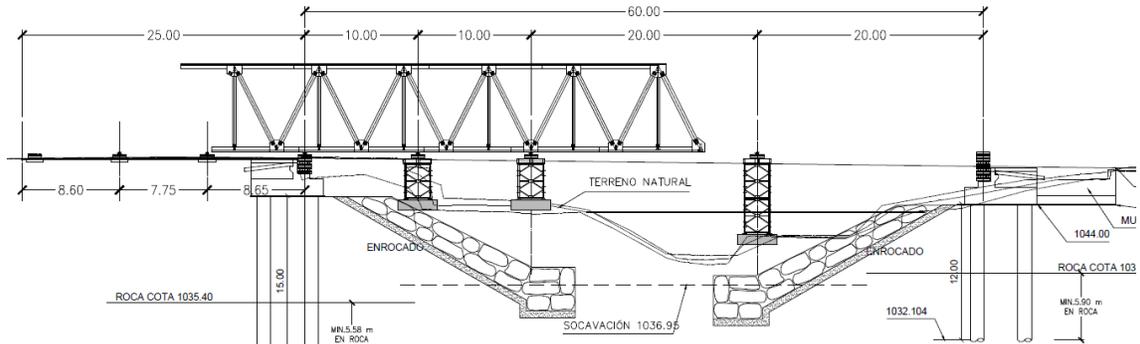
c. Lanzamiento de 9.5 m adicionales de la estructura montada.



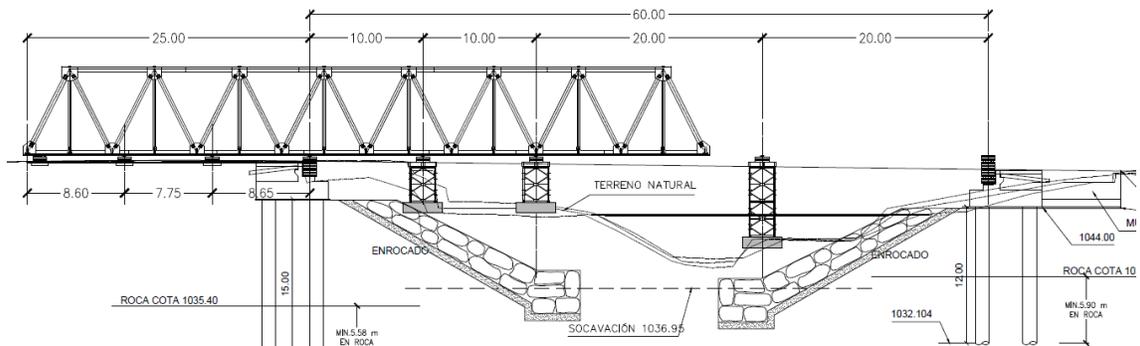
d. Montaje de 18.75 m de reticulado.



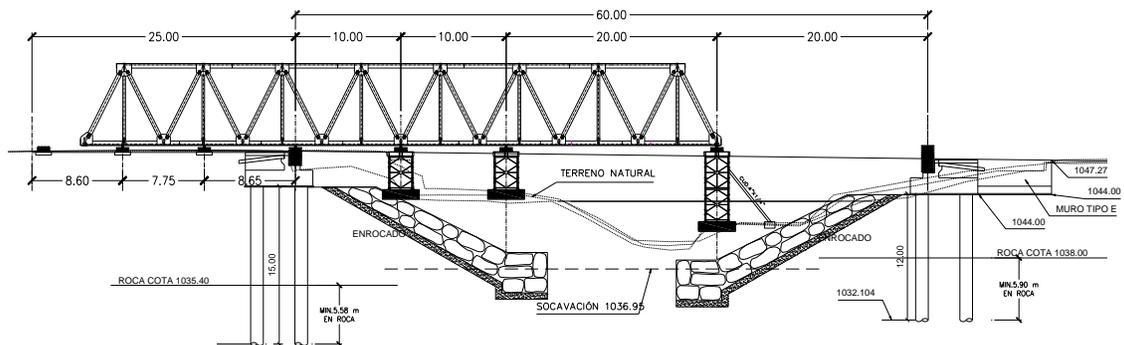
e. Lanzamiento de estructura. Volado desde torre provisional 15.0 m.



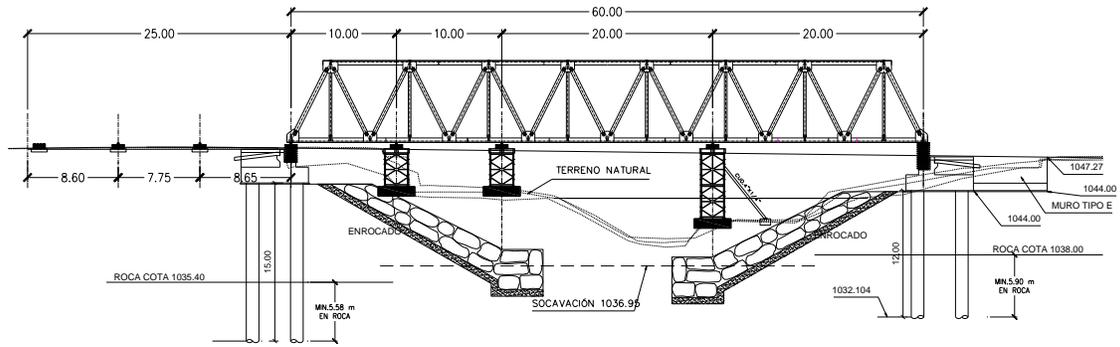
f. Montaje final de 18.75 m de reticulado.



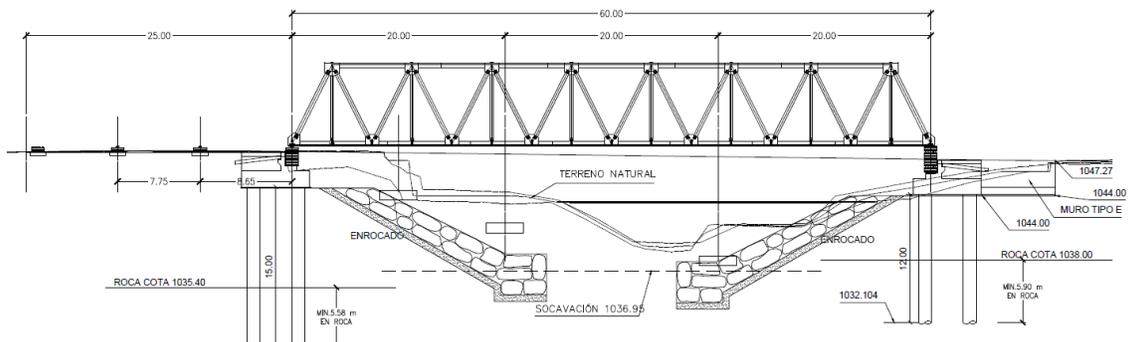
g. Lanzamiento hasta torre provisional margen derecho.



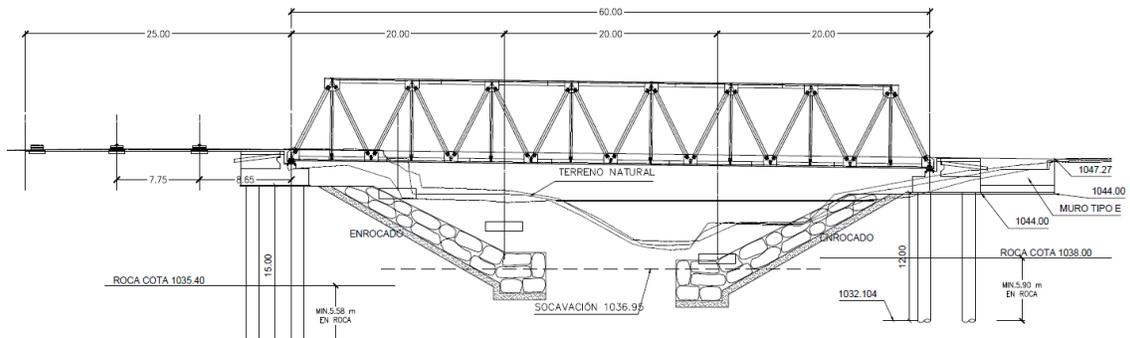
h. Lanzamiento hasta apoyar sobre estribo derecho.



i. Retiro de torres y apoyos provisionales.



j. Descenso de la estructura e instalación de apoyos del puente.



k. Vaciado del tablero.

3 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

3.1 DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ANÁLISIS

Se ha desarrollado un modelo matemático del puente en el software Csi Bridge V19. El modelo desarrollado considera adecuadamente las rigideces y masas de los elementos que conforman la estructura.

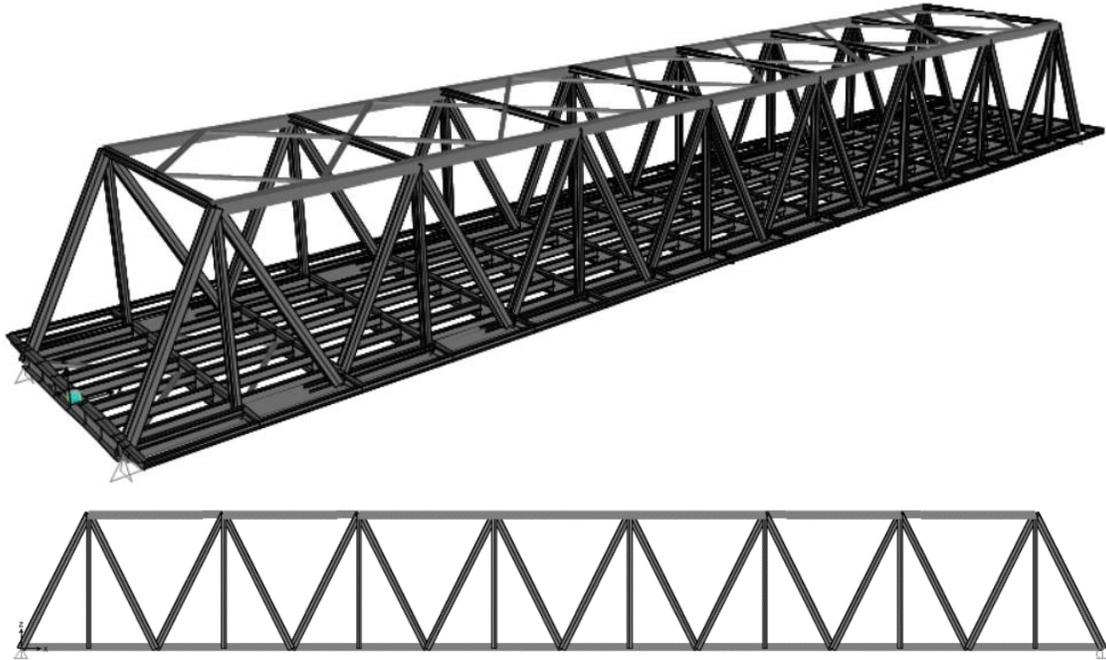


Figura 1.22 Vistas del modelo del puente

El modelo considera el uso de elementos lineales (tipo frame) para la representación de todos los elementos del puente.

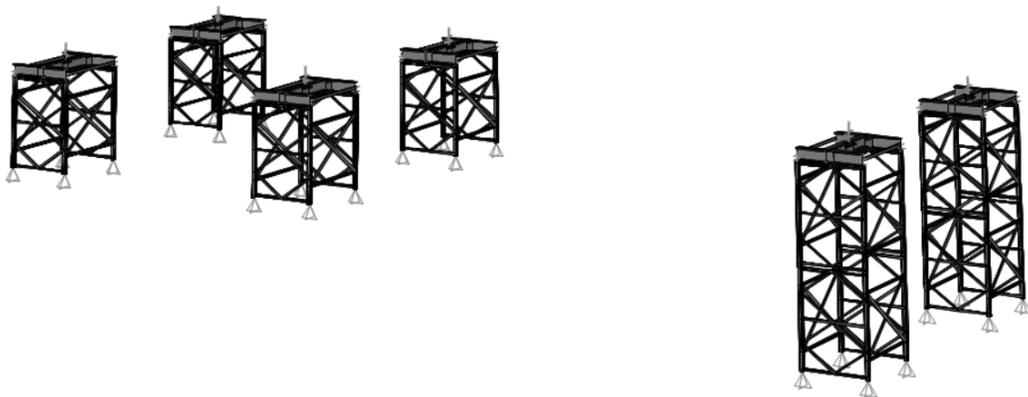


Figura 1.23 Modelo de torres provisionales

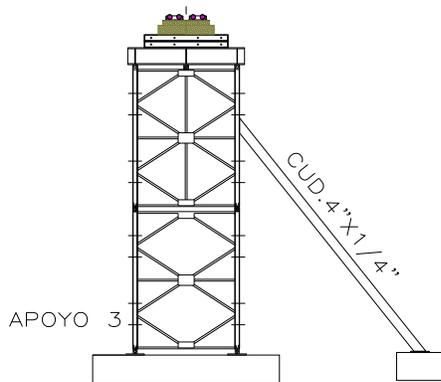


Figura 1.24 Vista de torre modular típica

3.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Acero Estructural

Cordones, diagonales y montantes	ASTM A709 G50
Vigas transversales y longitudinales	ASTM A709 G50
Arriostres puente definitivo	ASTM A709 G50
Torres provisionales Acrow	ASTM A572 Gr.65
Montura de torres y platinas	ASTM A36

Concreto

Cimentaciones temporales $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Anclaje al Concreto

Espárragos ASTM A193 Gr B7

3.3 NORMATIVIDAD APLICABLE

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2014
- Manual de Puentes MTC 2016

3.4 ETAPAS CRÍTICAS DE ANÁLISIS

Las verificaciones de resistencia se realizan para las etapas consideradas más desfavorables, las cuales se detallan a continuación:

3.4.1 Etapa 1

Corresponde a la estructura con un volado de 10 m, antes de apoyar en el primer apoyo provisional.

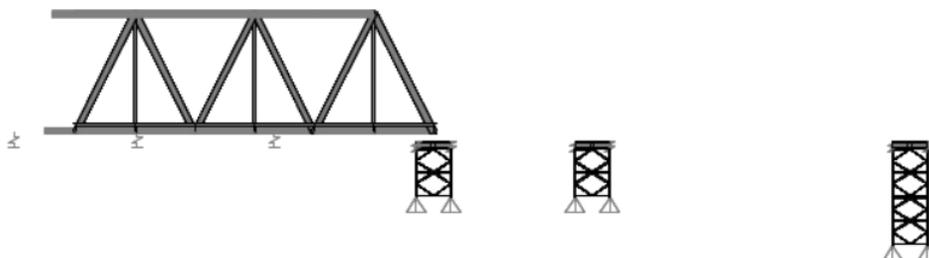


Figura 1.25 Vista de modelo en Etapa 1

3.4.2 Etapa 2

Corresponde a la estructura con un volado de 9.5 m antes de llegar al segundo apoyo provisional

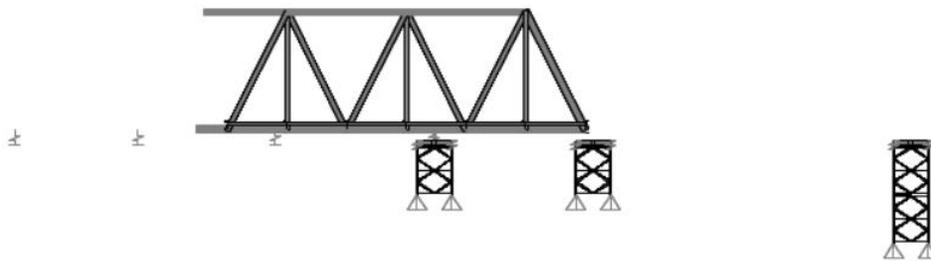


Figura 1.26 Vista de modelo en Etapa 2

3.4.3 Etapa 3

Corresponde a la estructura con un volado de 15 m, previo al montaje de módulos en la zona posterior.

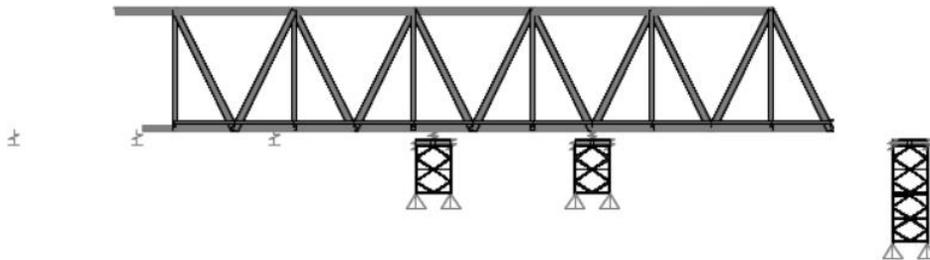


Figura 1.27 Vista de modelo en Etapa 3

3.4.4 Etapa 4

Corresponde a la estructura con un volado de 20 m, previo a apoyar sobre el tercer apoyo provisional.

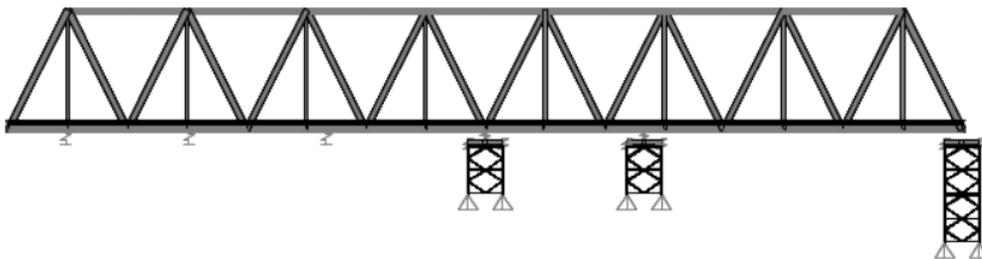


Figura 1.28 Vista de modelo en Etapa 4

3.4.5 Etapa 5

Corresponde a la estructura con un volado de 20 m, previo a apoyar en el estribo opuesto.

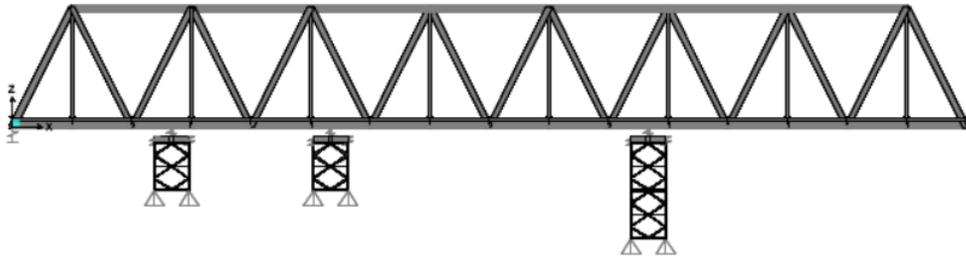


Figura 1.29 Vista de modelo en Etapa 5

3.4.6 Etapa 6

Corresponde al retiro de los apoyos provisionales, y al vaciado del tablero.

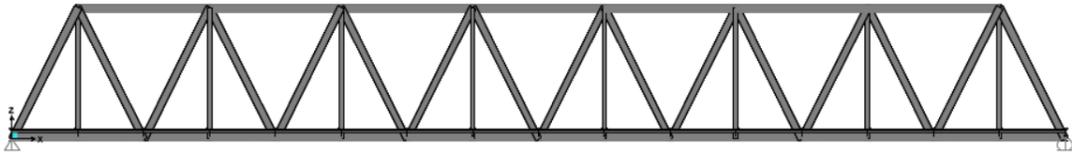


Figura 1.30 Vista de modelo en Etapa 6

4 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA

4.1 CARGAS PERMANENTES

4.1.1 Peso propio (DC1)

El peso propio de los elementos es considerado de forma automática por el software de análisis en función de la geometría de los elementos y del material que los conforma. Se ha incluido un 20% de peso adicional para considerar el peso de las planchas, rigidizadores, pernos, etc. no incluidos en el modelo.

4.1.2 Peso de Losa fresca (DC2)

Se considera el peso de la losa antes de su fraguado actuando sobre los largueros longitudinales. Este caso de carga actúa en la última etapa analizada en este estudio, al finalizar el montaje de la estructura metálica y retirar el sistema de montaje.

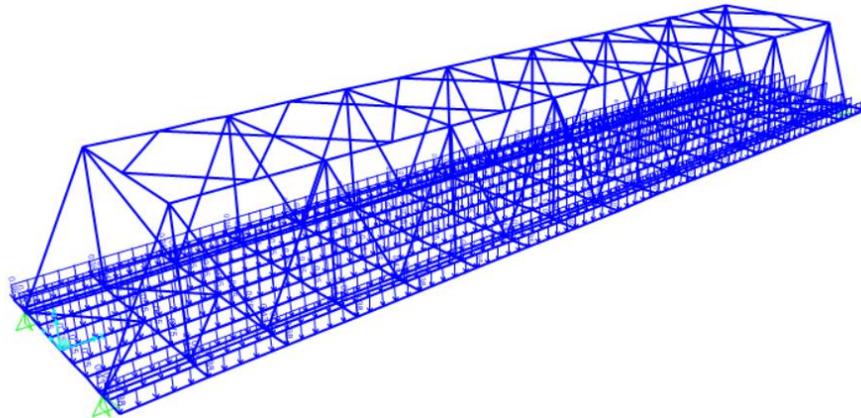


Figura 1.31 Asignación de carga por losa fresca. Unid.: Tonf/m

4.2 CARGAS VARIABLES

4.2.1 Fricción (FR)

El lanzamiento del puente se realiza sobre rodillos, los cuales ofrecen poca resistencia al desplazamiento longitudinal. Sin embargo, para motivos de verificación estructural, se ha considerado conservadoramente un coeficiente de fricción de 10%, para el diseño de las torres. Esta fuerza actúa sobre las torres y en la dirección del lanzamiento.

4.2.2 Cargas de viento (WS)

Las cargas originadas por viento dependen principalmente de la velocidad de este y del área de exposición del elemento.

La velocidad de viento corresponde a la señalada por el RNE E020.

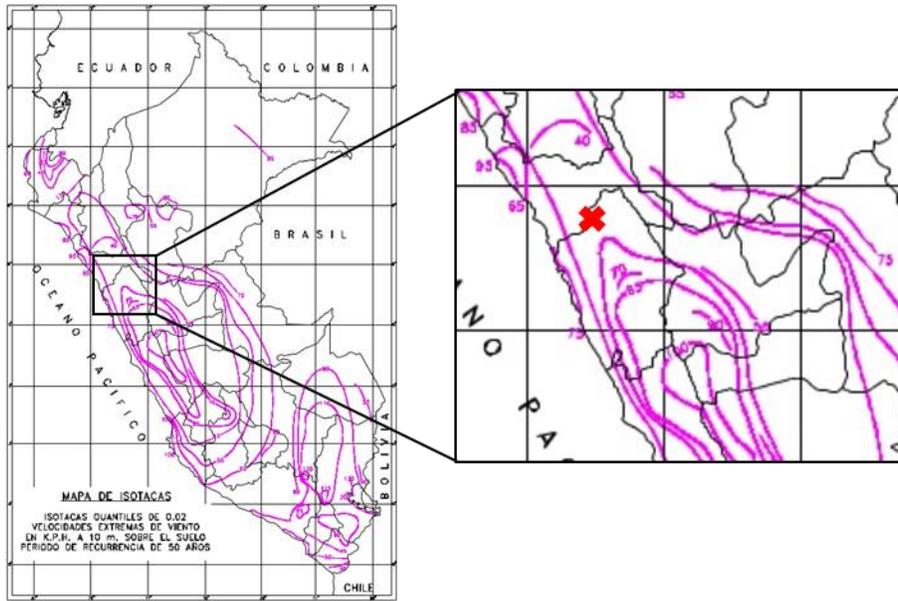


Figura 1.32 Mapa de velocidades de viento

De la figura anterior se observa que para la ubicación del puente Quiroz corresponde una velocidad de viento de 65 km/h. Sin embargo, se utilizará una velocidad mínima de **75 km/h** como recomienda la Norma E020.

Presión Horizontal del Viento

La presión horizontal del viento se calcula de acuerdo a los lineamientos del acápite 3.8.1 del AASHTO LRFD.

Parámetro de velocidad: $V_0 := 8.20\text{mph}$

Parámetro de altura: $Z_0 := 0.23\text{ft}$

Velocidad de referencia
(a 10m de altura) $V_{10} := 75 \frac{\text{km}}{\text{hr}}$

Velocidad base: $V_B := 100\text{mph}$

Altura de estructura: $Z := 16\text{m}$ (desde cauce a cordón superior)

La velocidad de diseño a la altura Z se calcula de acuerdo a:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Luego, la presión de diseño sobre cada elemento se calcula de acuerdo a:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Velocidad de diseño: $V_{DZ} := 2.5V_0 \cdot \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad V_{DZ} = 83.49 \cdot \frac{\text{km}}{\text{hr}}$

Presión base Barlovento: $P_B := 0.050\text{ksf}$

Presión base Sotavento: $P_S := 0.025\text{ksf}$

Presión de diseño: $P_{DB} := P_B \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad P_{DB} = 65.7 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

$P_{DS} := P_S \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 \quad P_{DS} = 32.85 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$

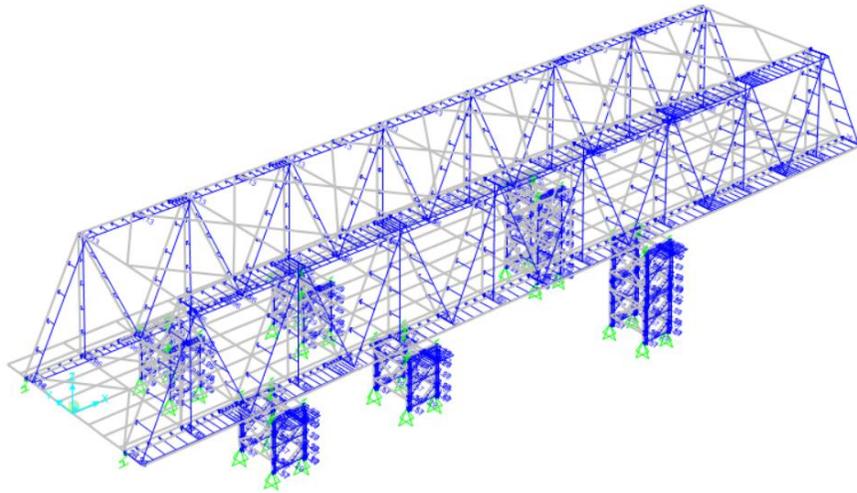


Figura 1.33 Cargas de viento asignadas al puente. Unid.: kgf/m

4.2.3 Cargas sísmicas (EQ)

Se consideró la acción sísmica del terreno actuando en dos direcciones ortogonales: dirección X (dirección longitudinal) y dirección Y (dirección transversal).

La aceleración horizontal del terreno para un periodo de retorno de 1000 años se obtiene del mapa de aceleración del manual de puentes MTC 2016.

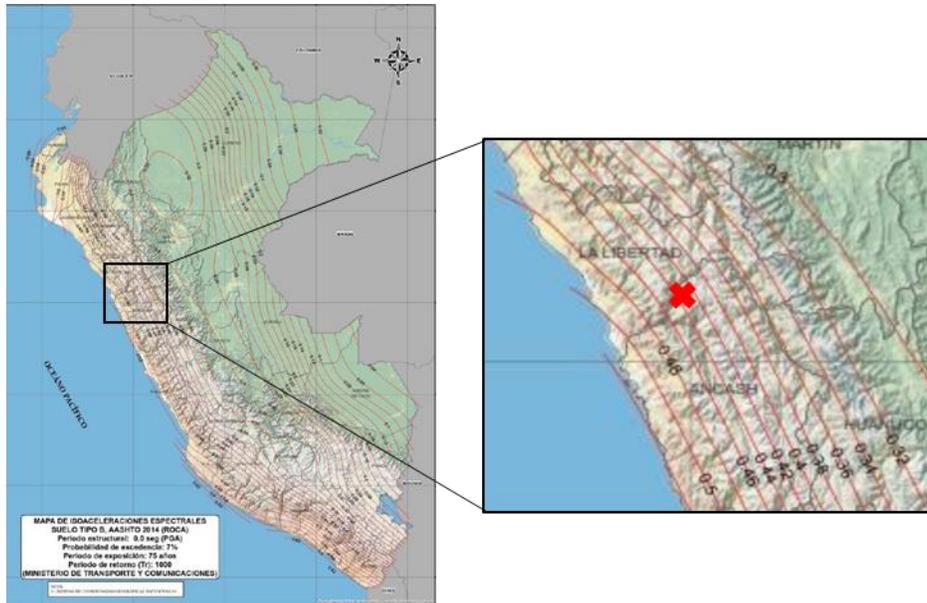


Figura 1.34 Mapa de isoaceleraciones espectrales. Fuente: MTC 2016

$$PGA = 0.44$$

Según el acápite 3.10.10 del AASHTO LRFD 2014, el coeficiente de aceleración para la etapa de construcción puede ser reducido por un factor no mayor a 2.

Entonces, en el proyecto de investigación se coloca un coeficiente de aceleración igual a la mitad del PGA y se desarrolla un análisis estático en las diferentes etapas constructivas.

$$\alpha = \text{Coeficiente sísmico estático} = \frac{PGA}{2} = 0.22$$

La carga sísmica será aplicada en las direcciones transversal y longitudinal, mediante el método pseudo-estático. El efecto del sismo en las dos direcciones en simultáneo se considera mediante:

- EQx: 100% S_x + 30% S_y
- EQy: 30% S_x + 100% S_y

4.3 FACTORES Y COMBINACIONES DE CARGA

La condición de diseño básica que debe cumplir cada uno de los componentes de la estructura es que su capacidad resistente no debe ser excedida por la sollicitación mayorada, de acuerdo al estado límite de análisis.

La sollicitación mayorada es tomada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Table 3.4.1-1—Load Combinations and Load Factors

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{FG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabla 1.2 Factores de carga y combinaciones de carga

Table 3.4.1-2—Load Factors for Permanent Loads, γ_p

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.5	0.9
o Thermoplastic Culverts		1.3	0.9
o All others		1.95	0.9
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Tabla 1.3 Factores de carga AASHTO LRFD

Para los objetivos del presente informe, se siguen además los lineamientos del acápite 3.4.2.1 del AASHTO LRFD, que indica los factores de carga para la evaluación de los estados límites de servicio y resistencia durante el proceso constructivo, con lo cual, se definen las siguientes combinaciones básicas:

- Servicio 1: $1.0DC + 0.30WS$
- Resistencia 1: $1.25DC$
- Resistencia 3: $1.25DC + 1.40WS$
- Evento Extremo 1a: $1.25DC + 1.0EQ$
- Evento Extremo 1b: $0.90DC + 1.0EQ$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4.4 PESO DE ESTRUCTURA METÁLICA

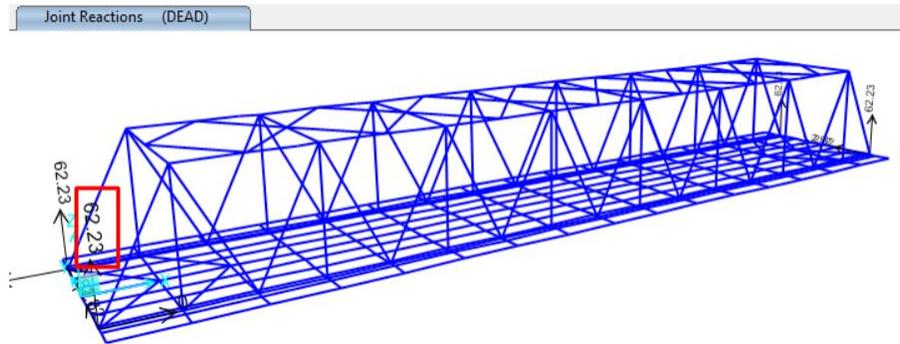


Figura 1.35 Reacciones por peso propio de estructura metálica

$$R = 62.23 \text{ Ton}$$

Por lo tanto, el peso de la estructura metálica del puente se estima en:

$$P = 4 \times R = 248.9 \text{ Ton}$$

4.5 VERIFICACIÓN DE ESTABILIDAD AL VOLTEO

En esta sección se analiza la estabilidad al volteo de la estructura durante las etapas de lanzamiento y máximo volado, y se estudia la necesidad de utilizar un contrapeso.

El peso por longitud de reticulado es:

$$w = \frac{P}{L_e} = \frac{248.9 \text{ Ton}}{60 \text{ m}} = 4.148 \text{ Ton/m}$$

Para un cierto volado L_v , se tienen las siguientes acciones sobre la estructura:

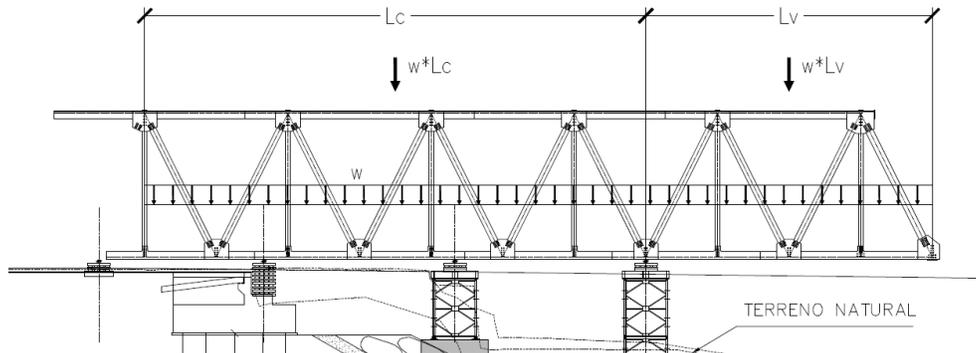


Figura 1.36 Esquema de cargas para verificación de estabilidad

El momento actuante viene dado por:

$$M_a = \frac{w \times L_v^2}{2}$$

Por otro lado, el momento resistente viene dado por:

$$M_r = \frac{w \times L_c^2}{2}$$

Finalmente, el factor de seguridad al volteo es:

$$FSV = \frac{M_r}{M_a}$$

Tabla 1.4 Factor de seguridad al volteo

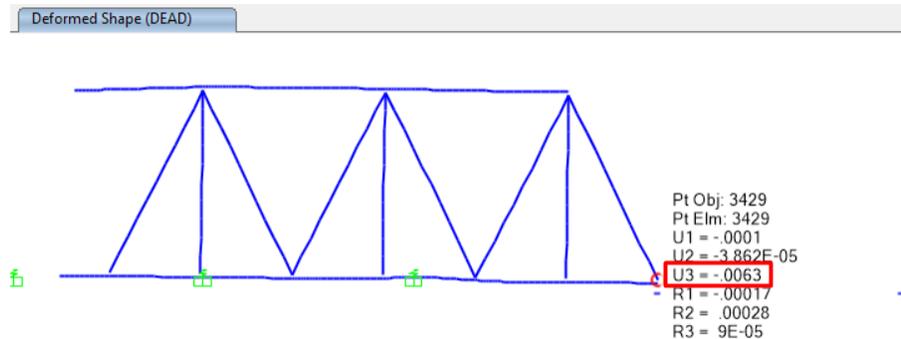
Etapa	Lv m	Lc m	Ma Ton-m	Mr Ton-m	FSV
Etapa Crítica 1	10.00	12.50	207.40	324.06	1.56
Etapa Crítica 2	9.50	13.00	187.18	350.51	1.87
Etapa Crítica 3	15.00	26.25	466.65	1429.12	3.06
Etapa Crítica 4	20.00	40.00	829.60	3318.40	4.00
Etapa Crítica 5	20.00	40.00	829.60	3318.40	4.00

Por lo tanto, el FSV mínimo es mayor al admisible 1.5.

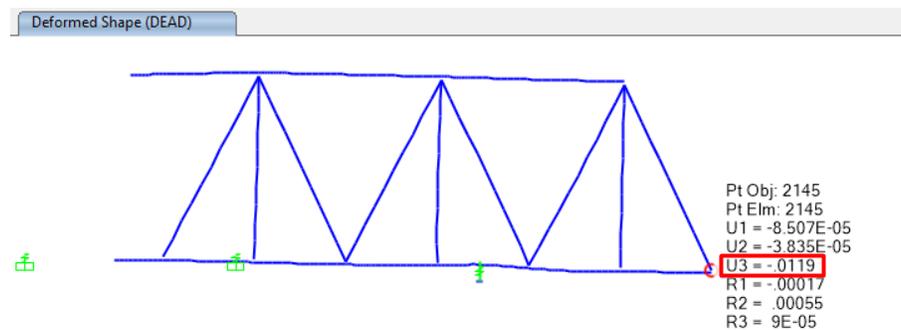
$$FSV_{min} = 1.56 > 1.5 \text{ OK!}$$

4.6 DEFORMACIONES POR CARGAS GRAVITATORIAS

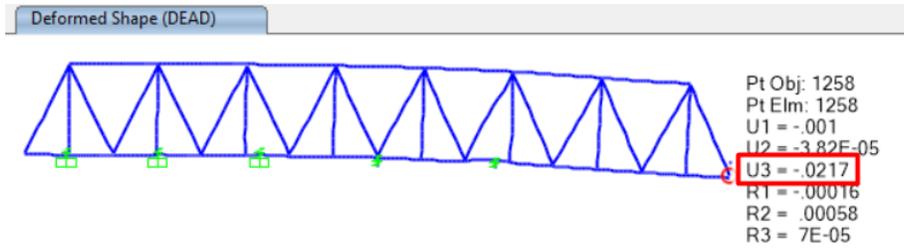
A continuación, se muestran las deflexiones de la estructura en las etapas de máximo volado definidas en la sección 3.4 de este documento.



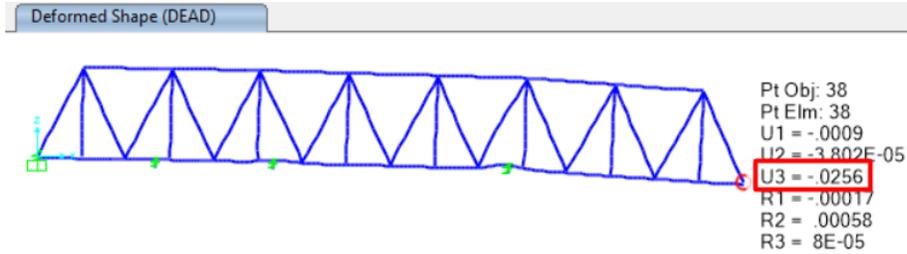
Deflexiones en Etapa 1 (m)



Deflexiones en Etapa 2 (m)



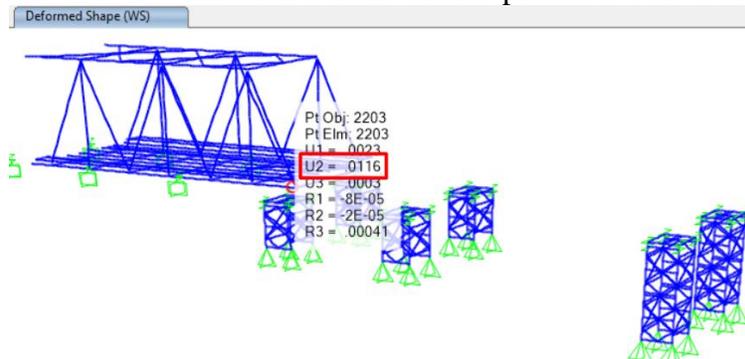
Deflexiones en Etapa 4 (m)



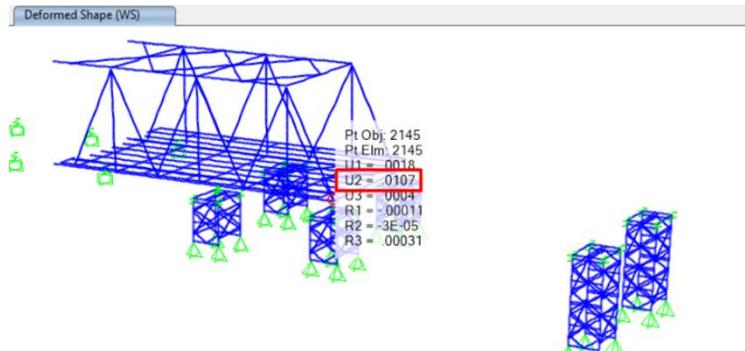
Deflexiones en Etapa 5 (m)

4.7 DESPLAZAMIENTOS POR CARGAS DE VIENTO

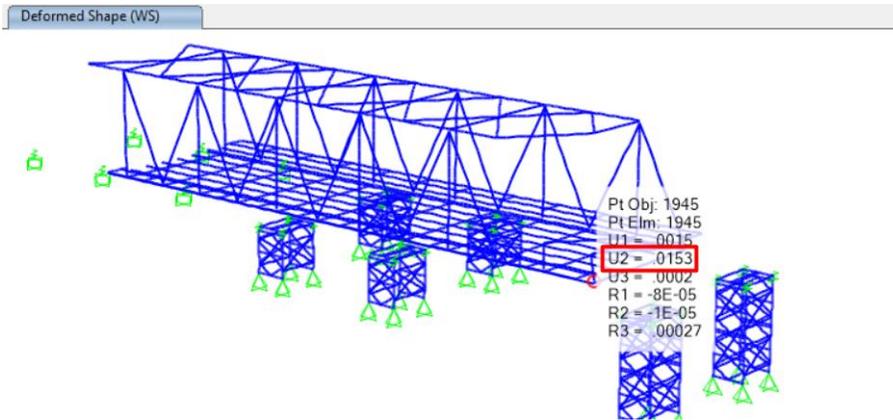
Las cargas de viento han sido aplicadas en cada una de las etapas críticas analizadas. A continuación, se resumen las deformaciones transversales producto de la acción del viento:



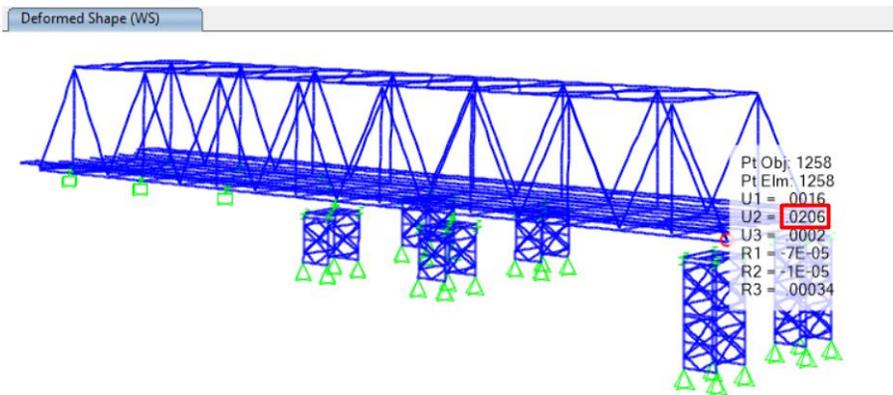
Deformaciones por viento en Etapa 1 (m)



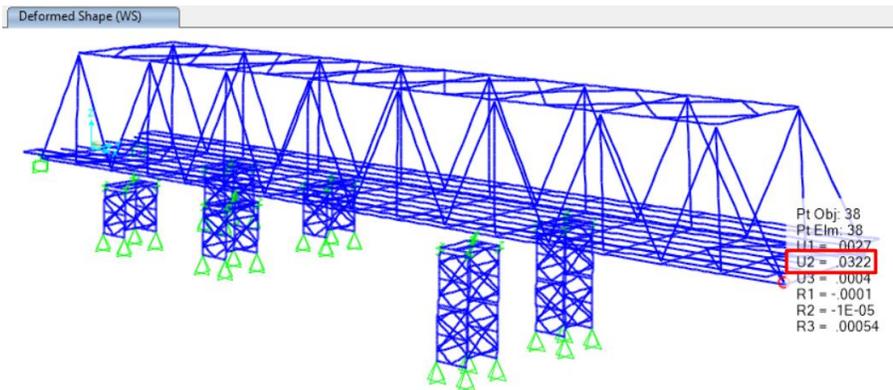
Deformaciones por viento en Etapa 2 (m)



Deformaciones por viento en Etapa 3 (m)



Deformaciones por viento en Etapa 4 (m)

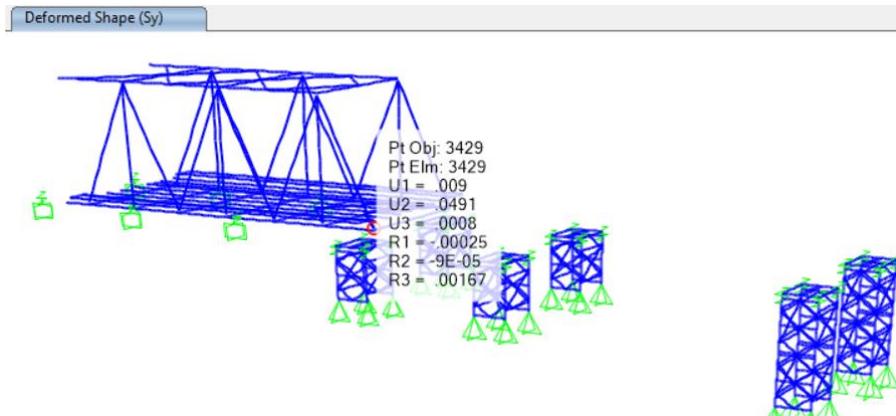


Deformaciones por viento en Etapa 5 (m)

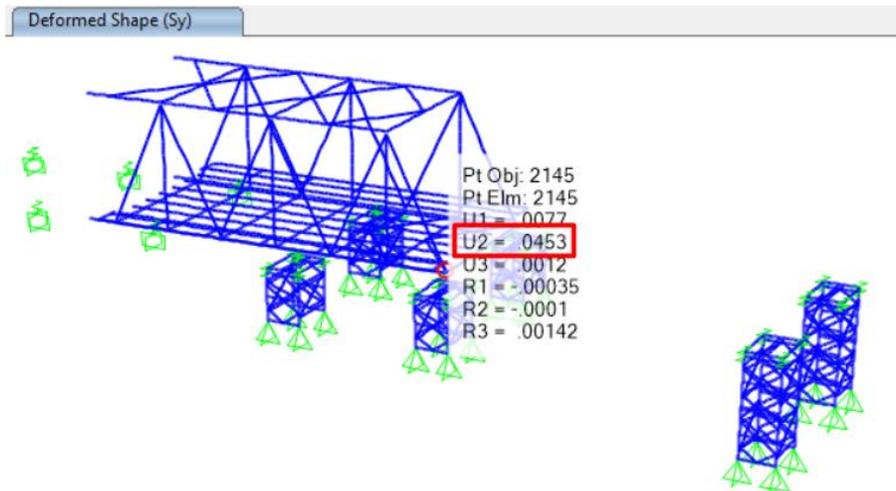
De las figuras anteriores se observa que la deformación transversal por viento en la situación de volado de 10 m está en el orden de 12 mm. Por otro lado, para el volado de 20 m, la deformación transversal por viento está en el orden de 32 mm.

4.8 DESPLAZAMIENTOS POR CARGAS DE SISMO

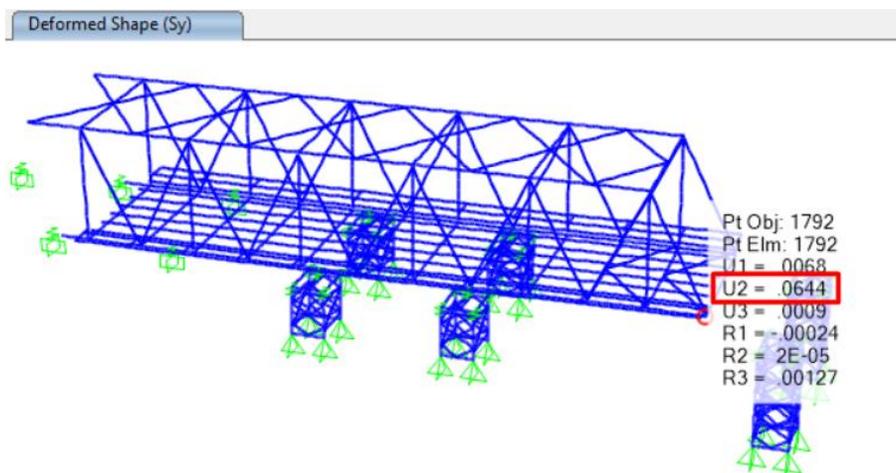
Las cargas sísmicas han sido aplicadas en cada una de las etapas críticas analizadas. A continuación, se resumen las deformaciones transversales producto de la acción del sismo transversal:



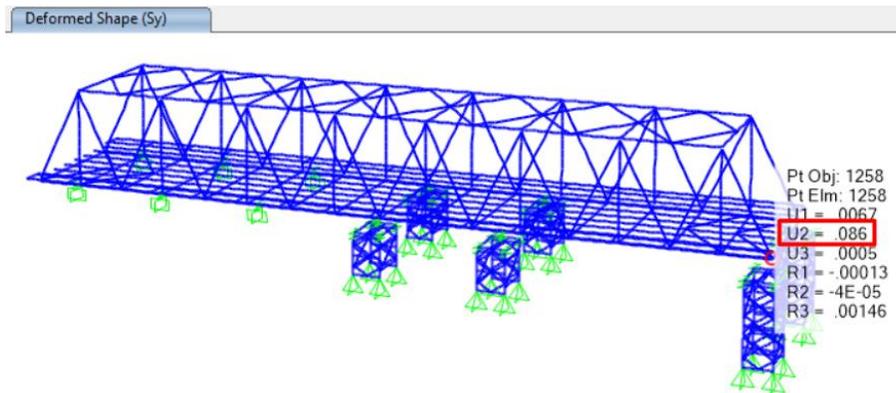
Deformaciones por sismo transversal en Etapa 1 (m)



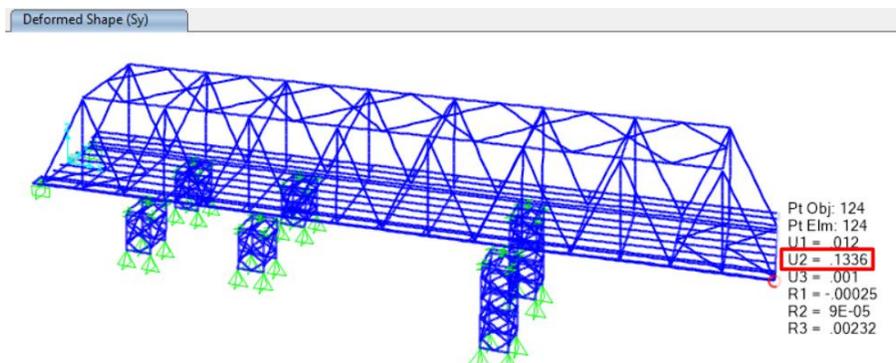
Deformaciones por sismo transversal en Etapa 2 (m)



Deformaciones por sismo transversal en Etapa 3(m)



Deformaciones por sismo transversal en Etapa 4 (m)



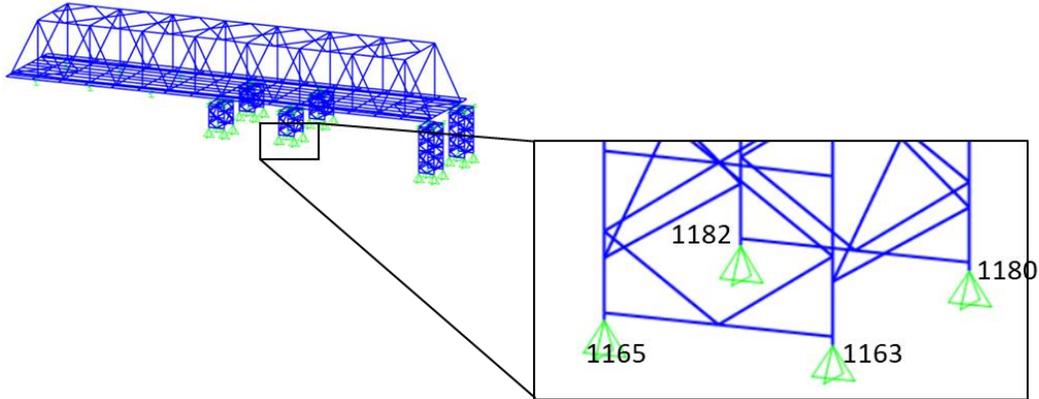
Deformaciones por sismo transversal en Etapa 5 (m)

De las figuras anteriores se observa que la deformación transversal por sismo en la situación de volado de 10 m está en el orden de 50 mm. Por otro lado, para el volado de 20 m, la deformación transversal por sismo está en el orden de 134 mm.

Si bien se ha verificado que estas deformaciones no impactan en la estructura, se recomienda adicionar vientos laterales para reducir desalineamientos de la estructura durante el lanzamiento.

4.9 REACCIONES EN CIMENTACIÓN DE TORRE METÁLICA

Las máximas sollicitaciones en la torre provisional del margen izquierdo se dan para el volado de 20 m.

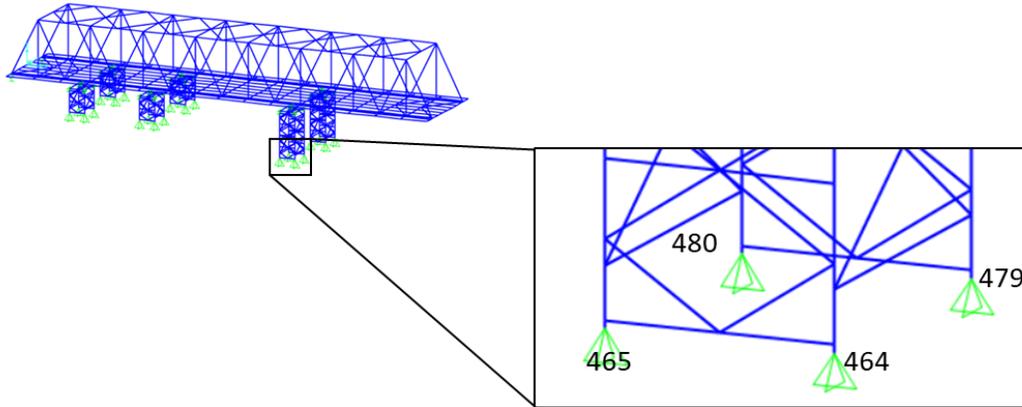


Numeración de nudos de apoyo torre margen izquierdo

Tabla 1.5 Reacciones en apoyos de torre margen izquierdo

Nudo	Caso	Rx Tonf	Ry Tonf	Rz Tonf
1163	DEAD	0.13	0.00	13.75
1163	WS	-0.06	-0.63	-1.65
1163	Sy	-0.24	-2.48	-6.44
1163	Sx	-1.75	0.01	6.82
1163	FR	-1.24	0.00	3.67
1165	DEAD	-0.09	0.00	13.91
1165	WS	-0.05	-0.63	-2.07
1165	Sy	-0.21	-2.49	-8.14
1165	Sx	-1.76	-0.01	-5.95
1165	FR	-1.25	0.00	-3.68
1180	DEAD	0.13	0.00	13.75
1180	WS	-0.04	-0.57	1.47
1180	Sy	-0.18	-2.23	6.37
1180	Sx	-1.75	-0.01	6.82
1180	FR	-1.24	0.00	3.67
1182	DEAD	-0.09	0.00	13.91
1182	WS	-0.06	-0.57	1.07
1182	Sy	-0.27	-2.24	4.72
1182	Sx	-1.76	0.01	-5.95
1182	FR	-1.25	0.00	-3.67

Las máximas solicitaciones en la torre provisional margen derecho se dan para el volado de 20 m.



Numeración de nudos de apoyo torre margen derecho

Tabla 1.6 Reacciones en apoyos de torre margen derecho

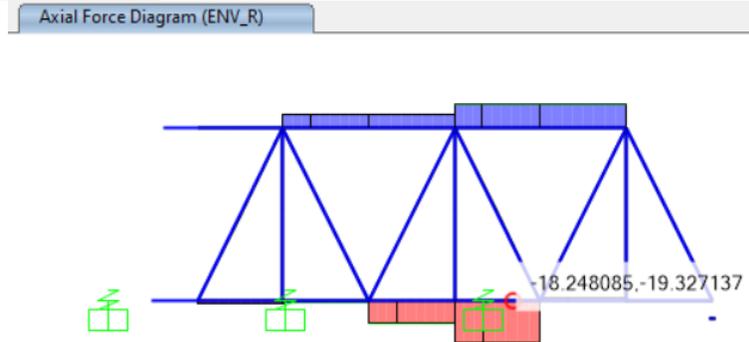
Nudo	Caso	Rx Tonf	Ry Tonf	Rz Tonf
464	DEAD	0.15	0.00	18.85
464	WS	-0.10	-0.86	-3.59
464	Sy	-0.42	-3.31	-14.04
464	Sx	-1.58	0.02	10.28
464	FR	-1.68	0.02	9.56
465	DEAD	-0.12	0.00	19.08
465	WS	-0.07	-0.87	-4.71
465	Sy	-0.28	-3.33	-18.62
465	Sx	-1.59	-0.02	-9.71
465	FR	-1.68	-0.02	-9.58
479	DEAD	0.15	0.00	18.85
479	WS	-0.06	-0.76	3.74
479	Sy	-0.24	-2.92	15.62
479	Sx	-1.58	-0.02	10.28
479	FR	-1.68	-0.02	9.55
480	DEAD	-0.12	0.00	19.08
480	WS	-0.11	-0.77	2.68
480	Sy	-0.44	-2.93	11.27
480	Sx	-1.59	0.02	-9.70
480	FR	-1.68	0.02	-9.57

5 VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

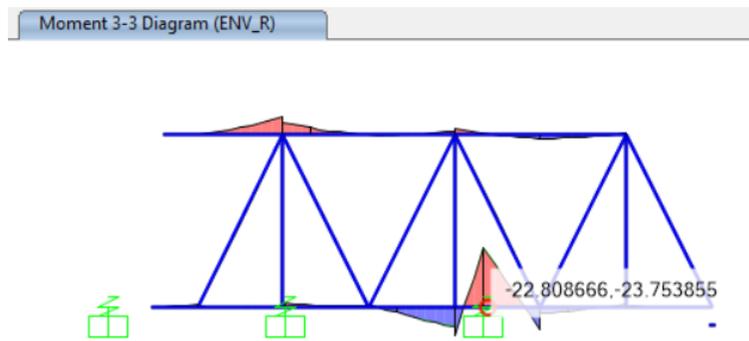
5.1 VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL PUENTE

5.1.1 Fuerzas actuantes

Estructura con Volado de 10 m

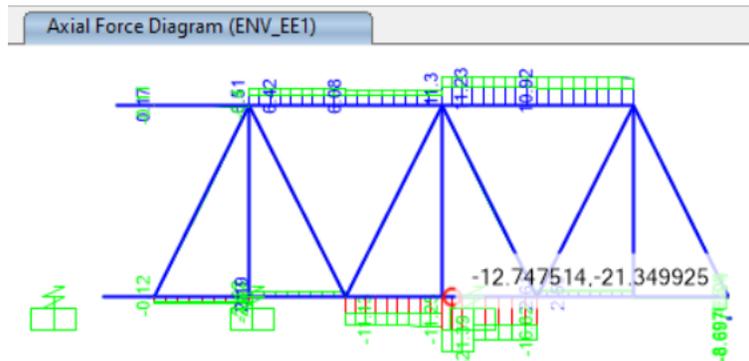


Fuerzas axiales en Resistencia (Tonf)

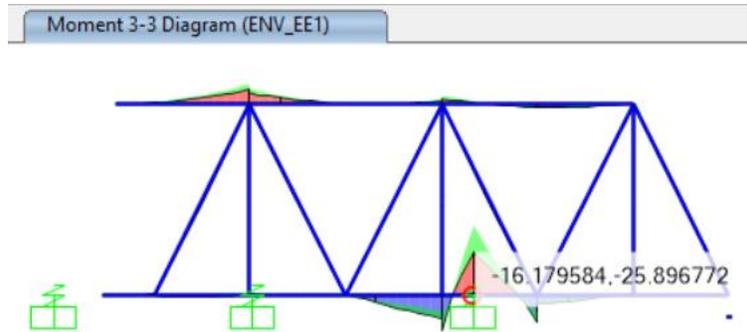


Momentos flectores en Resistencia (Tonf-m)

En Resistencia, la fuerza axial en la brida inferior está en el orden de 19 ton, mientras que el momento flector en este mismo elemento está en el orden de 23 ton-m



Fuerzas axiales en Evento Extremo (Tonf)

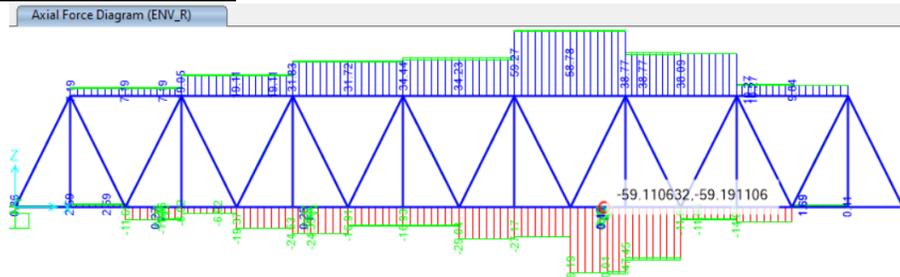


Momentos flectores en Evento Extremo (Tonf-m)

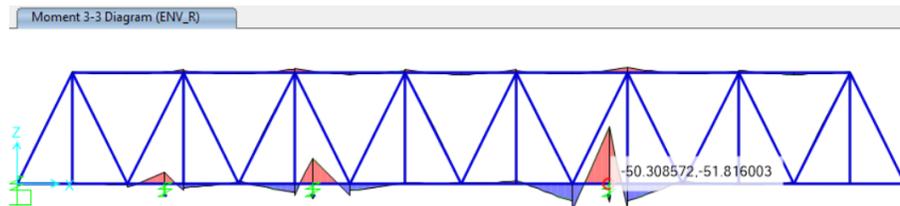
En Evento Extremo, la fuerza axial en la brida inferior está en el orden de 21 ton, mientras que el momento flector en este mismo elemento está en el orden de 26 ton-m

De las figuras anteriores se observa que, para el caso de la estructura con volado 10 m, las mayores fuerzas axiales y momentos flectores se presentan en la combinación de Evento Extremo.

Estructura con Volado de 20 m

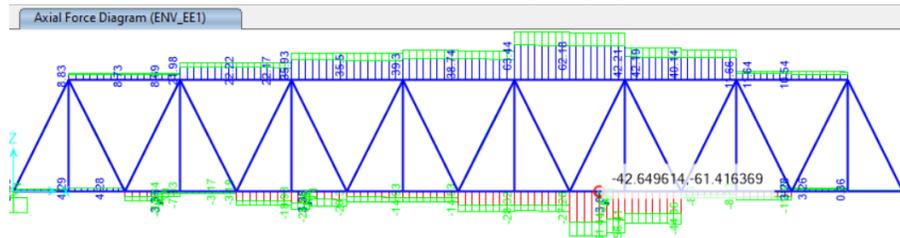


Fuerzas axiales en Resistencia (Tonf)

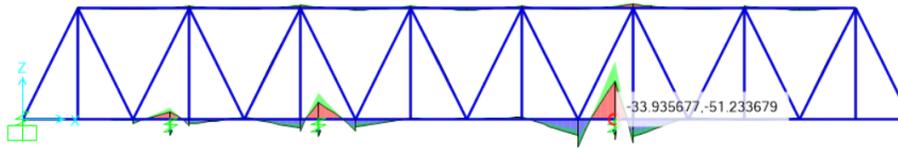


Momentos flectores en Resistencia (Tonf)

En Resistencia, la fuerza axial en la brida inferior está en el orden de 60 ton, mientras que el momento flector en este mismo elemento está en el orden de 52 ton-m



Fuerzas axiales en Evento Extremo (Tonf)



Momentos flectores en Evento Extremo (Tonf-m)

En Evento Extremo, la fuerza axial en la brida inferior está en el orden de 61 ton, mientras que el momento flector en este mismo elemento está en el orden de 51 ton-m

De las figuras anteriores se observa que, para el caso de la estructura con volado 20 m, las mayores fuerzas axiales se presentan en la combinación de Evento Extremo, mientras que los mayores momentos se dan en las combinaciones de Resistencia. Sin embargo, las fuerzas están en el mismo orden para ambos estados límites.

5.1.2 Verificación de resistencia

A continuación, se muestra la verificación de la resistencia de los elementos según la normativa AASHTO LRFD, secciones A6.8, 6.9, 6.10 y 6.12. Se verifica la resistencia de los elementos frente a las combinaciones de carga descritas en la sección anterior.

Los elementos sometidos a flexo-compresión o flexo-tracción deben cumplir:

(a) When $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

- P_r Fuerza axial factorada actuante
- M_{rx} Momento flector factorado actuante alrededor del eje x
- M_{ry} Momento flector factorado actuante alrededor del eje y
- P_c Resistencia axial reducida
- M_{cx} Resistencia reducida a momento alrededor de x
- M_{cy} Resistencia reducida a momento alrededor de y

En las figuras siguientes, se muestra el ratio “r” de interacción, el cual viene dado por el sumando:

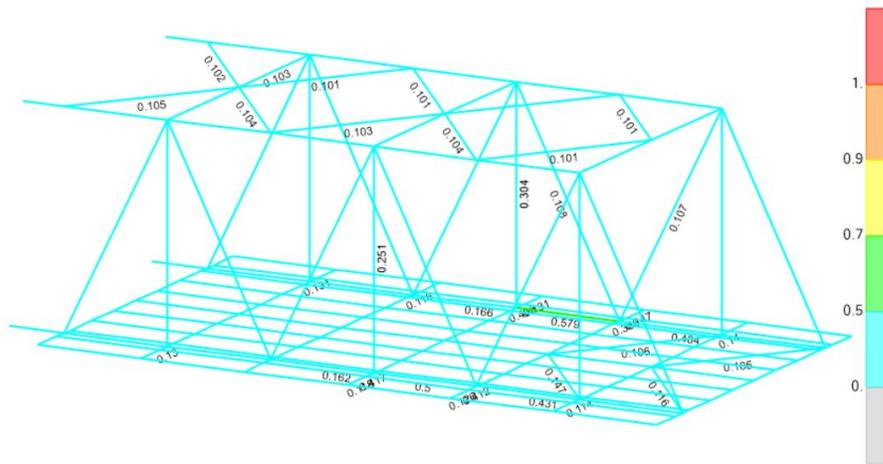
$$r = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad \text{o} \quad r = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

La condición de verificación debe satisfacer:

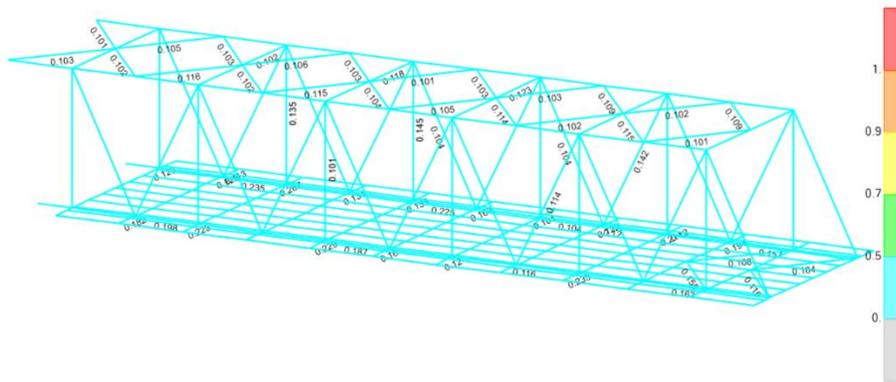
$$r_{max} \leq 1.0$$

Ejemplo: De la Figura 1.38, se obtiene las fuerzas actuantes y resistentes:

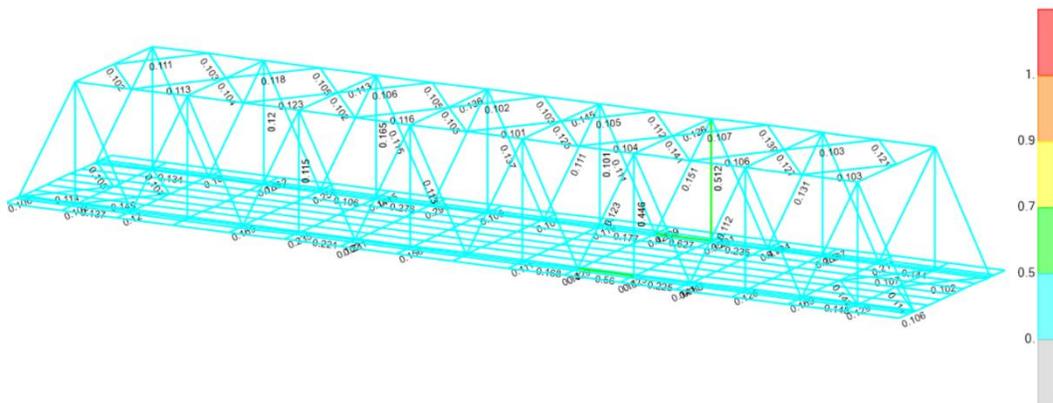
Pr	Mrx	Mry	Pc	Mcx	Mcy	Pr/Pc	Mrx/Mcx	Mry/Mcy	r
-61.32	-55.99	-15.51	1011.03	77.93	137.83	0.06	0.72	0.11	0.86



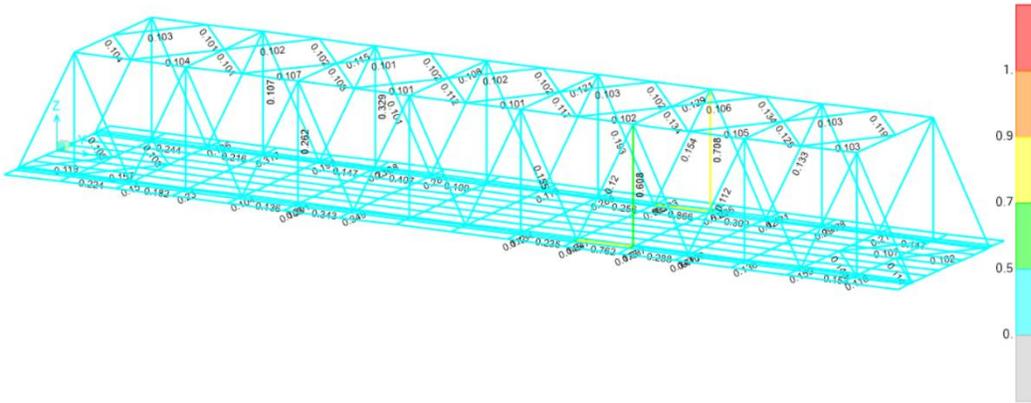
Ratios de interacción de estructura en Etapa 2



Ratios de interacción de estructura en Etapa 3



Ratios de interacción de estructura en Etapa 4



Ratios de interacción de estructura en Etapa 5

Se observa que durante las etapas de volado 10 m, la estructura llega a ratios de 0.58 en el cordón inferior y 0.38 en la montante. Luego, durante las etapas de volado 20 m, la estructura llega a ratios de 0.87 en el cordón inferior y 0.70 en la diagonal.

Por lo tanto, la estructura cumple por resistencia durante todas las etapas de montaje.

Combo : EEly_a
Units : TonF, m, C

```

Frame : 18          Design Sect: C11
X Mid : 39.375     Design Type: Beam
Y Mid : 4.875      Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 0.000      Sect Class : Non-Compact
Length : 3.750     Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 2.500        RLLF : 1.000

Area : 0.034       SMajor : 0.002          rMajor : 0.137          AVMajor: 0.019
IMajor : 6.353E-04 SMMinor : 0.004          rMinor : 0.194          AVMinor: 0.017
IMinor : 0.001     ZMajor : 0.004          E : 20389019.158
Ixy : 0.000        ZMinor : 0.006         Fy : 35153.481
  
```

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
2.500         -61.318  -55.992   -15.514   33.258   5.319    -0.011
  
```

```

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
Governing      Total      P      MMajor      MMinor      Ratio      Status
Equation       Ratio      Ratio  Ratio      Ratio      Limit      Check
(6.9.2.2-1)   0.866    =  0.030  +  0.723  +  0.113    0.950      OK
  
```

```

AXIAL FORCE DESIGN
          Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
Axial    Force  Capacity    Capacity
          -61.318  1011.027   1127.108
  
```

```

MOMENT DESIGN
          Mu      phi*Mn      Cm      Db      Ds      K      L      Cb
          Moment  Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
Major Moment  -56.348   77.934   1.000   1.007   1.000   1.000   1.000   1.278
Minor Moment  -15.518  137.825   1.000   1.003   1.000   1.000   1.000
  
```

```

SHEAR DESIGN
          Vu      phi*Vn      Stress      Status      Tu
          Force  Capacity    Ratio      Check      Torsion
Major Shear  33.258   384.029   0.087      OK          0.000
Minor Shear  5.319   352.744   0.015      OK          0.000
  
```

Figura 1.38 Reporte de verificación para cordón inferior

$$r = 0.866 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : R1
 Units : Tonf, m, C

Frame : 226 Design Sect: CS1
 X Mid : 39.375 Design Type: Beam
 Y Mid : 4.875 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 7.500 Sect Class : Non-Compact
 Length : 3.750 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 3.750 RLLF : 1.000

Area : 0.043 SMajor : 0.003 rMajor : 0.138 AVMajor: 0.024
 IMajor : 8.189E-04 SMinor : 0.005 rMinor : 0.179 AVMinor: 0.014
 IMinor : 0.001 ZMajor : 0.005 E : 20389019.158
 Ixy : 0.000 ZMinor : 0.007 Fy : 35153.481

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
3.750	58.053	-5.288	0.469	2.602	-0.250	-0.026

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.8.2.3-1)	0.076	= 0.020	+ 0.053	+ 0.003	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
	58.053	1097.623	1438.424

MOMENT DESIGN

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-5.288	100.351	1.000	1.000	1.000	1.000	2.000	2.385
Minor Moment	0.469	175.778	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	2.602	495.973	0.005	OK	0.000
Minor Shear	0.250	289.640	0.001	OK	0.000

Figura 1.39 Reporte de verificación para cordón superior

$r = 0.076 < 1.0$ OK!

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : EEly_a
 Units : Tonf, m, C

Frame : 108 Design Sect: M1
 X Mid : 41.250 Design Type: Column
 Y Mid : 4.875 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : 3.750 Sect Class : Plastic
 Length : 7.500 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 0.013 SMajor : 0.002 rMajor : 0.143 AVMajor: 0.006
 IMajor : 2.662E-04 SMinor : 3.342E-04 rMinor : 0.056 AVMinor: 0.007
 IMinor : 4.178E-05 ZMajor : 0.002 E : 20389019.158
 Ixy : 0.000 ZMinor : 5.204E-04 Fy : 35153.481

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
0.000        -63.459  4.860     1.053     1.026     0.193   -9.153E-04

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
Governing    Total      P      MMajor    MMinor    Ratio    Status
Equation     Ratio      Ratio  Ratio     Ratio     Limit   Check
(6.9.2.2-2)  0.708    = 0.545  + 0.072  + 0.091    0.950   OK

AXIAL FORCE DESIGN
          Pu      phi*Pnc    phi*Pnt
          Force  Capacity  Capacity
Axial    -63.459  116.334   437.084

MOMENT DESIGN
          Mu      phi*Mn      Cm      Db      Ds      K      L      Cb
          Moment  Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
Major Moment  4.926    61.184    1.000  1.071  1.000  1.389  1.000  2.287
Minor Moment  1.800    17.623    1.000  1.738  1.000  1.007  1.000

SHEAR DESIGN
          Vu      phi*Vn      Stress      Status      Tu
          Force  Capacity  Ratio      Check      Torsion
Major Shear  1.026    103.739    0.010      OK          0.000
Minor Shear  0.193    163.112    0.001      OK          0.000

```

Figura 1.40 Reporte de verificación para montante

$r = 0.708 < 1.0$ OK!

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : EEly_a
 Units : Tonf, m, C

```

Frame : 81      Design Sect: D3
X Mid : 35.625  Design Type: Brace
Y Mid : -4.875  Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : 3.750   Sect Class : Plastic
Length : 8.385  Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.000    RLLF : 1.000

Area : 0.016    SMajor : 0.002      rMajor : 0.148      AVMajor: 0.006
IMajor : 3.555E-04  SMinor : 6.540E-04  rMinor : 0.084      AVMinor: 0.009
IMinor : 1.144E-04  ZMajor : 0.002      E : 20389019.158
Ixy : 0.000      ZMinor : 0.001      Fy : 35153.481

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
0.000        -37.590  2.725     -1.386    0.550     -0.012  0.001

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
Governing    Total      P      MMajor    MMinor    Ratio    Status
Equation     Ratio      Ratio  Ratio     Ratio     Limit   Check
(6.9.2.2-1)  0.155    = 0.076  + 0.034  + 0.046    0.950   OK

AXIAL FORCE DESIGN
          Pu      phi*Pnc    phi*Pnt
          Force  Capacity  Capacity
Axial    -37.590  247.916   543.951

MOMENT DESIGN
          Mu      phi*Mn      Cm      Db      Ds      K      L      Cb
          Moment  Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
Major Moment  2.696    79.971    1.000  1.038  1.000  1.000  1.000  2.129
Minor Moment  -1.580    34.483    1.000  1.130  1.000  1.000  1.000

SHEAR DESIGN
          Vu      phi*Vn      Stress      Status      Tu
          Force  Capacity  Ratio      Check      Torsion
Major Shear  0.550    103.739    0.005      OK          0.000
Minor Shear  0.012    228.357    5.470E-05  OK          0.000

```

Figura 1.41 Reporte de verificación para diagonal

$r = 0.155 < 1.0$ OK!

En las figuras anteriores, se ha presentado el detalle de cálculo para los elementos más desfavorables, identificados por el código que se recoge a continuación:

Elemento	Código
Cordón inferior:	18
Cordón superior:	226
Montante:	108
Diagonal:	81

La ubicación de estos elementos se puede ver en la Figura a la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, o alternativamente en el siguiente esquema:

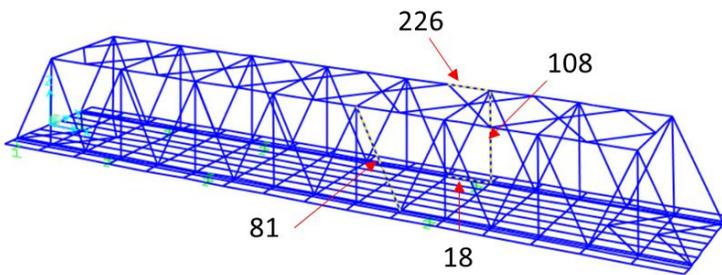


Figura 1.42 Indicación de los elementos más desfavorables

5.1.3 Rigidizadores adicionales en cordón inferior

Debido a que el cordón inferior está conformado por una sección abierta con rigidizadores cada 1875 mm, se recomienda adicionar rigidizadores cada cuarto de distancia entre ejes para la zona de máximo volado (cada 937.5 mm).

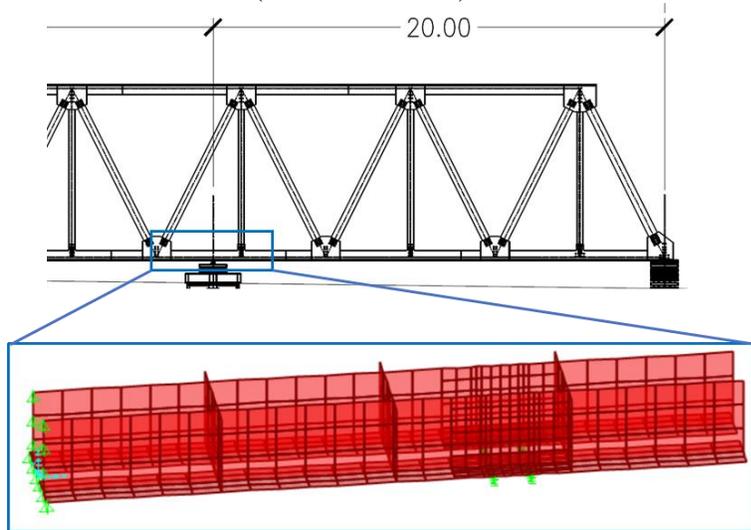


Figura 1.43 Esquema de ubicación de cordón inferior para análisis local

En lo cual, se ha desarrollado un modelo de elementos finitos del cordón inferior al cual se le ha impuesto las fuerzas en los nudos correspondientes a las halladas en el modelo general.

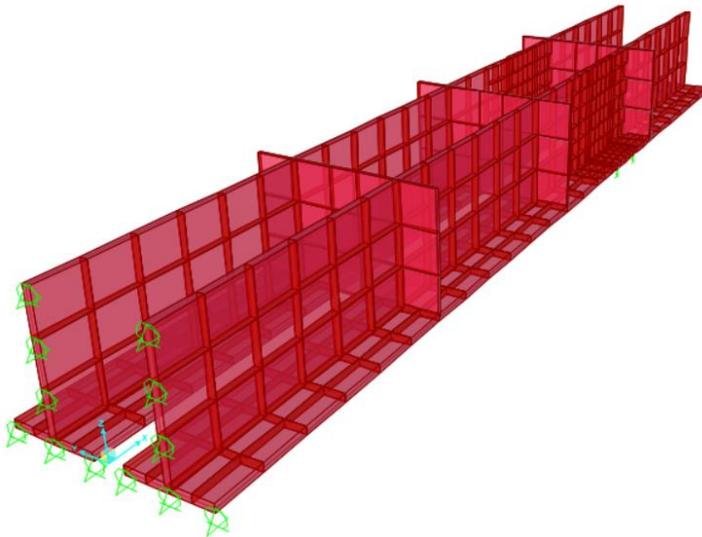


Figura 1.44 Vista del modelo de elementos finitos del cordón inferior

La verificación se basa en el criterio de Von-Mises, y se busca limitar los esfuerzos en servicio a un 60% del esfuerzo de fluencia del material.

En ese sentido, la combinación de verificación de esfuerzos es Servicio I (solo peso propio).

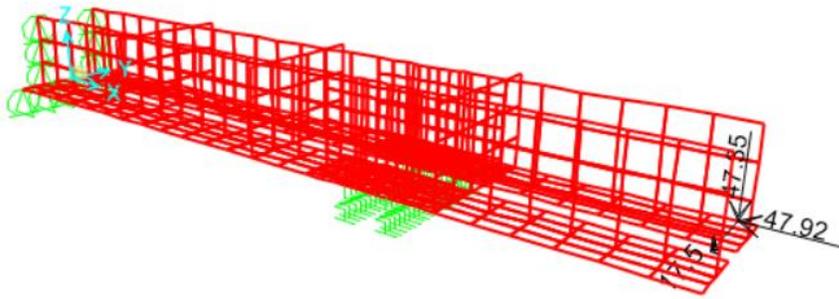


Figura 1.45 Vista de cargas asignadas y condiciones de borde (tonf, m)

Verificación de Esfuerzos

Stress SVM Diagram - Visible Face (DEAD)

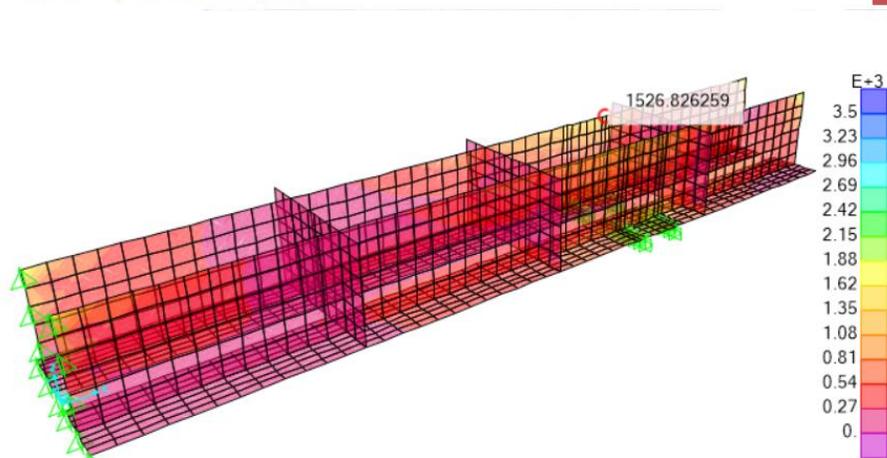


Figura 1.46 Esfuerzos Von Mises en cordón inferior (kgf/cm²)

Stress SVM Diagram - Visible Face (DEAD)

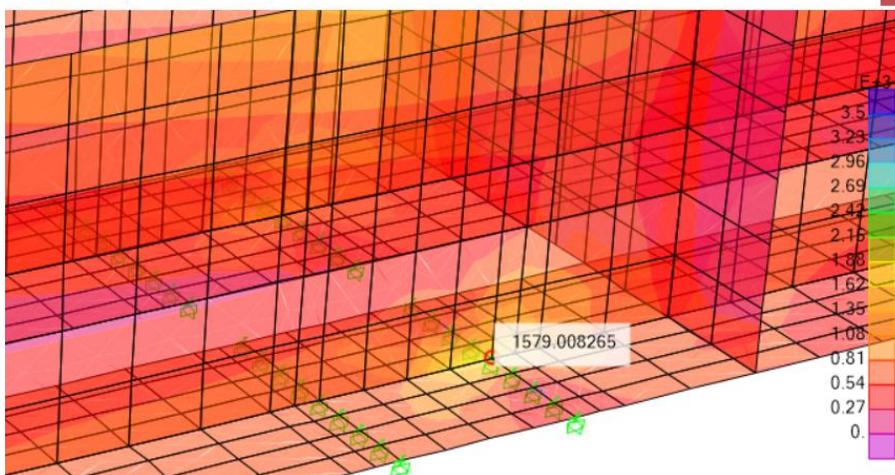


Figura 1.47 Esfuerzos Von Mises en alma de cordón (kgf/cm²)

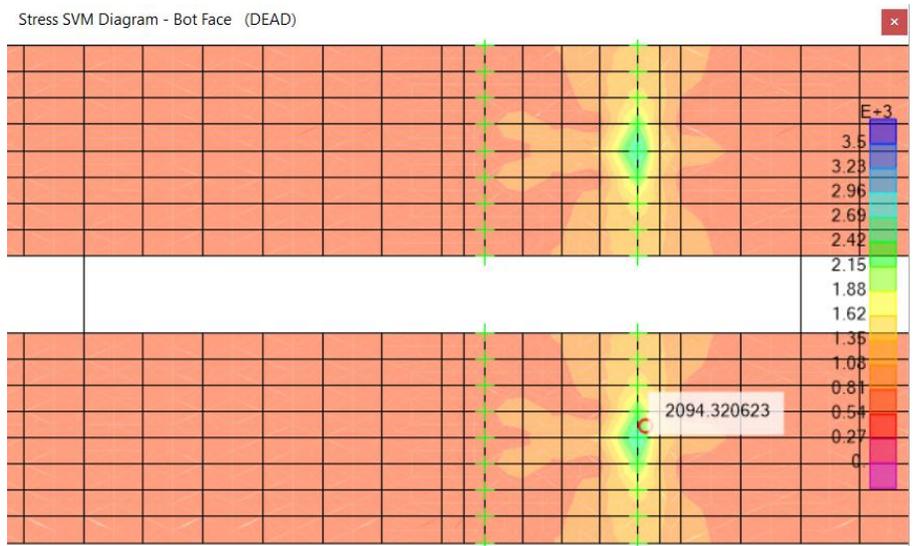


Figura 1.48 Esfuerzo Von-Mises en ala inferior de cordón (kgf/cm²)

De las figuras anteriores, se observa que el esfuerzo de Von-Mises es menor al admisible (60% del f_y).

$$\sigma_{max} \leq 0.60f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto, la estructura y el reforzamiento adicional recomendado son adecuados para los niveles de carga durante el lanzamiento.

Ubicación de rigidizadores adicionales

Agregar rigidizadores PL12 cada 937.5 mm en las zonas indicadas en rojo en la siguiente figura:

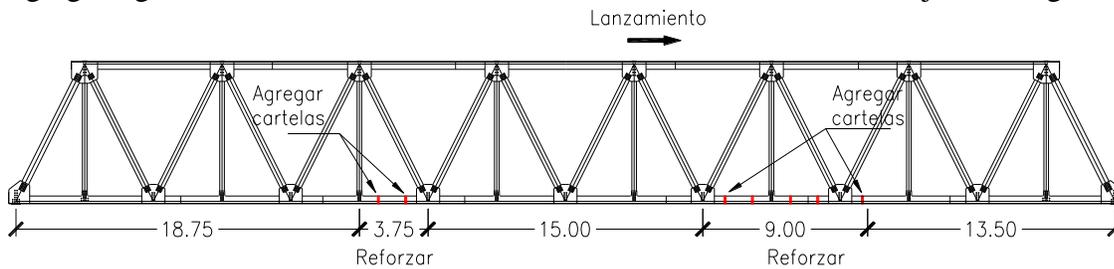


Figura 1.49 Ubicación de rigidizadores adicionales

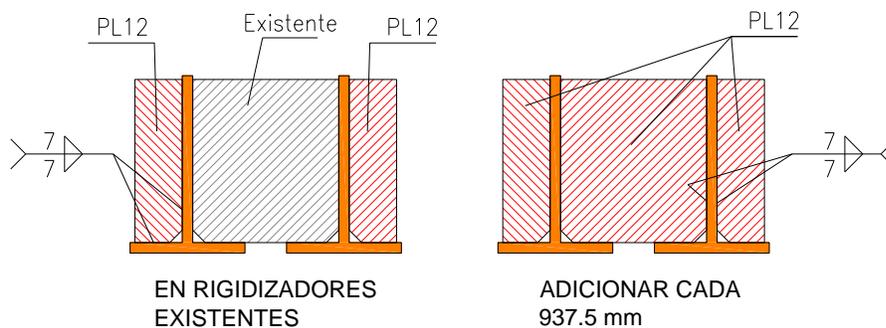


Figura 1.50 Sección de rigidizadores adicionales

5.2 VERIFICACIÓN DE LAS TORRES PROVISIONALES

5.2.1 Fuerzas actuantes

A continuación, se muestran las fuerzas actuantes en la torre provisional más desfavorable en los diferentes estados límites estudiados.

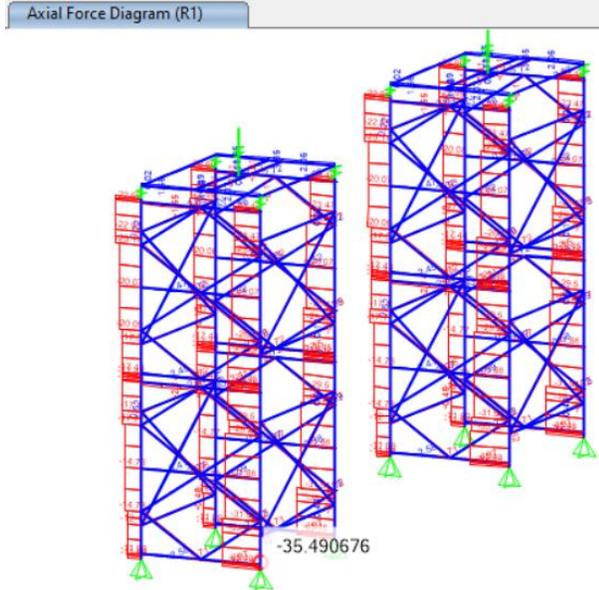


Figura 1.51 Fuerzas axiales en Resistencia 1 (Tonf)

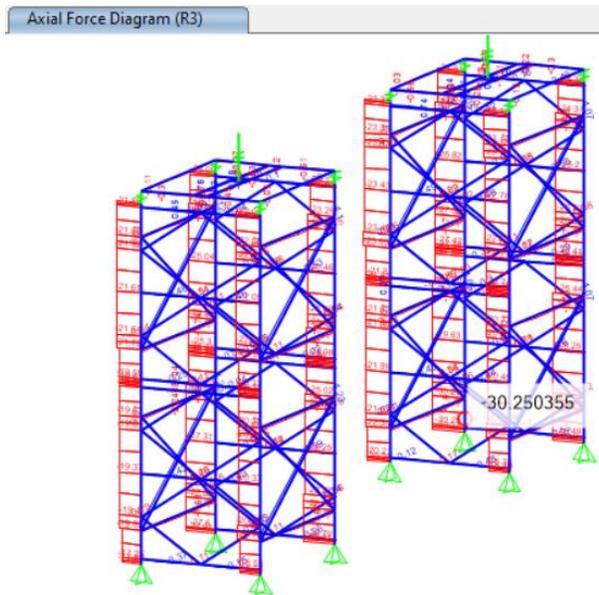


Figura 1.52 Fuerzas axiales en Resistencia 3 (Tonf)

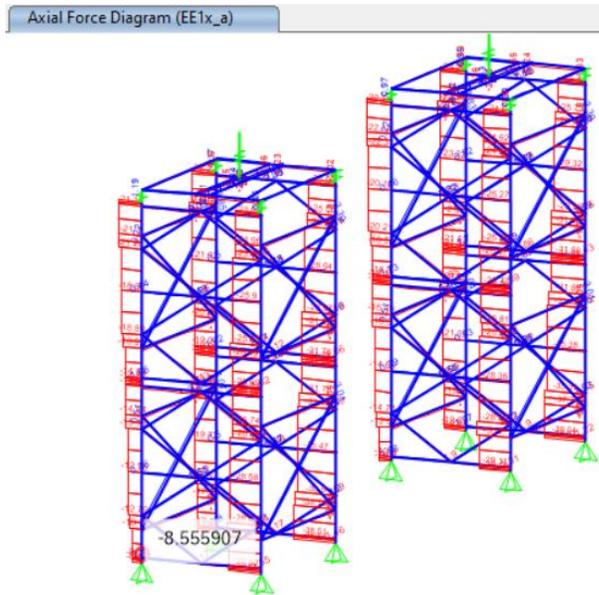


Figura 1.53 Fuerzas axiales en Evento Extremo X 1a (Tonf)

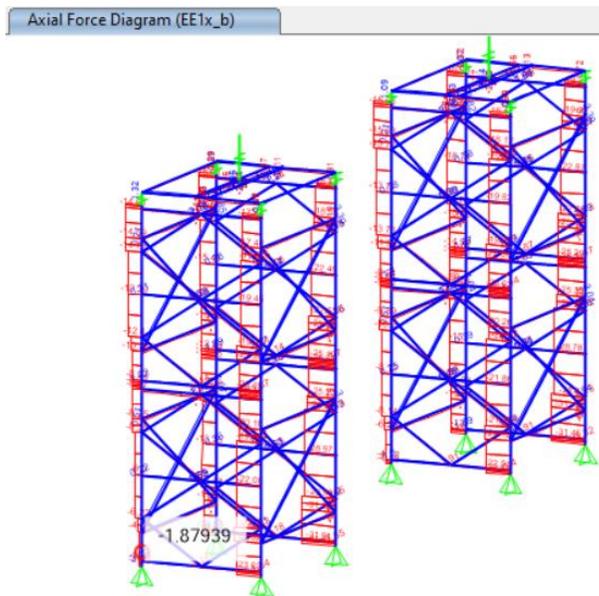


Figura 1.54 Fuerzas axiales en Evento Extremo X 1b (Tonf)

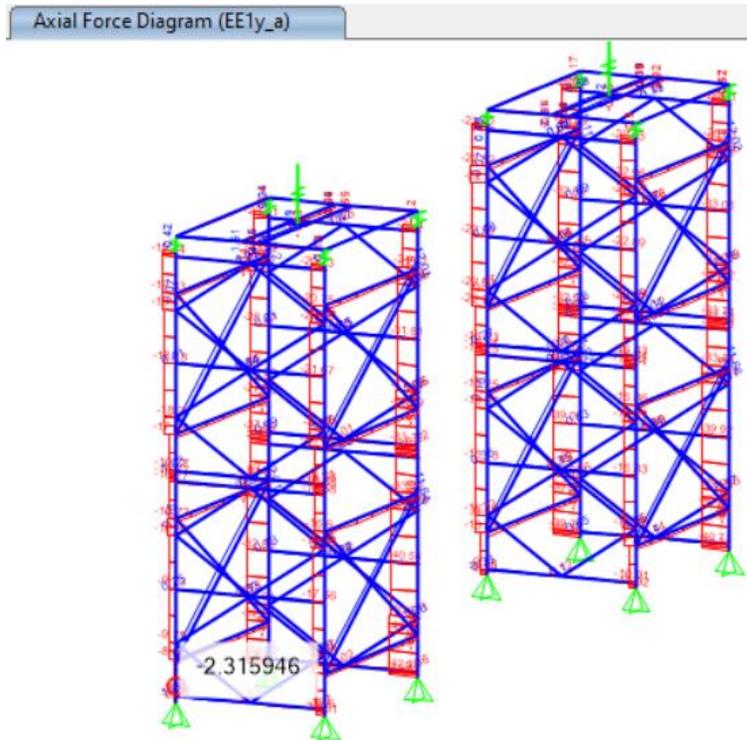


Figura 1.55 Fuerzas axiales en Evento Extremo Y 1a (Tonf)

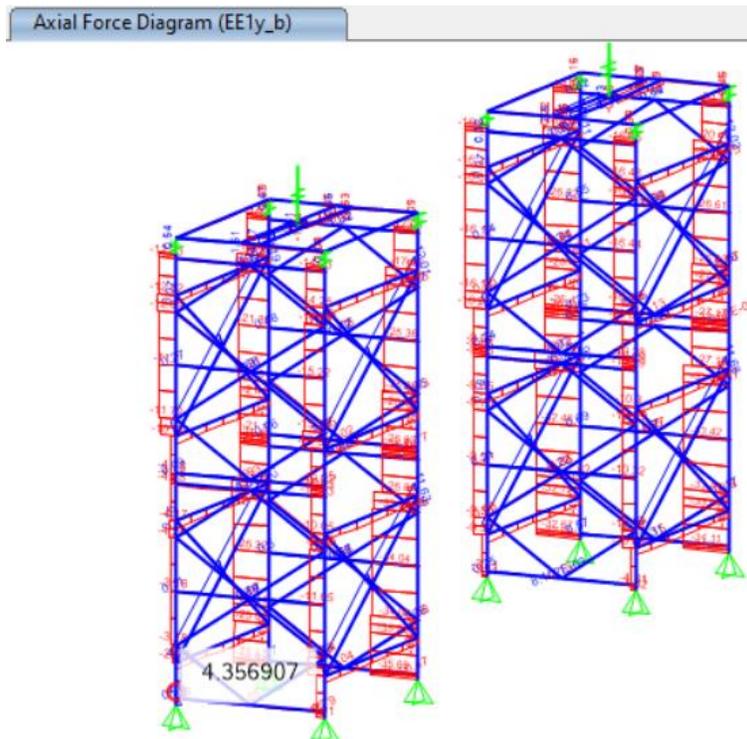


Figura 1.56 Fuerzas axiales en Evento Extremo Y 1b (Tonf)

De las figuras anteriores se observa que en los estados límites de resistencia las torres se mantienen a compresión, mientras que en el estado de evento extremo transversal, una de las

patas entra a tracción. Por lo tanto, las torres deberán estar ancladas a la cimentación.

5.2.2 Estados límites

Se verifica la resistencia de los elementos en los siguientes estados límites:

- Resistencia 1: 1.25DC + 1.50CL
- Resistencia 3: 1.25DC + 1.25WS
- Evento extremo 1a: 1.25DC + 1.0EQx
- Evento extremo 1b: 0.90DC + 1.0EQx
- Evento extremo 1c: 1.25DC + 1.0EQy
- Evento extremo 1d: 0.90DC + 1.0EQy

5.2.3 Verificación de resistencia

A continuación, se muestra la verificación de la resistencia de los elementos según la normativa AASHTO LRFD, secciones A6.8, 6.9, 6.10 y 6.12. Se verifica la resistencia de los elementos frente a las combinaciones de carga descritas en la sección anterior.

Los elementos sometidos a flexo-compresión o flexo-tracción deben cumplir:

(a) When $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) When $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

P_r	Fuerza axial factorada actuante
M_{rx}	Momento flector factorado actuante alrededor del eje x
M_{ry}	Momento flector factorado actuante alrededor del eje y
P_c	Resistencia axial reducida
M_{cx}	Resistencia reducida a momento alrededor de x
M_{cy}	Resistencia reducida a momento alrededor de y

En las figuras siguientes, se muestra el ratio “r” de interacción, el cual viene dado por el sumando:

$$r = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \quad \text{o} \quad r = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right)$$

La condición de verificación debe satisfacer:

$$r_{max} \leq 1.0$$

Ejemplo: De la Figura 1.38.51, se obtiene las fuerzas actuantes y resistentes:

Pr	Mrx	Mry	Pc	Mcx	Mcy	Pr/Pc	Mrx/Mcx	Mry/Mcy	r
-61.32	-55.99	-15.51	1011.03	77.93	137.83	0.06	0.72	0.11	0.86

Análogamente, se calculan los ratios para todos los elementos frente a todos los estados límites

de estudio.

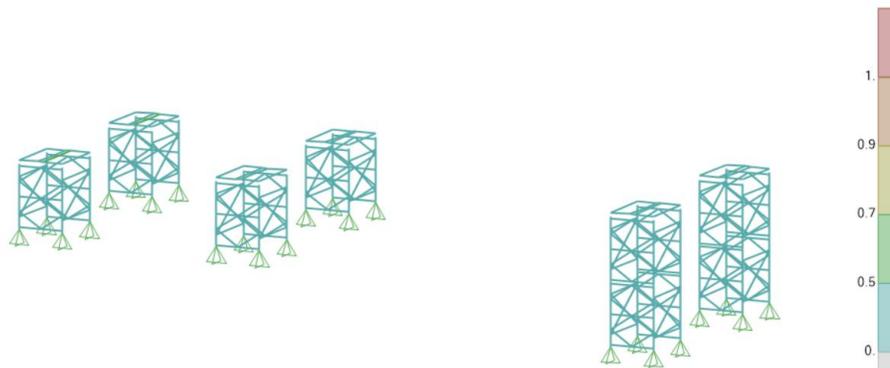


Figura 1.57 Ratios de interacción de torres en Etapa 2

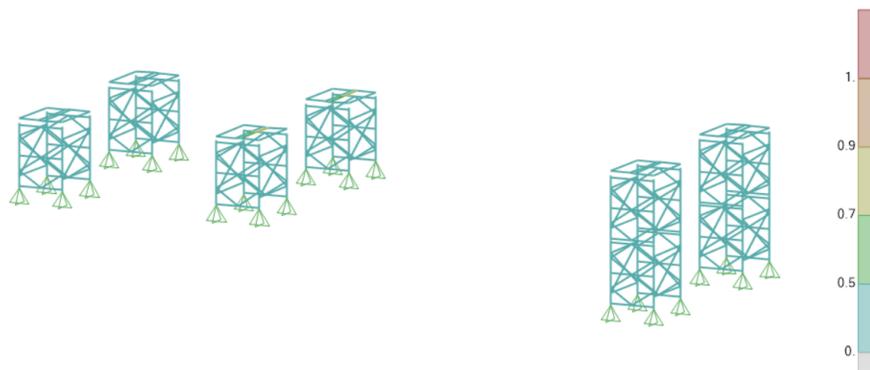


Figura 1.58 Ratios de interacción de torres en Etapa 3

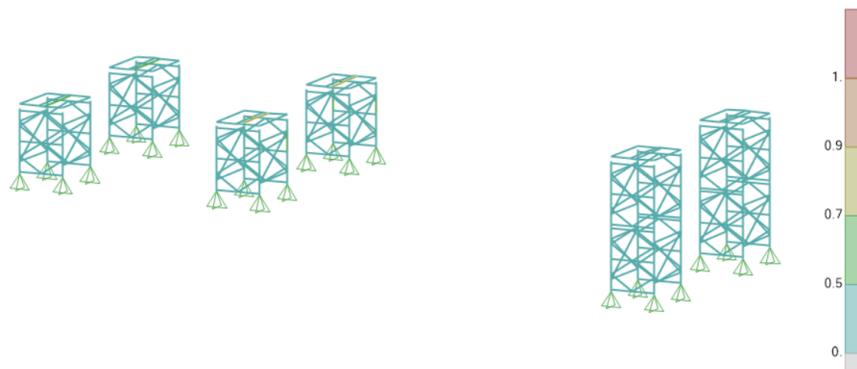


Figura 1.59 Ratios de interacción de torres en Etapa 4

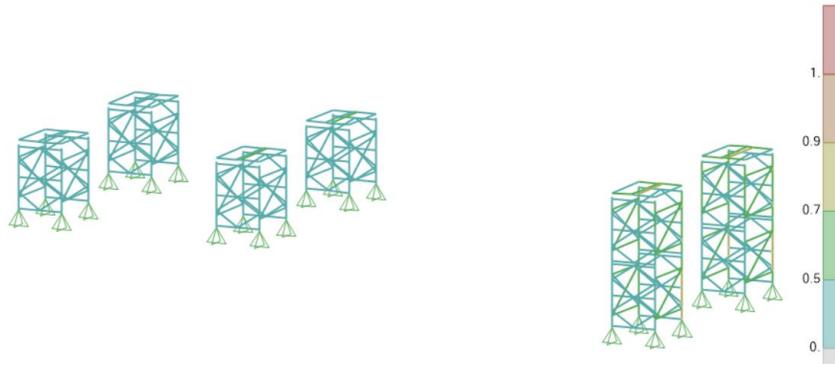


Figura 1.60 Ratios de interacción de torres en Etapa 5

De las figuras anteriores se observa que durante todas las etapas la estructura de las torres cumple con los requisitos de resistencia.

A continuación, se resume el detalle de cálculo de resistencia de los elementos más solicitados.

Elemento: Columna de panel Acrow , sección 2C4"x1.5"

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK

Combo : EEly_a
Units : Tonf, m, C

```

Frame : 913          Design Sect: 2C4"x1.5"
X Mid : 41.093      Design Type: Column
Y Mid : -3.410      Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : -6.774      Sect Class : Plastic
Length : 0.495      Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 0.495         RLLF : 1.000

Area : 0.002        SMajor : 6.680E-05    rMajor : 0.037    AVMajor: 0.002
IMajor : 3.340E-06 SMMinor : 8.237E-05    rMinor : 0.051    AVMinor: 0.001
IMinor : 6.425E-06 ZMajor : 8.259E-05    E : 20389019.158
Ixy : 0.000        ZMinor : 1.228E-04    Fy : 45699.526
  
```

```

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
0.495         -42.237 -0.096    -1.658    0.138    2.907    5.368E-04
  
```

```

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
Governing      Total      P      MMajor      MMinor      Ratio      Status
Equation      Ratio      Ratio      Ratio      Ratio      Limit      Check
(6.9.2.2-2)   0.716    = 0.431 + 0.023 + 0.263    0.950      OK
  
```

```

AXIAL FORCE DESIGN
          Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
          Force      Capacity      Capacity
Axial    -42.237    98.101      107.451
  
```

```

MOMENT DESIGN
          Mu      phi*Mn      Cm      Db      Ds      K      L      Cb
          Moment      Capacity      Factor      Factor      Factor      Factor      Factor      Factor
Major Moment    -0.098    3.774    1.000    1.034    1.000    1.000    1.464    1.000
Minor Moment    -1.658    5.613    1.000    1.011    1.000    1.000    1.152
  
```

```

SHEAR DESIGN
          Vu      phi*Vn      Stress      Status      Tu
          Force      Capacity      Ratio      Check      Torsion
Major Shear    0.138    33.795    0.004    OK    0.000
Minor Shear    2.907    31.807    0.091    OK    0.000
  
```

Figura 1.61 Reporte de verificación para columna de panel Acrow

$$r = 0.716 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Elemento: Diagonal de panel Acrow, sección C3"x1.5"

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : R1
 Units : Tonf, m, C

Frame : 1308 Design Sect: C3"x1.5"
 X Mid : 40.546 Design Type: Brace
 Y Mid : 6.340 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : -5.934 Sect Class : Compact
 Length : 1.311 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 8.580E-04 SMajor : 1.861E-05 rMajor : 0.029 AVMajor:
 1.500E-04
 IMajor : 0.000 SMinor : 4.593E-06 rMinor : 0.012 AVMinor:
 1.800E-04
 IMinor : 0.000 ZMajor : 2.251E-05 E : 20389019.158
 Ixy : 0.000 ZMinor : 8.280E-06 Fy : 45699.526

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	-3.015	-4.963E-04	0.005	-4.006E-04	0.011	-1.422E-06

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.9.2.2-2)	0.277	= 0.258	+ 0.000	+ 0.019	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	-3.015	11.669	37.250

MOMENT DESIGN

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-4.963E-04	1.029	0.577	1.000	1.000	1.000	1.000	1.734
Minor Moment	0.007	0.315	1.000	1.256	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	4.006E-04	10.019	3.998E-05	OK	0.000
Minor Shear	0.011	12.723	0.001	OK	0.000

Figura 1.62 Reporte de verificación para diagonal de panel Acrow

$$r = 0.277 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Elemento: Arriostre Transversal, arriostre paralelo al eje del puente C3x1.5" y arriostre

perpendicular al eje del puente C3"x2"

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : EEly_a
 Units : Tonf, m, C

```

Frame : 1318          Design Sect: C3"x1.5"
X Mid : 41.093       Design Type: Beam
Y Mid : 4.875        Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : -4.618       Sect Class : Compact
Length : 2.930       Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 1.465         RLLF : 1.000

Area : 8.580E-04     SMajor : 1.861E-05      rMajor : 0.029      AVMajor:
1.500E-04
IMajor : 0.000      SMinor : 4.593E-06      rMinor : 0.012      AVMinor:
1.800E-04
IMinor : 0.000      ZMajor : 2.251E-05      E : 20389019.158
Ixy : 0.000         ZMinor : 8.280E-06      Fy : 45699.526

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
Location      Pu      Mu33      Mu22      Vu2      Vu3      Tu
1.465         -4.898   0.011    2.975E-04  0.000    -0.001  -4.330E-06

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
Governing      Total      P      MMajor      MMinor      Ratio      Status
Equation      Ratio      Ratio      Ratio      Ratio      Limit      Check
(6.9.2.2-2)    0.543    = 0.524    + 0.018    + 0.000    0.950      OK

AXIAL FORCE DESIGN
Pu      phi*Pnc      phi*Pnt
Force   Capacity    Capacity
Axial   -4.898      9.343      37.250

MOMENT DESIGN
Mu      phi*Mn      Cm      Db      Ds      K      L      Cb
Moment  Capacity    Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
Major Moment  0.011      0.550    1.000    1.000    1.000    0.875    1.000    1.154
Minor Moment  2.975E-04  0.315    1.000    1.000    1.000    0.500    1.000

SHEAR DESIGN
Vu      phi*Vn      Stress      Status      Tu
Force   Capacity    Ratio      Check      Torsion
Major Shear  0.000      10.019    0.000      OK      0.000
Minor Shear  0.001      12.723    0.000      OK      0.000
  
```

Figura 1.63 Reporte de verificación para arrioste transversal de torre

$$r = 0.543 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Elemento: Platina de Torre, sección PL4"x3/8"

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK

Combo : EELY_a
Units : Tonf, m, C

Frame : 1320 Design Sect: PL4"x3/8"
X Mid : 41.093 Design Type: Brace
Y Mid : 4.875 Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid : -5.572 Sect Class : Non-Compact
Length : 3.496 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
Loc : 1.748 RLLF : 1.000

Area : 9.500E-04 SMajor : 1.583E-05 rMajor : 0.029 AVMajor:
7.917E-04
IMajor : 0.000 SMinor : 1.504E-06 rMinor : 0.003 AVMinor:
7.917E-04
IMinor : 0.000 ZMajor : 2.375E-05 E : 20389019.158
Ixy : 0.000 ZMinor : 2.256E-06 Fy : 25310.507

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1.748	11.651	0.016	7.521E-04	0.000	0.000	-4.187E-05

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.8.2.3-2)	0.587	= 0.510	+ 0.066	+ 0.012	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	11.651	0.371	22.843

MOMENT DESIGN

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	0.016	0.213	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.316
Minor Moment	7.521E-04	0.057	1.000	1.000	1.000	0.500	1.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	0.000	11.622	0.000	OK	0.000
Minor Shear	0.000	11.622	0.000	OK	0.000

Reporte de verificación para platina de arriostramiento

$$r = 0.587 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

Elemento: Viga W14"x82

AASHTO LRFD 2007 STEEL SECTION CHECK
 Combo : EE1x_a
 Units : Tonf, m, C

Frame : 636 Design Sect: W14X82
 X Mid : 40.125 Design Type: Beam
 Y Mid : 5.608 Frame Type : Moment Resisting Frame
 Z Mid : -0.800 Sect Class : Plastic
 Length : 1.465 Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3
 Loc : 0.000 RLLF : 1.000

Area : 0.015 SMajor : 0.002 rMajor : 0.154 AVMajor: 0.005
 IMajor : 3.667E-04 SMinor : 4.803E-04 rMinor : 0.063 AVMinor: 0.009
 IMinor : 6.160E-05 ZMajor : 0.002 E : 20389019.158
 Ixy : 0.000 ZMinor : 7.341E-04 Fy : 25310.507

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
0.000	1.715	45.972	-1.193	31.404	-1.522	-0.129

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.8.2.3-1)	0.865	= 0.002	+ 0.797	+ 0.065	0.950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	1.715	342.837	372.309

MOMENT DESIGN

	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	Db Factor	Ds Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	45.972	57.652	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.753
Minor Moment	-1.193	18.233	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	

SHEAR DESIGN

	Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	31.404	60.812	0.516	OK	0.000
Minor Shear	1.522	163.574	0.009	OK	0.000

Reporte de verificación para sección de Viga H W14"x82

$$r = 0.865 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

En las figuras anteriores, se ha presentado el detalle de cálculo para los elementos más desfavorables, identificados por el código que se recoge a continuación:

Elemento	Código
Columna de panel:	913
Diagonal de panel:	1308
Arriostre transversal:	1318
Platina de arriostre:	1320
Viga W14"x82	636

La ubicación de estos elementos se puede ver en la Figura a la Figura , o alternativamente en el siguiente esquema:

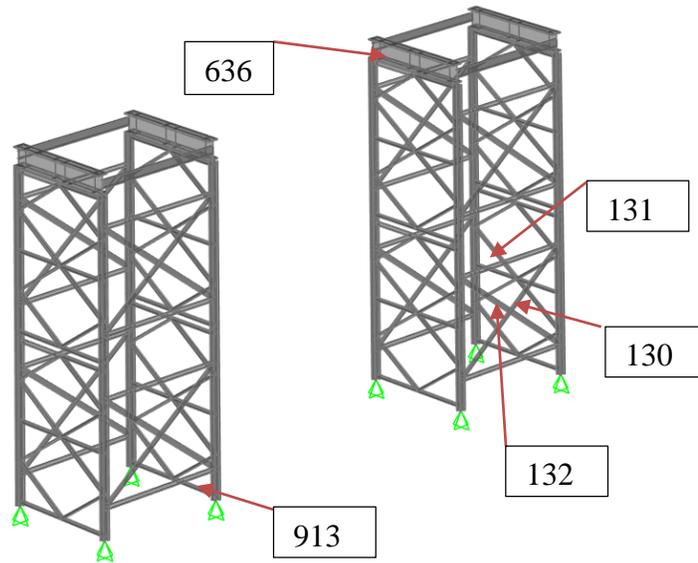


Figura 1.64 Indicación de los elementos más desfavorables

La ubicación de estos elementos se puede ver en la Figura a la Figura .

La reacción en los rodillos se transmite mediante elementos de madera hacia 2 paneles de Piso Acrow AB601 (uno encima de otro). Los paneles de piso tipo Acrow AB601 deben tener su mayor resistencia en el área de contacto y los elementos de madera deben tener un área suficiente para distribuir la carga lo más uniformemente hacia las vigas W14"x82.

6 DISEÑO CIMENTACIÓN TORRES PROVISIONALES

El diseño de las zapatas sigue los lineamientos del código AASHTO LRFD.

Cuando hay cargas excéntricas, se deben utilizar unas dimensiones reducidas efectivas de acuerdo con A10.6.1.3:

$$B' = B - 2e_B; L' = L - 2e_L$$

B, L	Dimensiones de la cimentación
e_B, e_L	Excentricidades de las cargas actuantes
B', L'	Dimensiones reducidas efectivas

La distribución de esfuerzos se debe considerar (A10.6.1.4):

- Uniforme, para fundaciones en suelos.
- Variable linealmente, para fundaciones en roca.

La estructura en consideración se encuentra cimentada sobre suelo, y los esfuerzos transmitidos, σ_v , se deben determinar como indica A11.6.3.2:

$$\sigma_v = \frac{\sum V}{B - 2e}$$

$\sum V$	Sumatoria de fuerzas verticales
----------	---------------------------------

Por otro lado, la distribución para el diseño estructural del elemento es de acuerdo a lo indicado en A10.6.5.

Estado Límite de Resistencia

La capacidad de carga resistente se debe calcular con:

$$q_r = \varphi_b q_n$$

q_r	Capacidad de carga resistente
φ_b	Factor de resistencia de capacidad de carga
q_n	Capacidad de carga nominal

La excentricidad evaluada en base a cargas factoradas no debe exceder (A10.6.3.3):

Suelos:	$e \leq B/3$
Roca:	$e \leq 0.45B$

La resistencia al deslizamiento, R_r , se evalúa de acuerdo con A10.6.3.4:

$$R_r = \varphi R_n = \varphi_t R_t + \varphi_{ep} R_{ep}$$

φ_t, φ_{ep}	Factores de resistencia
R_t	Resistencia al deslizamiento nominal
R_{ep}	Resistencia proporcionada por el empuje pasivo

Donde la resistencia al deslizamiento nominal R_t viene dada por la siguiente expresión:

$$R_t = \sum V \tan \delta$$

En el caso de zapatas vaciadas contra el terreno $\tan \delta = \tan \phi_f$, y en el caso de zapatas prefabricadas $\tan \delta = 0.8 \tan \phi_f$; donde ϕ_f es el ángulo de fricción del suelo de fundación. Por otro lado, se desprecia la contribución del empuje pasivo conservadoramente, esto es, $R_{ep} = 0$. Finalmente, los factores de resistencia φ_b y φ_t son los especificados en A10.5.5.

Estado Límite de Evento Extremo

En el estado límite de evento extremo, los factores de resistencia deben ser los especificados en 10.5.5.3.

Las limitaciones de excentricidad (A10.6.4.2) se establecen según A11.6.5:

$$\begin{aligned} \text{Si } \gamma_{EQ} = 0 & \rightarrow e \leq B/3 \\ \text{Si } \gamma_{EQ} = 1 & \rightarrow e \leq 4B/10 \end{aligned}$$

Para valores intermedios de γ_{EQ} se puede interpolar linealmente.

Ubicación de zapatas

El diseño y verificación se realiza para las zapatas más solicitadas, es decir, aquellas que cargan el máximo volado durante el lanzamiento de la estructura, las cuales se identifican en la Figura .

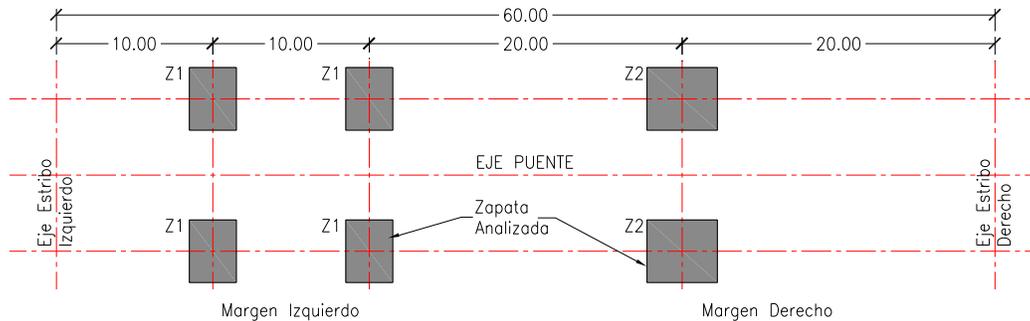


Figura 1.65 Esquema ubicación de zapatas

Características del suelo de fundación

No se cuenta con estudio de suelos de en la zona de cimentación de las torres. Por lo tanto, se asume conservadoramente los siguientes parámetros para fines de diseño de la cimentación:

Capacidad de carga última:	$q_u = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$
Capacidad de carga admisible:	$q_{adm} = 1.0 \text{ kgf/cm}^2$
Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1.9 \text{ Tonf/m}^2$
Ángulo de fricción:	$\phi = 30^\circ$

6.1 ZAPATA DE TORRES MARGEN IZQUIERDO

Las características de las zapatas de la torre margen izquierda se resume a continuación:

Dimensión paralela al eje del puente:	3.2 m
Dimensión transversal al eje:	3.6 m
Altura de zapata:	0.6 m
Concreto:	$f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Anclajes de torre:	ASTM A193 Gr B7

6.1.1 Fuerzas actuantes

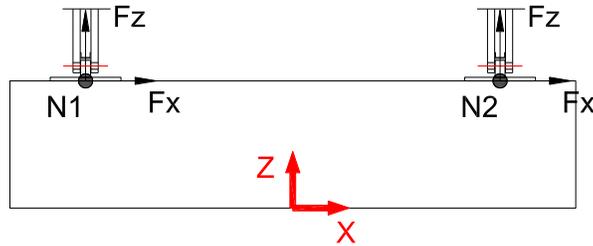


Figura 1.66 Esquema de cargas actuantes en zapata

Las reacciones en la base de las torres se presentan en la Tabla , y las cargas actuantes en la cimentación se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 1.7 Cargas actuantes en zapata margen izquierdo

Carga	x m	z m	Fx Tonf	Fz Tonf
DC1_N1	-1.09	0.60	0.18	-27.81
DC1_N2	1.09	0.60	-0.26	-27.50
WS_N1	-1.09	0.60	0.12	1.00
WS_N2	1.09	0.60	0.11	0.18
Sx_N1	-1.09	0.60	3.53	11.90
Sx_N2	1.09	0.60	3.51	-13.63
FR_N1	-1.09	0.60	2.49	7.35
FR_N2	1.09	0.60	2.49	-7.34
Ppzapata	0.00	0.30	0.00	-17.28

6.1.2 Estabilidad

Tabla 1.8° Verificación de excentricidades máximas

Combinación	gEQ	e.x m	e.lim_x m	D/C exc.	ϕt	R.r Tonf	H actuante Tonf	D/C desliz.
Servicio Ia	-	0.26	-	-	1.0	41.70	4.97	0.12
Servicio Ib	-	0.26	-	-	1.0	41.70	4.97	0.12
Resistencia Ia	-	0.26	1.00	0.26	0.8	41.90	6.13	0.15
Resistencia	-	0.26	1.00	0.26	0.8	30.17	4.41	0.15

Ib								
EEx Ia	0.5	0.46	1.00	0.46	1.0	61.26	10.45	0.17
EEx Ib	0.5	0.47	1.00	0.47	1.0	38.72	6.97	0.18

De la Tabla anterior, se observa que las excentricidades críticas son menores a las admisibles, por lo que la cimentación cumple por volteo.

$$e_x \leq e_{lim_x} \quad \text{OK!}$$

Además, la fuerza horizontal actuante en cada estado límite es inferior a la fuerza horizontal resistente, sin considerar empuje pasivo, por lo que la cimentación cumple por deslizamiento.

$$H_{actuante} \leq R_r \quad \text{OK!}$$

6.1.3 Presiones transmitidas al terreno

Para fines de cálculo, se considera conservadoramente una capacidad admisible:

$$q_{adm} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 1.9 Verificación de presiones transmitidas al terreno

Combinación	B'	sv act.	ϕ_b	qn	qr = $\phi_b * q_n$	Ratio
	m	kgf/cm ²		kgf/cm ²	kgf/cm ²	D/C
Servicio Ia	2.47	0.67	1.00	1.00	1.00	0.67
Servicio Ib	2.47	0.73	1.00	1.00	1.00	0.67
Resistencia Ia	2.49	0.85	0.45	3.00	1.35	0.63
Resistencia Ib	2.49	0.61	0.45	3.00	1.35	0.45
EEx Ia	2.08	1.16	0.80	3.00	2.40	0.48
EEx Ib	2.05	0.74	0.80	3.00	2.40	0.31

De la Tabla anterior se observa que para todos los estados límites se cumple que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo permisible:

$$\sigma_v \leq \phi_b q_n$$

6.1.4 Resistencia

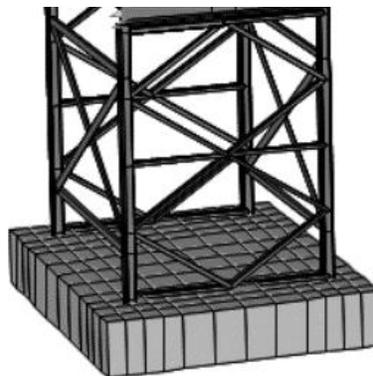
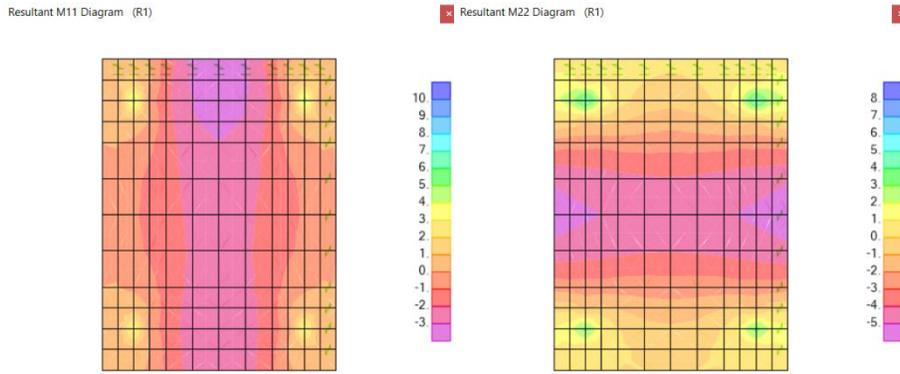
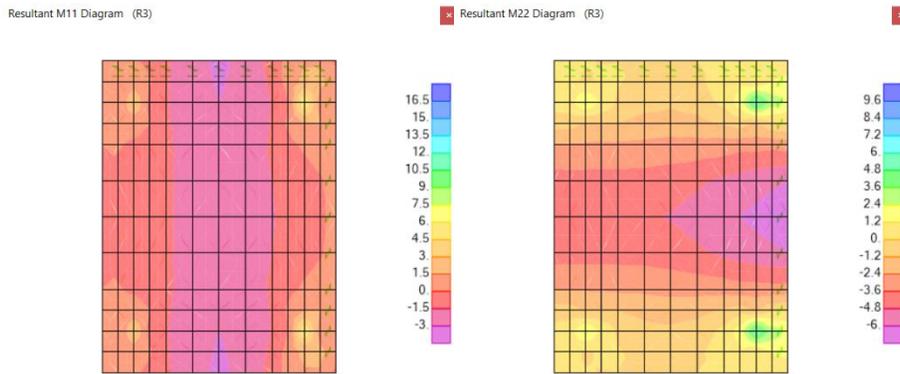


Figura 1.67 Modelo de zapata torre margen izquierdo



Momentos longitudinales y transversales en Resistencia 1 (Tonf-m)



Momentos longitudinales y transversales en Resistencia 3 (Tonf-m)

1 Momentos longitudinales y transversales en Evento Extremo X 1 (Tonf-m)

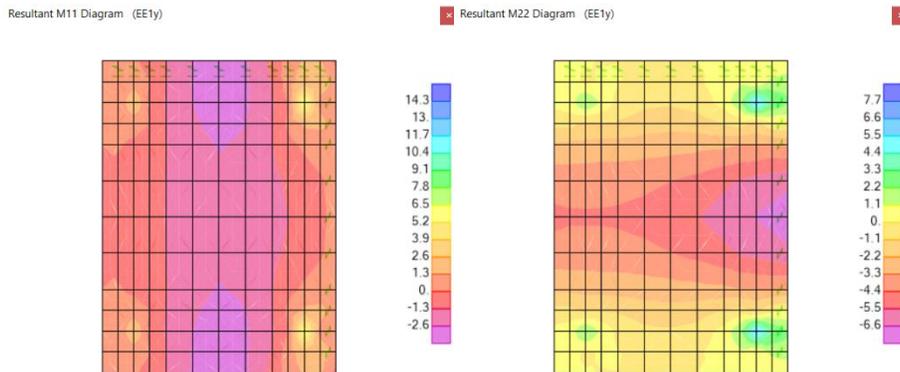


Figura 6.2 Momentos longitudinales y transversales en Evento Extremo Y 1 (Tonf-m)

Cálculo de acero mínimo:

Espesor menor: $h := 0.6\text{m}$
 Esfuerzo de fluencia: $f_y := 4200\text{kgf/cm}^2$

Acero mínimo en cada cara y cada dirección (A5.10.8): $A_{s_min} = 4.53 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Sea varilla de: $d_b := \frac{1}{2}\text{in}$

Área de varilla: $A_v := A(d_b) \quad A_v = 1.27 \cdot \text{cm}^2$

Espaciamiento: $s := 20\text{cm}$

Área de acero: $A_s := \frac{A_v}{s} \quad A_s = 6.33 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Usar } 1/2'' @ .20\text{m}$

$A_s \geq A_{s_min} \quad \text{OK!}$

Cálculo de resistencia:

Resistencia del concreto: $f_c := 210\text{kgf/cm}^2$

Límite de fluencia acero: $f_y := 4200\text{kgf/cm}^2$

Factor de resistencia flexión: $\phi_f := 0.9$

Ancho: $b := 1\text{m}$

Peralte: $h := 0.6\text{m}$

Recubrimiento al C.G: $r := 10\text{cm}$

Área de acero colocado: $A_s := 9.9\text{cm}^2 \quad (5/8'' @ 0.20)$

Del análisis estructural, se encuentran los momentos actuantes en la sección de estudio.

Momento máximo factorado:

$M_{act} := 10\text{Tonf}\cdot\text{m}$

Cálculo de momento crítico:

$f_r := 0.24 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{ksi}} \quad f_r = 29.16 \cdot \text{kgf/cm}^2$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I = 0.02 \text{m}^4$

$S := \frac{I}{h \div 2} \quad S = 0.06 \cdot \text{m}^3$

$M_{cr} := S \cdot f_r \quad M_{cr} = 17.5 \cdot \text{Tonf}\cdot\text{m}$

Cálculo de resistencia a flexión:

$$d := h - r \quad d = 0.5 \text{ m}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 2.33 \text{ cm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 20.31 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño:

$$M_u := \min(1.33 \cdot M_{act}, 1.2M_{cr}) \quad M_u = 13.3 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

Verificación de resistencia:

$$\phi_r \cdot M_n = 18.28 \text{ Tonf} \cdot \text{m} \quad M_u \leq \phi_r \cdot M_n \quad \text{OK!}$$

$$M_u = 13.3 \text{ Tonf} \cdot \text{m} \quad DC = 0.73$$

Por lo tanto, utilizar parrilla de 5/8"@.20m en cara inferior y parrilla de 1/2"@.20m en cara superior.

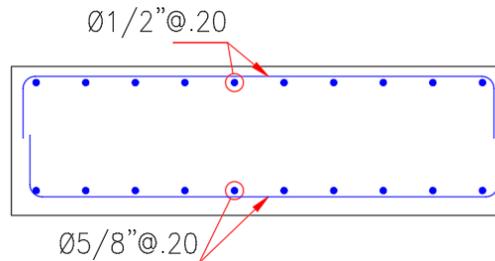


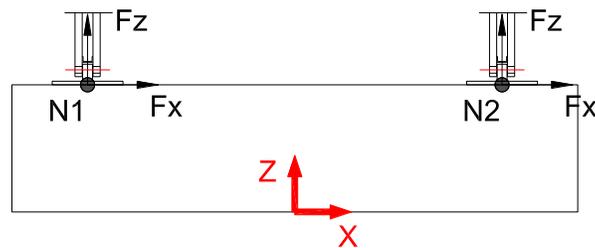
Figura 6.3 Esquema de refuerzo en sección de zapata

6.2 ZAPATA DE TORRE MARGEN DERECHO

Las características de la zapata de la torre margen derecho se resume a continuación:

Dimensión paralela al eje del puente:	4.0 m
Dimensión transversal al eje:	3.6 m
Altura de zapata:	0.6 m
Concreto:	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Anclajes de torre:	ASTM A193 Gr B7

6.2.1 Fuerzas actuantes



Esquema de cargas actuantes en zapata

Las reacciones en la base de las torres se presentan en la Tabla , y las cargas actuantes en la cimentación como se aprecia en la en la siguiente tabla:

Tabla 1.10 Cargas actuantes en zapata margen derecho

Carga	x m	z m	Fx Tonf	Fz Tonf
DC1_N1	-1.09	0.60	0.24	-38.17
DC1_N2	1.09	0.60	-0.31	-37.71
WS_N1	-1.09	0.60	0.17	2.02
WS_N2	1.09	0.60	0.16	-0.15
Sx_N1	-1.09	0.60	3.18	19.41
Sx_N2	1.09	0.60	3.17	-20.56
FR_N1	-1.09	0.60	3.36	19.15
FR_N2	1.09	0.60	3.36	-19.11
Ppzapata	0.00	0.30	0.00	-25.92

6.2.2 Estabilidad

Tabla 1.11 Verificación de excentricidades máximas

Combinación	gEQ	e.x m	e.lim_x m	D/C exc.	ϕt	R.r Tonf	H actuante Tonf	D/C desliz.
Servicio Ia	-	0.46	-	-	1.0	58.43	6.74	0.12
Servicio Ib	-	0.46	-	-	1.0	58.43	6.74	0.12
Resistencia Ia	-	0.44	1.50	0.30	0.8	58.75	8.30	0.14
Resistencia Ib	-	0.44	1.50	0.30	0.8	42.30	5.98	0.14
EEEx Ia	0.5	0.48	1.50	0.32	1.0	86.00	9.43	0.11
EEEx Ib	0.5	0.51	1.50	0.34	1.0	53.56	6.29	0.12

De la Tabla anterior, se observa que las excentricidades críticas son menores a las admisibles, por lo que la cimentación cumple por volteo.

$$e_x \leq e_{lim_x} \quad \text{OK!}$$

Además, la fuerza horizontal actuante en cada estado límite es inferior a la fuerza horizontal resistente, sin considerar empuje pasivo, por lo que la cimentación cumple por deslizamiento.

$$H_{actuante} \leq R_r \quad \text{OK!}$$

6.2.3 Presiones transmitidas al terreno

Para fines de cálculo, se considera conservadoramente una capacidad admisible:

$$q_{adm} = 1.0 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 1.12 Verificación de presiones transmitidas al terreno

Combinación	B' m	sv act. kgf/cm ²	ϕb	qn kgf/cm ²	qr = $\phi b * qn$ kgf/cm ²	Ratio D/C
Servicio Ia	3.08	0.82	1.00	1.00	1.00	0.82

Servicio Ib	3.08	0.82	1.00	1.00	1.00	0.82
Resistencia Ia	3.61	1.02	0.45	3.00	1.35	0.76
Resistencia Ib	3.61	0.73	0.45	3.00	1.35	0.54
EEx Ia	3.54	1.22	0.80	3.00	2.40	0.51
EEx Ib	3.49	0.78	0.80	3.00	2.40	0.33

De la Tabla anterior se observa que para todos los estados límites se cumple que el esfuerzo actuante es menor al esfuerzo permisible:

$$\sigma_v \leq \varphi_b q_n$$

6.2.4 Resistencia

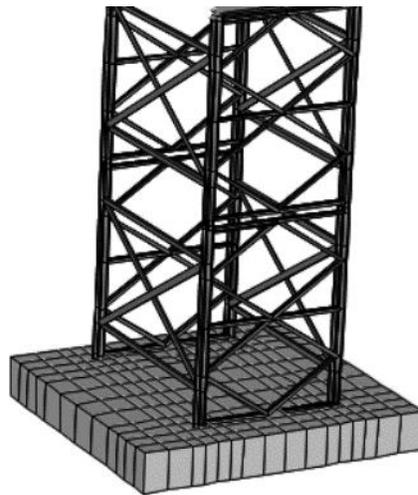
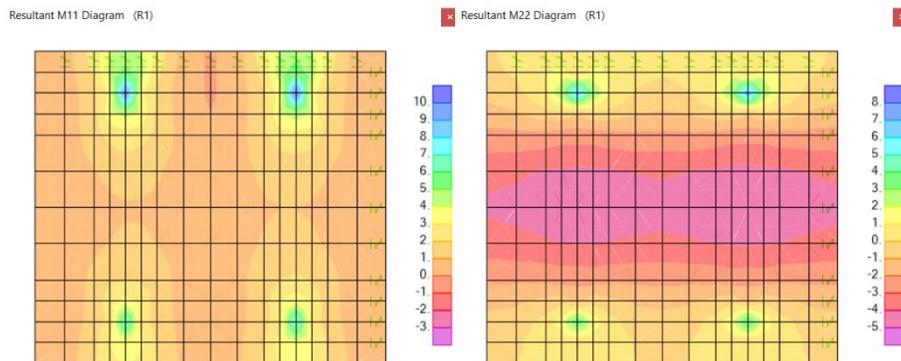
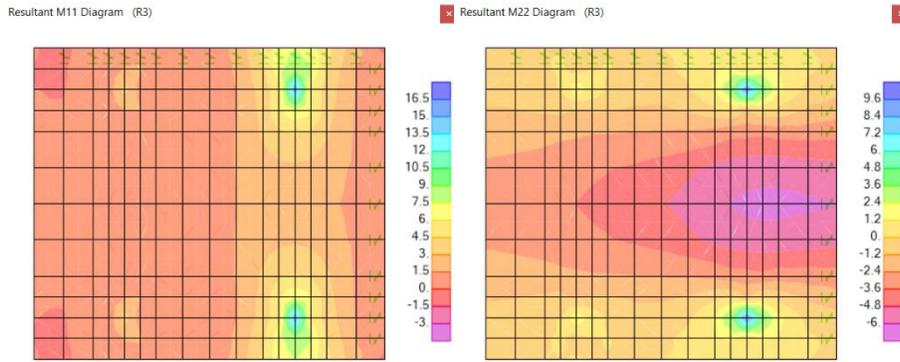


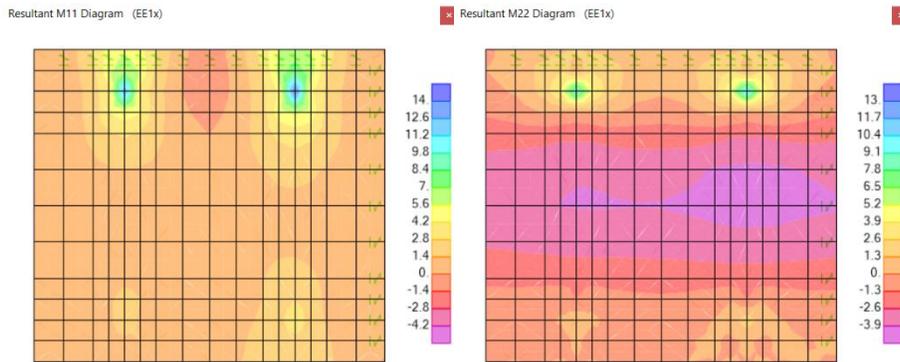
Figura 1.68 Modelo de zapata torre margen derecho



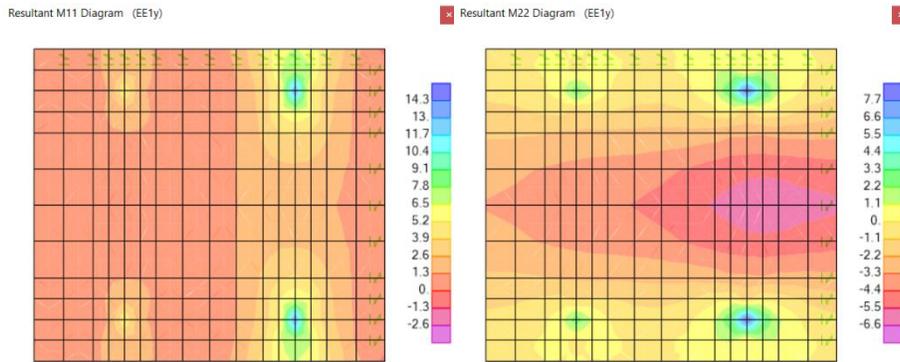
Momentos longitudinales y transversales en Resistencia 1 (Tonf-m)



Momentos longitudinales y transversales en Resistencia 3 (Tonf-m)



Momentos longitudinales y transversales en Evento Extremo 1 X (Tonf-m)



Momentos longitudinales y transversales en Evento Extremo 1 Y (Tonf-m)

En las figuras anteriores se observa que existen nudos en los que hay un momento concentrado. Esto se debe a que la carga ha sido ingresada al nudo y no al área correspondiente de la plancha base. Por lo tanto, estos valores puntuales se ignoran y se toma el momento de la zona cercana para el diseño.

Cálculo de acero mínimo:

Espesor menor: $h := 0.6\text{m}$
 Esfuerzo de fluencia: $f_y := 4200\text{kgf/cm}^2$

Acero mínimo en cada cara y cada dirección (A5.10.8): $A_{s_min} = 4.73 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Sea varilla de: $d_b := \frac{1}{2}\text{in}$

Área de varilla: $A_v := A(d_b) \quad A_v = 1.27 \cdot \text{cm}^2$

Espaciamiento: $s := 20\text{cm}$

Área de acero: $A_s := \frac{A_v}{s} \quad A_s = 6.33 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Usar } 1/2''@.20\text{m}$

$A_s \geq A_{s_min} \quad \text{OK!}$

Cálculo de resistencia:

Resistencia del concreto: $f_c := 210\text{kgf/cm}^2$

Límite de fluencia acero: $f_y := 4200\text{kgf/cm}^2$

Factor de resistencia flexión: $\phi_f := 0.9$

Ancho: $b := 1\text{m}$

Peralte: $h := 0.6\text{m}$

Recubrimiento al C.G: $r := 10\text{cm}$

Área de acero colocado: $A_s := 9.9\text{cm}^2 \quad (5/8''@0.20)$

Del análisis estructural, se encuentran los momentos actuantes en la sección de estudio.

Momento máximo factorado:

$M_{act} := 10\text{Tonf}\cdot\text{m}$

Cálculo de momento crítico:

$f_r := 0.24 \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{ksi}} \quad f_r = 29.16 \cdot \text{kgf/cm}^2$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I = 0.02\text{m}^4$

$S := \frac{I}{h \div 2} \quad S = 0.06 \cdot \text{m}^3$

$M_{cr} := S \cdot f_r \quad M_{cr} = 17.5 \cdot \text{Tonf}\cdot\text{m}$

Cálculo de resistencia a flexión:

$$d := h - r \quad d = 0.5 \text{ m}$$

$$a := \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad a = 2.33 \text{ cm}$$

$$M_n := A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad M_n = 20.31 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

Momento de diseño:

$$M_u := \min(1.33 \cdot M_{act}, 1.2M_{cr}) \quad M_u = 13.3 \text{ Tonf} \cdot \text{m}$$

Verificación de resistencia:

$$\phi_r \cdot M_n = 18.28 \text{ Tonf} \cdot \text{m} \quad M_u \leq \phi_r \cdot M_n \quad \text{OK!}$$

$$M_u = 13.3 \text{ Tonf} \cdot \text{m} \quad DC = 0.73$$

Por lo tanto, utilizar parrilla de 5/8"@.20m en cara inferior y parrilla de 1/2"@.20m en cara superior.

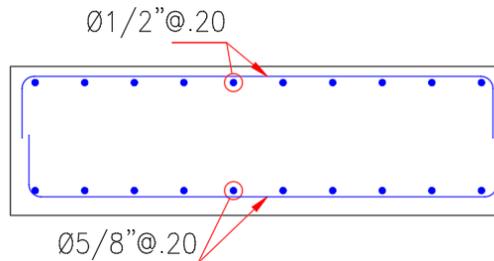


Figura 6.4 Esquema de refuerzo en sección de zapata

6.3 ANCLAJES DE TORRE PROVISIONAL

Las reacciones en los nudos de apoyo de la torre provisional se combinan a partir de los valores reportados en la tabla.

Tabla 1.13 Reacciones en apoyos de torres provisionales

Nudo	Comb.	Rx Tonf	Ry Tonf	Rz Tonf
464	R1	-1.90	0.02	35.52
464	R3	0.05	-1.21	18.54
464	EE1x_a	-1.52	-0.98	29.64
464	EE1x_b	-1.57	-0.98	23.04
464	EE1y_a	-0.70	-3.31	12.61
464	EE1y_b	-0.76	-3.31	6.01
465	R1	-2.25	-0.02	11.88
465	R3	-0.24	-1.22	17.27
465	EE1x_a	-1.82	-1.02	8.56
465	EE1x_b	-1.78	-1.02	1.88
465	EE1y_a	-0.90	-3.33	2.33

Nudo	Comb.	Rx Tonf	Ry Tonf	Rz Tonf
465	EE1y_b	-0.86	-3.33	-4.35
479	R1	-1.90	-0.02	35.51
479	R3	0.11	-1.07	28.81
479	EE1x_a	-1.46	-0.89	38.53
479	EE1x_b	-1.52	-0.89	31.93
479	EE1y_a	-0.52	-2.92	42.27
479	EE1y_b	-0.57	-2.92	35.67
480	R1	-2.25	0.02	11.89
480	R3	-0.30	-1.07	27.61
480	EE1x_a	-1.87	-0.86	17.53
480	EE1x_b	-1.83	-0.86	10.85
480	EE1y_a	-1.07	-2.92	32.22
480	EE1y_b	-1.03	-2.92	25.54
1163	R1	-1.39	0.01	21.77
1163	R3	0.08	-0.88	14.87
1163	EE1x_a	-1.66	-0.73	22.07
1163	EE1x_b	-1.71	-0.73	17.26
1163	EE1y_a	-0.61	-2.47	12.79
1163	EE1y_b	-0.65	-2.47	7.98
1165	R1	-1.67	0.00	12.79
1165	R3	-0.18	-0.88	14.49
1165	EE1x_a	-1.94	-0.76	8.99
1165	EE1x_b	-1.91	-0.76	4.13
1165	EE1y_a	-0.85	-2.49	7.46
1165	EE1y_b	-0.82	-2.49	2.60
1180	R1	-1.39	0.00	21.77
1180	R3	0.10	-0.80	19.24
1180	EE1x_a	-1.65	-0.68	25.91
1180	EE1x_b	-1.69	-0.68	21.10
1180	EE1y_a	-0.54	-2.24	25.60
1180	EE1y_b	-0.59	-2.24	20.79
1182	R1	-1.67	0.00	12.79
1182	R3	-0.20	-0.80	18.88
1182	EE1x_a	-1.95	-0.66	12.85
1182	EE1x_b	-1.92	-0.66	7.99
1182	EE1y_a	-0.90	-2.24	20.32
1182	EE1y_b	-0.87	-2.24	15.45

A. FACTORES DE REDUCCIÓN

En el acero:

$$\text{Cargas de tracción: } \phi_{st} := 0.65$$

$$\text{Cargas de cortante: } \phi_{sv} := 0.60$$

En el concreto:

$$\text{Cargas de cortante: } \phi_{cv} := 0.70$$

$$\text{Cargas de tracción: } \phi_{ct} := 0.55$$

B. ANCLAJES DE TORRE

B.1 CARGAS DE TRACCIÓN

FALLA DE ACERO EN TRACCIÓN (17.4.1)

$$\text{Área transversal efectiva: } A_{se_N} := 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo de rotura anclaje: } f_{uta} := 105 \text{ ksi} \quad (\text{Conservadoramente})$$

$$N_{sa} := A_{se_N} \cdot f_{uta} = 14.6 \cdot \text{Tonf}$$

La tracción máxima en uno de los anclajes se presenta para la es:

$$N_{ua_max} := \frac{4.35 \text{ Tonf}}{4} = 1.087 \text{ Tonf}$$

$$\boxed{\phi_{st} \cdot N_{sa} > N_{ua_max}} \quad \text{OK!}$$

FALLA POR ARRANCAMIENTO DE CONCRETO EN TRACCIÓN (17.4.2)

$$h_{ef} := 500 \text{ mm} \quad \text{Profundidad embebida efectiva del anclaje}$$

$$s_1 := 350 \text{ mm} \quad \text{Separación entre anclajes}$$

$$A_{Nc} := (1.5 \cdot h_{ef} + s_1 + 0.3 \text{ m}) \cdot (1.5 \cdot h_{ef} + s_1 + 0.3 \text{ m}) = 1.96 \text{ m}^2$$

$$A_{Nco} := 9 \cdot h_{ef}^2 = 2.25 \text{ m}^2$$

$$f_c := 21 \text{ MPa} \quad \text{Resistencia del concreto}$$

$$k_c := 7$$

$$N_b := k_c \cdot \sqrt{\frac{f_c}{\text{MPa}}} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{\text{mm}} \right)^{1.5} \cdot 1 \text{ N} = 36.571 \cdot \text{Tonf} \quad \text{Resistencia básica al arrancamiento del concreto}$$

Factor de modificación para grupos de anclajes sometido a carga excéntrica:

$e_N := 0\text{mm}$ Excentricidad de la fuerza de tracción resultante

$$\psi_{ec_N} := \frac{1}{\left(1 + \frac{2 \cdot e_N}{3 \cdot h_{ef}}\right)} = 1$$

Factor de modificación de efectos de borde:

$$\psi_{ed_N} := 0.7 + 0.3 \cdot \frac{0.3\text{m}}{1.5h_{ef}} \quad \psi_{ed_N} = 0.82$$

Factor de modificación por efectos de la fisuración del concreto:

$\psi_{c_N} := 1.4$ El concreto no se encuentra fisurado en la ubicación del anclaje

Factor de modificación para anclajes postinstalados:

$$\psi_{cp_N} := 1.0$$

Resistencia de un grupo de anclajes

$$N_{cbg} := \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \cdot \psi_{ec_N} \cdot \psi_{ed_N} \cdot \psi_{c_N} \cdot \psi_{cp_N} \cdot N_b = 36.573 \cdot \text{Tonf}$$

Del análisis estructural, la tracción máxima en el grupo de anclajes es:

$$N_{ua_g} := 4.35 \text{Tonf}$$

$$\boxed{\phi_{ct} \cdot N_{cbg} > N_{ua_g}}$$

OK!

B.2 CARGAS DE CORTANTE

FALLA DE ACERO EN CORTANTE (17.5.1)

$A_{se_V} := 1.98\text{cm}^2$ Área efectiva en cortante

$V_{sa} := 0.6 \cdot A_{se_V} \cdot f_{uta} = 8.77 \cdot \text{Tonf}$ Resistencia nominal de un anclaje en cortante

Del análisis, se obtiene que el máximo cortante en un anclaje es:

$$V_{ua_max} := \frac{3.33 \text{Tonf}}{4} = 0.8 \cdot \text{Tonf}$$

$$\boxed{\phi_{sv} \cdot V_{sa} > V_{ua_max}}$$

OK!

DESPRENDIMIENTO DEL CONCRETO POR CABECEO (17.5.3)

$$N_{cpg} := N_{cbg} = 3.657 \times 10^4 \cdot \text{kgf}$$

$$k_{cp} := 2.0$$

$V_{cpg} := k_{cp} \cdot N_{cpg} = 73.145 \cdot \text{Tonf}$ Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo

B.3 INTERACCIÓN DE TRACCIÓN Y CORTANTE

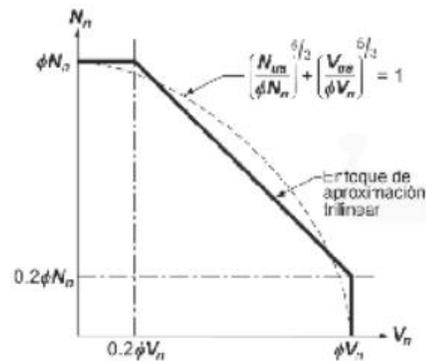


Fig. R17.6 Ecuación de interacción para cortante y tracción axial

De las verificaciones por tracción se tiene:

$$\frac{N_{ua_max}}{\phi_{st} \cdot N_{sa}} = 0.114 \quad \frac{N_{ua_E}}{(\phi_{ct} \cdot N_{cbg})} = 0.216$$

El más desfavorable es: $rN := \frac{N_{ua_E}}{(\phi_{ct} \cdot N_{cbg})} = 0.216$

De las verificaciones por cortante se tiene:

$$\frac{V_{ua_max}}{\phi_{sv} \cdot V_{sa}} = 0.158 \quad \frac{V_{ua_E}}{\phi_{cv} \cdot V_{cpg}} = 0.065$$

El más desfavorable es: $rV := \frac{V_{ua_max}}{\phi_{sv} \cdot V_{sa}} = 0.158$

Como $r < 0.2$, entonces se permite usar la resistencia total en tracción:

$$\boxed{\phi N_n > N_{ua}} \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto, **utilizar 4 pernos D=5/8" ASTM A193 Gr B7 por plancha base**. El perno deberá estar embebido 0.50 m en el concreto, y contará con tuerca y contratuerca para la plancha base.

7 DEFLEXIONES Y CONTRAFLECHAS

7.1 DEFLEXIONES DURANTE LANZAMIENTO

Las deflexiones para las etapas de máximo volado se muestran en la sección 4.6 y se resumen a continuación:

Tabla 1.14 Deflexión en etapas de máximo volado

Etapa	Volado m	Deflexión mm
1	10.0	6.3
2	9.5	11.9
4	20.0	21.7
5	20.0	25.6

Se observa que la deflexión en la punta para el volado de 10 m alcanza el orden de 12mm, mientras que para el volado de 20 m está en el orden de 25 mm.

La tabla anterior se interpreta de la siguiente manera: Con la estructura en volado de 10 m y justo antes de apoyar en el primer apoyo provisional, se requiere levantar la punta del puente 6.3 mm para colocar el rodillo y que la estructura se apoye. Similarmente, al llegar a la segunda torre, se requiere gatear la punta 12 mm y colocar el rodillo para que la estructura apoye. En el primer volado de 20 m, se requiere un gateo de 21.7 mm para la colocación del rodillo y finalmente al llegar al apoyo derecho, se requiere un gateo de 25.6 mm y luego calzar la estructura.

Estas deflexiones son recuperables mediante el gateo de la punta y el calzado de la estructura, por lo tanto no se requiere de contraflechas adicionales.

7.2 DEFLEXIONES POR CARGAS PERMANENTES

A partir del modelamiento realizado, se calculan las deflexiones correspondientes a cargas permanentes:



Figura 1.69 Deflexión por peso propio de estructura metálica (mm)

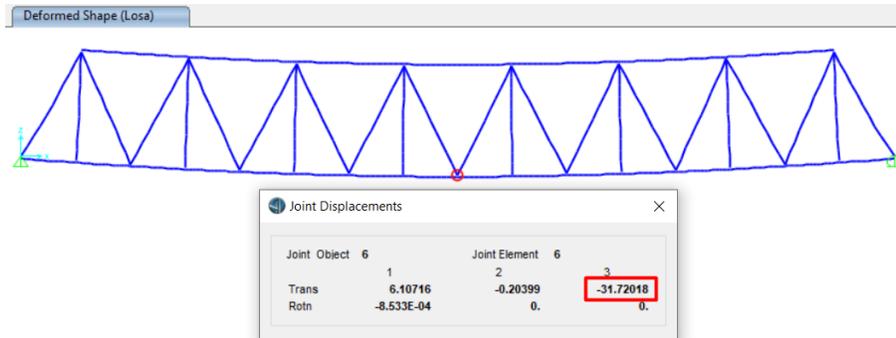


Figura 1.70 Deflexión por peso losa (concreto fresco)

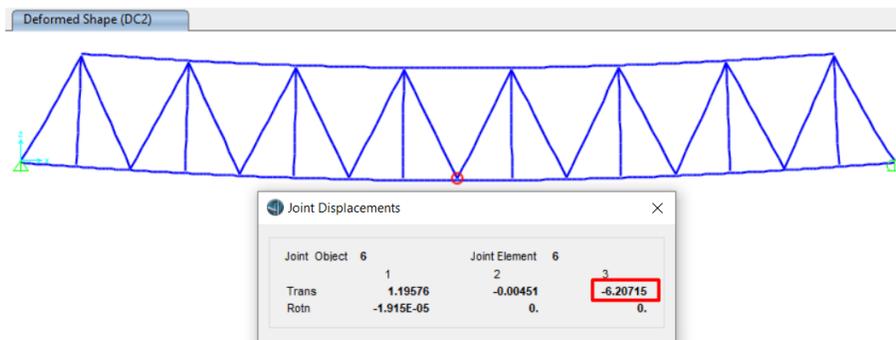


Figura 1.71 Deflexión por peso de barreras y barandas (mm)

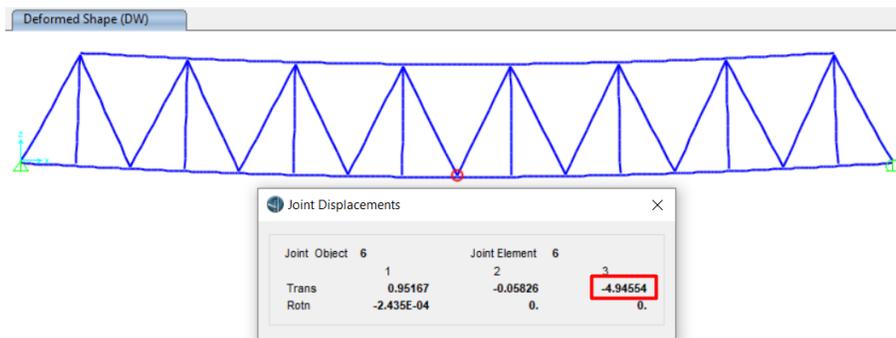


Figura 1.72 Deflexión por peso de asfalto (mm)

Las deflexiones mostradas en las figuras anteriores se resumen en la tabla siguiente:

Tabla 1.15 Deflexiones por cargas permanentes

Carga	Tipo	Deflexión mm
Peso propio	DC	21.7
Losa de concreto	DC	31.7
Barreras y barandas	DC	6.2
Asfalto	DW	4.9
	Total	64.5

Por lo tanto, se ha calculado que la contraflecha mínima en el centro de luz debe ser 65 mm.

7.3 CONTRAFLECHAS

A partir del modelamiento realizado en este estudio, se ha encontrado que la contraflecha mínima debe ser 65 mm.

Por otro lado, según los planos del proyecto, el proyectista especifica una contraflecha de 81 mm en el centro de luz (Plano 2: “NOTAS GENERALES”).

Por lo tanto, **para el montaje se deberá respetar la contraflecha de 81 mm en el centro de luz.**

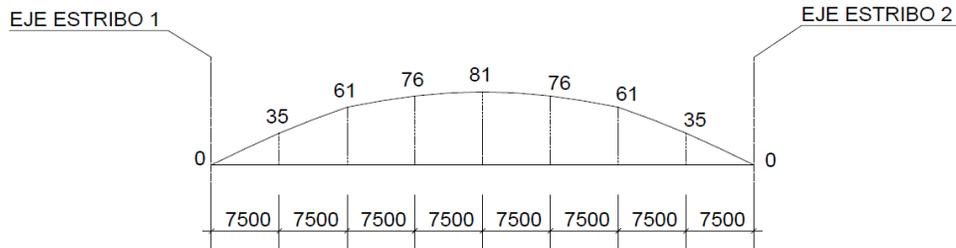


Figura 1.73 Diagrama de contraflechas estructura metálica (mm)

7.4 CONTROL DE CONTRAFLECHAS

Dado que el procedimiento planteado consiste en montajes y lanzamientos parciales, se estudia el efecto de la deformación generada por la porción en volado sobre la estructura apoyada.

Se identifica en la estructura dos tramos con tratamiento distinto para el control de contraflechas, como se indica en la siguiente figura:

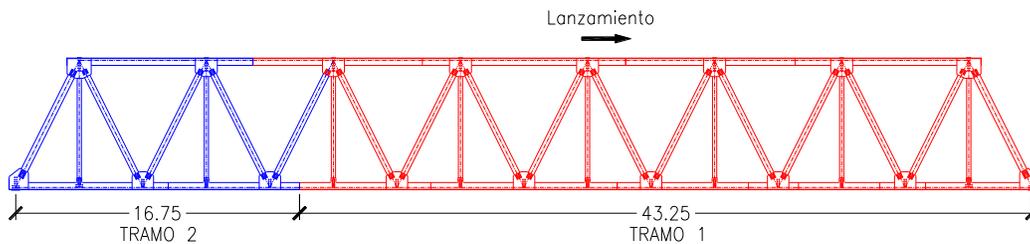


Figura 1.74 Esquema de tramos para control de contraflechas

En el tramo 1 de la figura 1.43, la estructura deberá ser montada con la contraflecha indicada en la sección 7.3 medida a partir de un plano de referencia completamente horizontal. Esto se sustenta en el hecho de que esta porción de estructura logra estar completamente apoyada durante su montaje (ver sección 2.2, esquemas del “a” al “d”).

Sin embargo, el tramo 2 de la figura 1.43 se monta cuando el tramo 1 contempla un volado de 15 m (ver sección 2.2, esquemas del “e” y “f”). Este volado produce una ligera rotación en la estructura apoyada, por lo que el tramo 2 deberá ser montado con respecto a un plano ligeramente inclinado. A continuación, se esquematiza y define el plano de referencia para el control de las contraflechas del tramo 2.

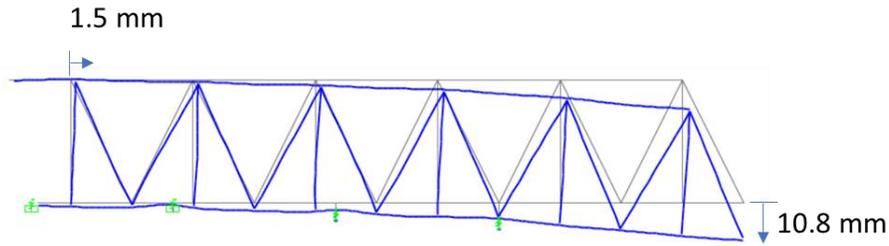
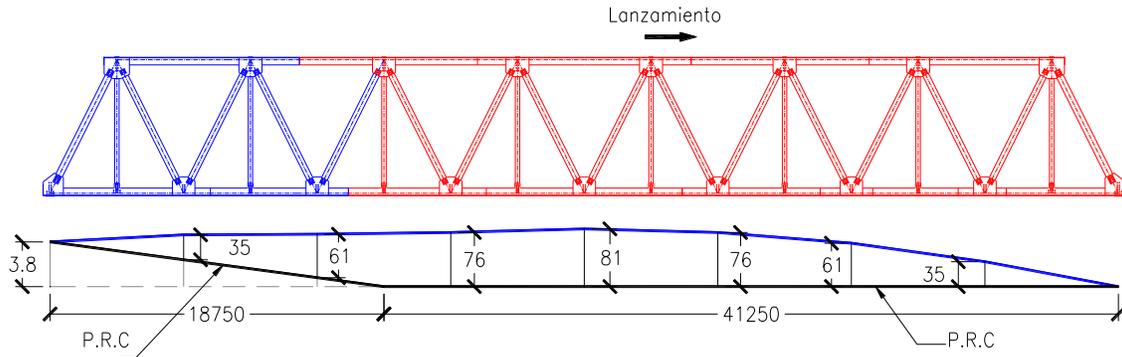


Figura 1.75 Vista de rotación por efecto del volado de 15 m

De la Figura se define la rotación en la zona posterior de la estructura como 1.5 mm en 7.5 m (altura entre ejes de cordones), lo que equivale a un ángulo de rotación de 0.01146° . Por lo tanto, el plano de referencia para el control de las contraflechas del tramo 2 deberá estar inclinado en la misma medida. En el extremo del puente, esta inclinación equivale a:

$$\Delta = 18750 \times \tan(0.01146^\circ) = 3.8 \text{ mm}$$

Es decir, las contraflechas del tramo 2 deben ser medidas desde un plano inclinado 3.8 mm en un extremo del puente y 0 mm a 18.75 m. Esto se representa mejor en la siguiente figura:



*P.R.C: Plano de Referencia para Contraflechas

Figura 1.76 Esquema de plano de referencia para control de contraflechas

5. CONCLUSIONES

1. Se ha verificado el procedimiento de montaje y lanzamiento planteado para la construcción de la superestructura del puente Quiroz. El procedimiento consiste en montajes de módulo a módulo con lanzamientos parciales.
2. El procedimiento planteado está en función de la separación entre torres provisionales y de la ubicación de los empalmes de los cordones, así como de la longitud de plataforma disponible. Estos se han definido en la sección 2.2, y cualquier variación en alguno de estos valores implicaría un cambio total del procedimiento planteado.
3. Se han estudiado 5 etapas críticas durante el proceso de montaje (ver sección 3.4), que capturan los estados de máximo volado de la estructura y máximas solicitaciones. En cada etapa estudiada, se han considerado cargas de gravedad, viento y sismo (transversal y longitudinal), según lo indicado en la sección 4.
4. La estructura es estable durante todas las etapas de montaje. El factor de seguridad al volteo (FSV) en la situación más desfavorable es 1.56, mayor al FSV mínimo admisible 1.50. No requiere contrapeso.
5. La estructura presenta adecuada resistencia durante todo el proceso de montaje. Se ha verificado la resistencia de los elementos del puente en las diferentes etapas de análisis. La máxima solicitación se da en el volado máximo de 20 m, donde el cordón inferior alcanza un ratio de interacción de 0.87 y la montante llega a 0.7, ambos menores que el permisible 1.0. En esta misma etapa, el resto de elementos presenta ratios menores de hasta 0.2.
6. Las torres provisionales, compuestas por paneles modulares tipo ACROW, cumplen con todas las verificaciones de resistencia durante las etapas de montaje y lanzamiento. El ratio máximo que se presenta en la sección del panel es 0.72, menor a la unidad.
7. Se ha diseñado la cimentación de las torres provisionales. Para las torres del margen izquierdo, se proyectan cimentaciones de 3.6x3.2x0.6m en ancho¹, largo y peralte, respectivamente. Para la torre del margen derecho, las dimensiones son 3.6x4.0x0.6m en ancho, largo y peralte.
8. La cimentación de las torres cumple los criterios de estabilidad y resistencia del AASHTO LRFD. La presión máxima transmitida al terreno es 0.82 kg/cm², menor a la presión admisible considerada 1.0 kg/cm² conservadoramente. El refuerzo proyectado para la cimentación es en dos capas y dos ambas direcciones: 5/8" @0.20m en la cara inferior y 1/2" @0.20m en la superior.
9. Cada pata de la torre se deberá anclar con 4 pernos embebidos ASTM A193 gr B7 de diámetro 5/8". La longitud de anclaje embebida en la zapata debe ser 50 cm.
10. Durante el lanzamiento, se ha calculado deflexiones máximas de 12 mm y 26 mm para los volados de 10 y 20 m, respectivamente. Estas deflexiones son elásticas y recuperables

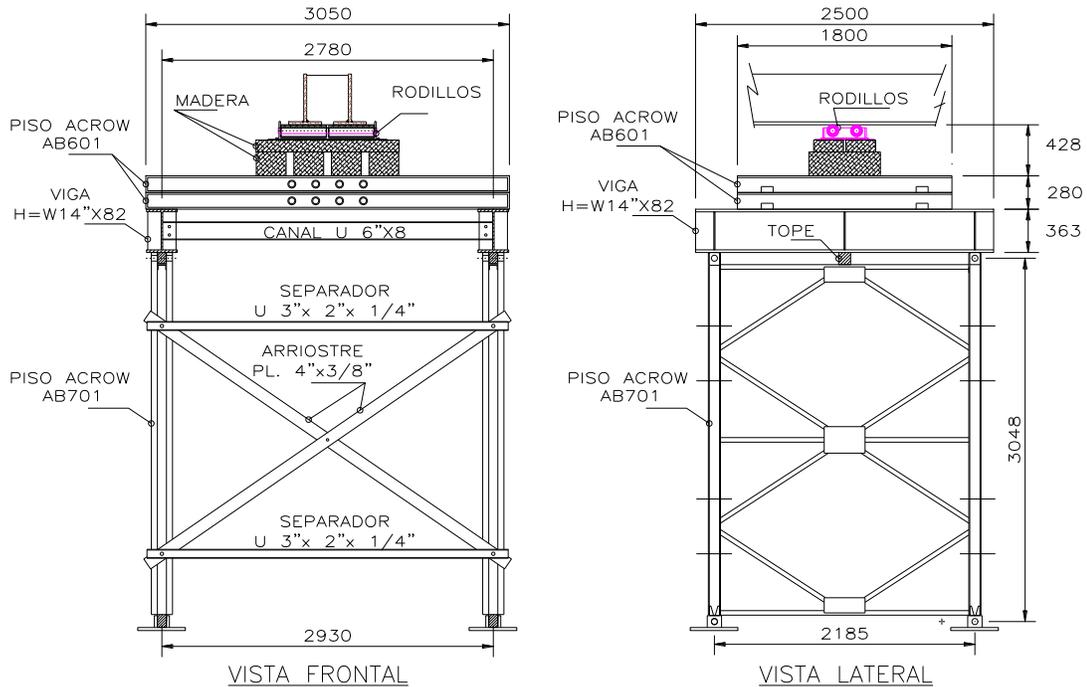
¹ Se elige aquí designar ancho a la dimensión en la dirección transversal al eje del puente.

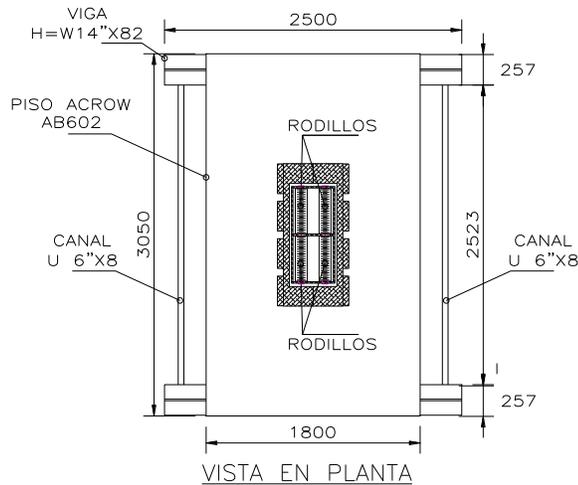
mediante el gateo de la punta de la estructura. Por lo tanto, no requieren de contraflechas adicionales.

11. Se han calculado las deformaciones por efectos de cargas permanentes, resultando en una deformación total de 65 mm en el centro de luz. Por lo tanto, se debe respetar la contraflecha de 81 mm en el centro de luz indicada en los planos de proyecto (sección 7).

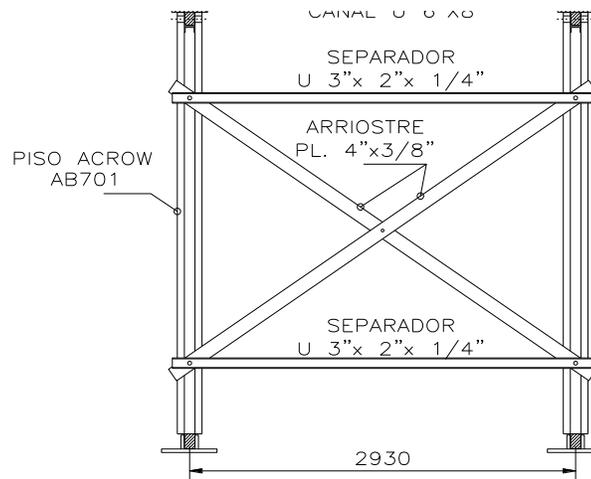
6. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda montar la estructura con las contra flechas recomendadas en la sección 7.3.
2. Para la cumbre de la torre provisional, se ha considerado 2 paneles de piso Acrow AB601 (uno encima de otro). Los paneles de piso tipo Acrow AB601 deben tener su mayor resistencia en el área de contacto y los elementos de madera deben tener un área suficiente para distribuir la carga lo más uniformemente hacia las vigas W14"x82. Se muestra figura referencial

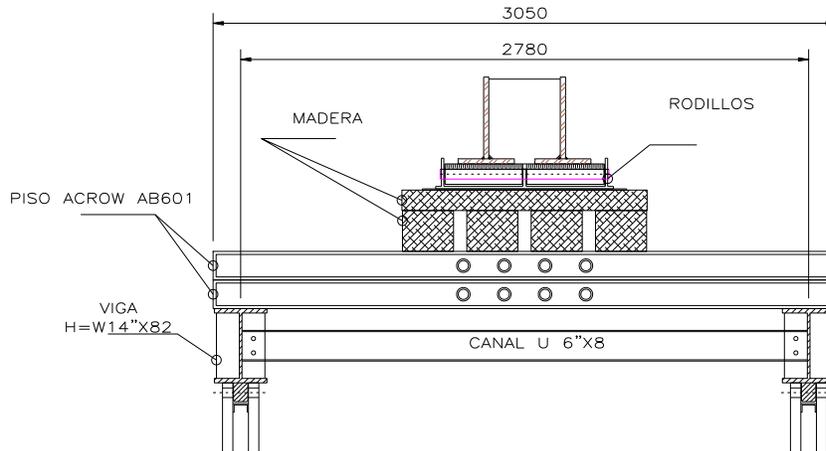




3. La cumbrera deberá tener topes laterales, para evitar el descarrilamiento transversal de la estructura durante el lanzamiento.
4. Se recomienda cambiar las platinas 3"x1/4" de la torre provisional por platinas 4"x3/8", por motivos de resistencia.

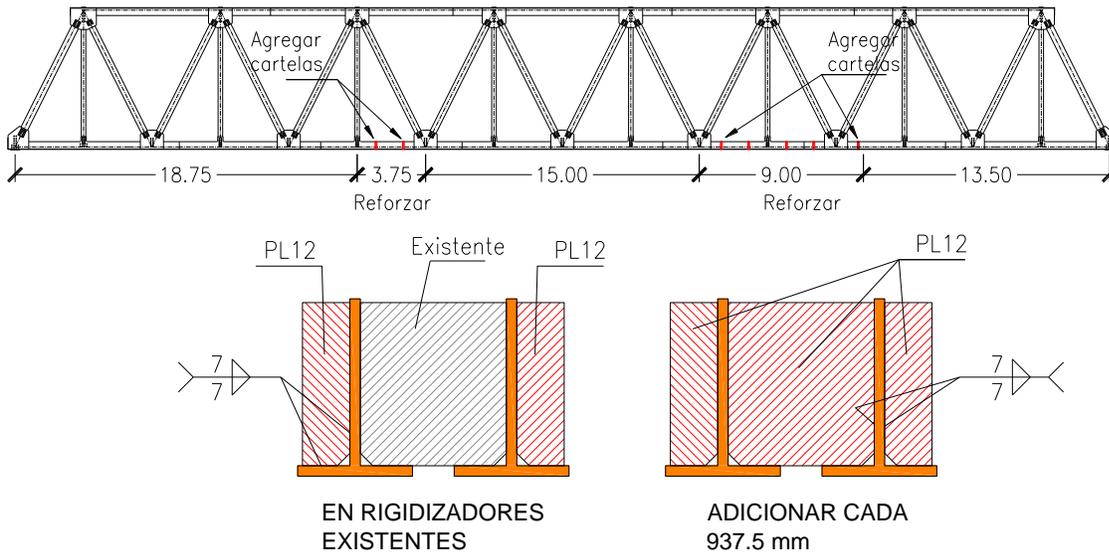


5. Se recomienda utilizar 1 rodillo lo suficientemente ancho que abarque todo el cordón inferior, o en su defecto dos rodillo más pequeños alineados con el alma del cordón inferior.



Alinear rodillos con alma de cordón inferior

6. Se recomienda agregar rigidizadores al cordón inferior según se muestra en la siguiente figura para las zonas de máximo volado (ver sección 5.1.3):



7. Se recomienda realizar el control de contraflechas durante el montaje según se explica en la sección 7.4 de esta memoria.

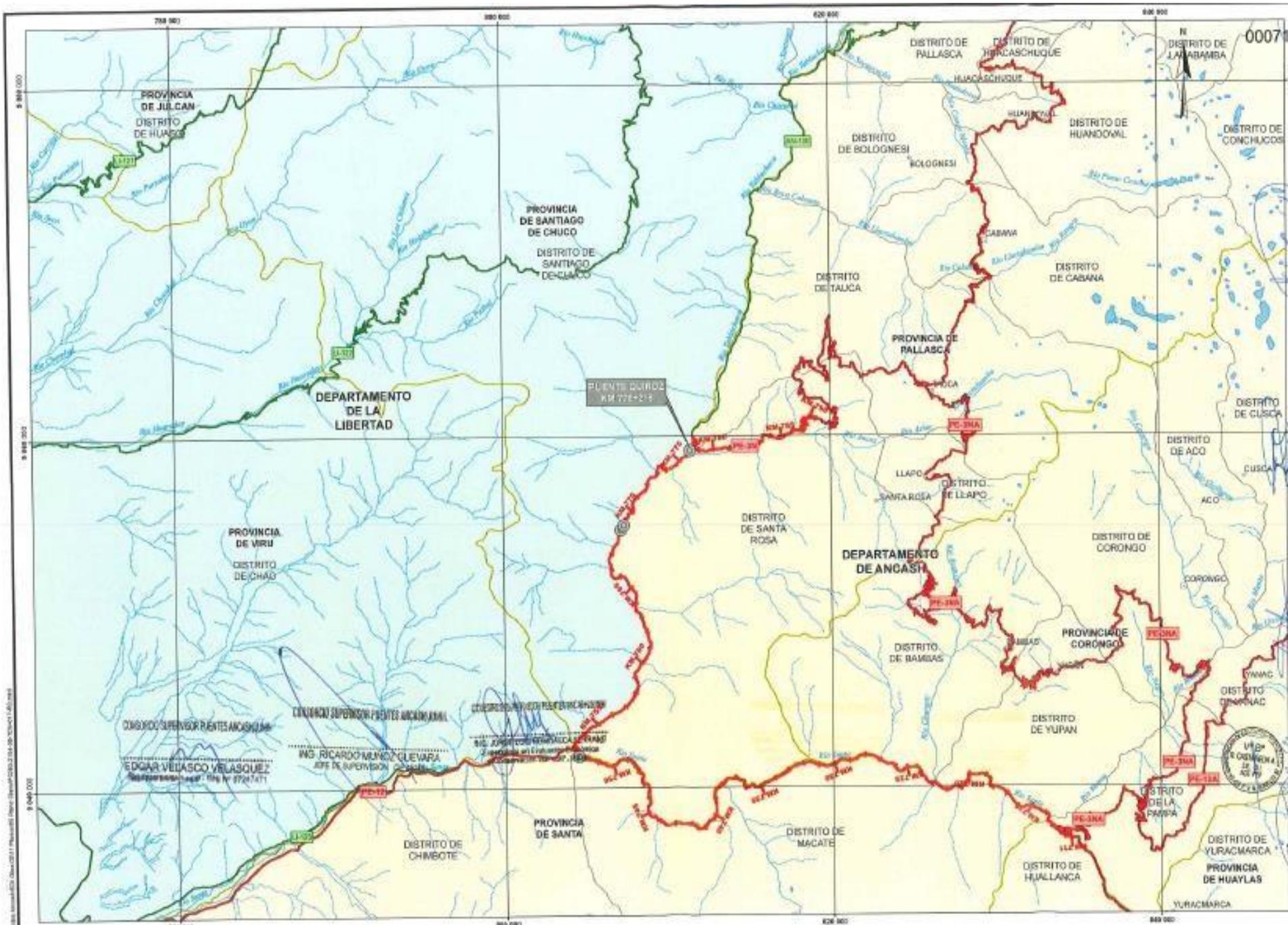
7. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

- Bailey, Donald Coleman. Manual Bailey Y Uniflote 1970, Thos Storey (Engineers). Inglaterra.

- Mabey & Johnson Ltd. Manual para puentes compact 200. Inglaterra.
- MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES (2010) Lima-Perú.
- AASHTO (2012). AASHTO LRFD *bridge desing specifications, sixtedition*. Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- BELMONTE GONZALES, H. (2001). CAPITULO TERCERO: “solicitaciones a considerer en los puentes”. LIMA: UNIVERSIDADNACIONAL DE INGENIERIA (UNI).
- MINISTERIO DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES (2003). “manual de diseño de puentes”.
- BRESLER, B; LIN, T; SCALZI, J. (1997). “Diseño de Estructuras de Acero”. Edicion 2da. Mexico: centro regional de ayuda técnica.
- BROCKENBROUGH; MERRIT. (1997). “Diseño de Estructuras deAcero”. Tomo 2. Edicion 2da. Bogota: McGraw-Hill.
- BROCKENBROUGH; MERRIT. (1997). “Diseño de Estructuras deAcero”. Tomo 3. Edicion 2da. Bogota: McGraw-Hill.
- McCORMAC, J. (1996). “Diseño de Estructuras de Acero (MetodoLRFD)”. Edicion 2da. Mexico: Alfaomega.

ANEXOS

PLANO DE UBICACIÓN



CASERIO DE QUIROZ

Vista del área del puente a instalar



Vista del acceso provisional



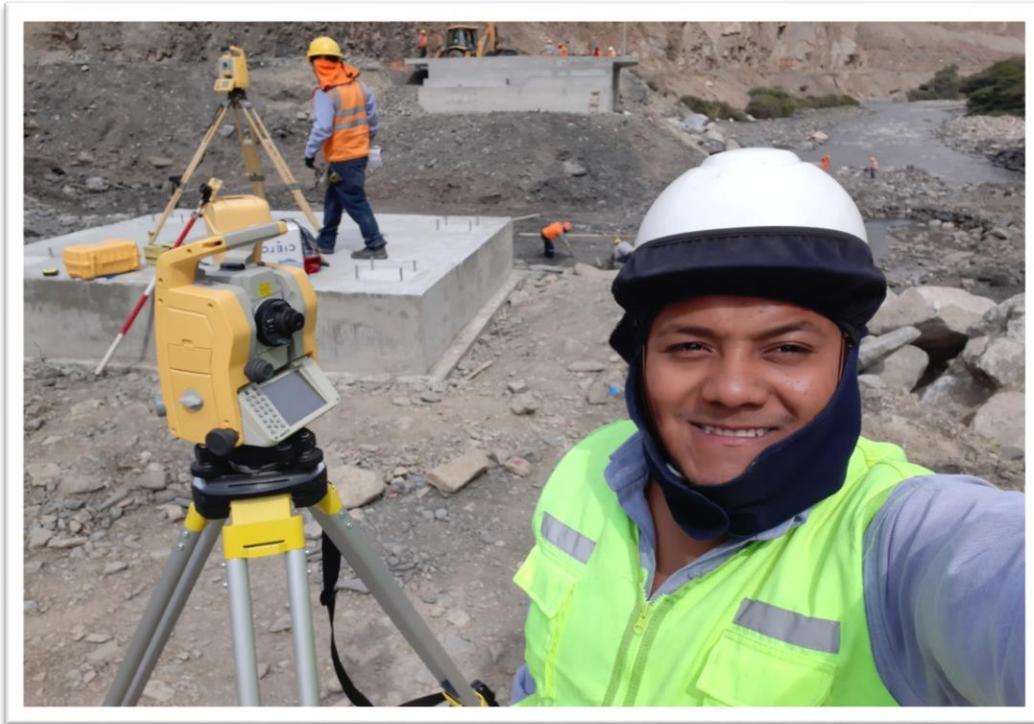
Vista General de estribos donde se instalará el puente reticulado



Trabajos Topográficos



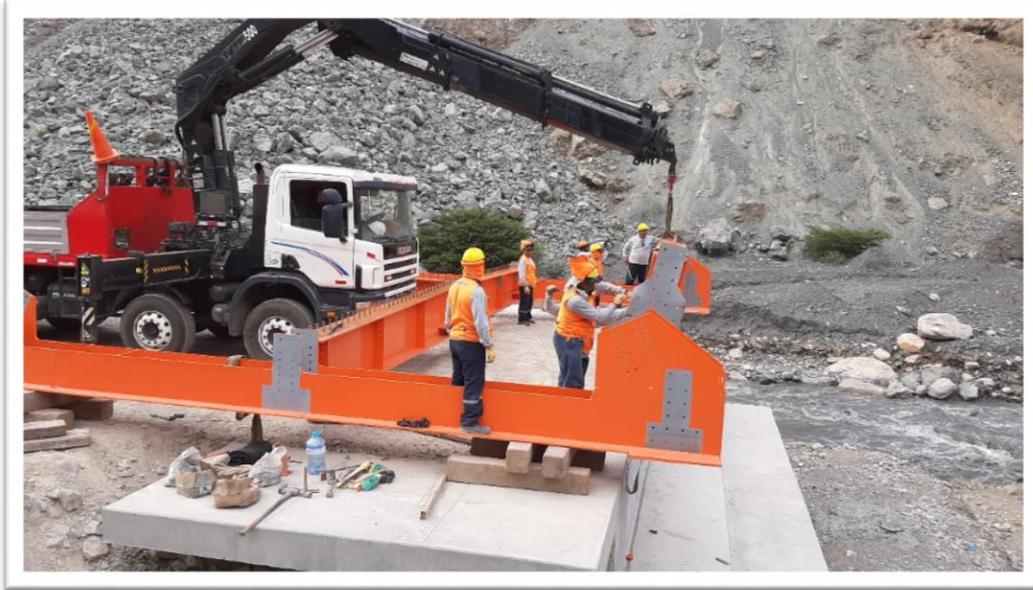
Replanteo topográfico, trazo de ejes para las zapatas en los apoyos.



Almacenamiento de las estructuras metálicas del puente



Inicio de Montaje del puente reticulado



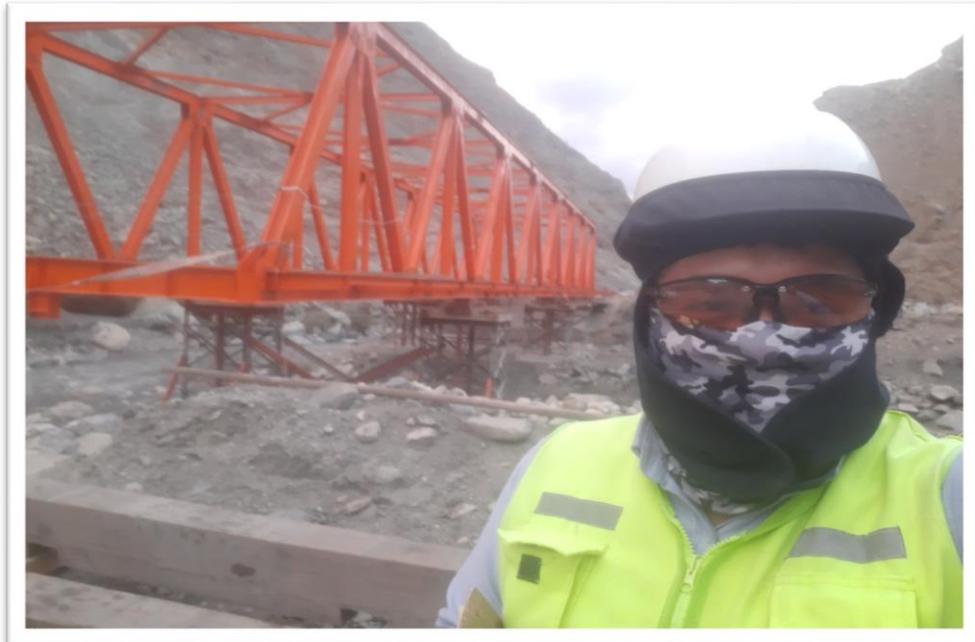
Evidencia fotográfica del tesista



Inicio de Montaje del puente reticulado



Evidencia fotográfica del tesista



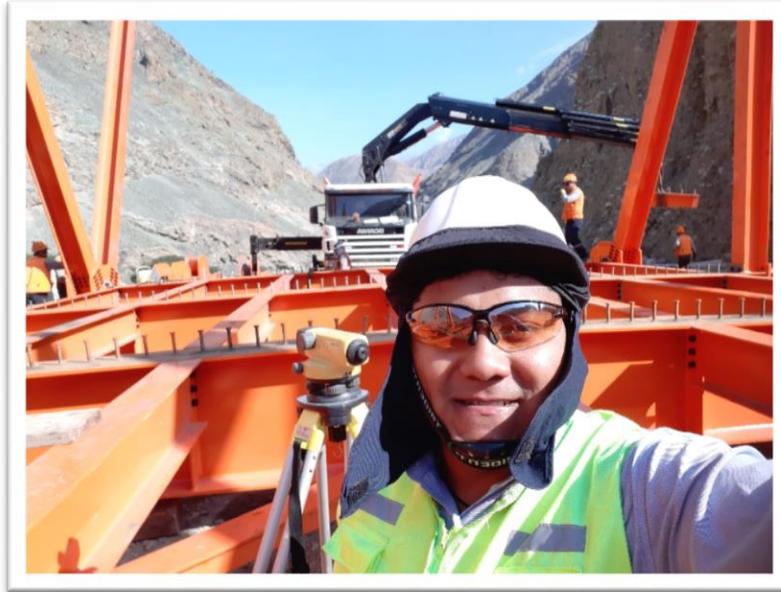
Inicio de Montaje del puente reticulado



Apoyos Intermedios



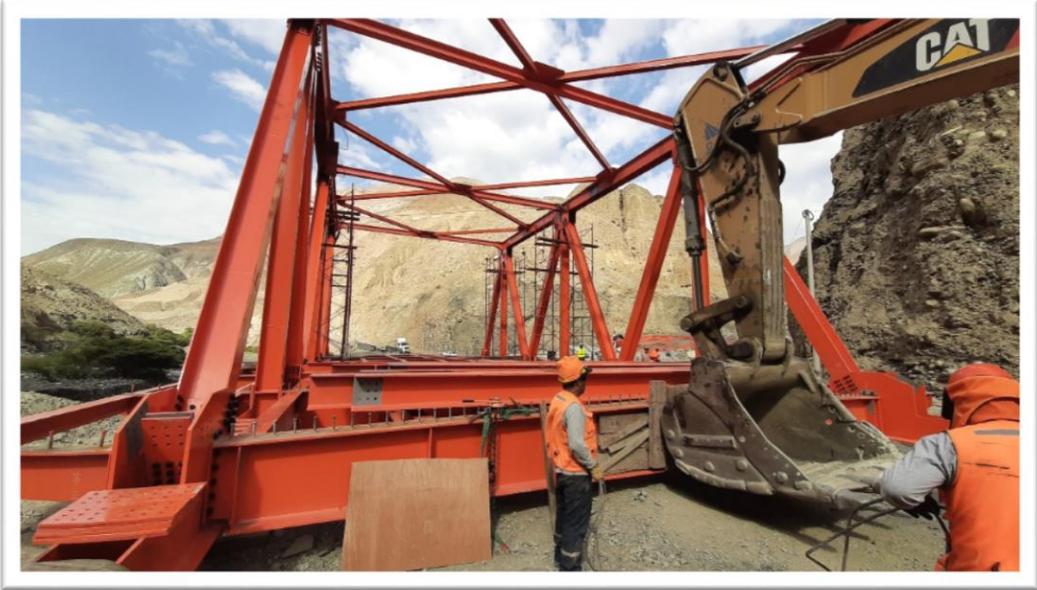
Nivelacion del puente



Continuación del montaje del puente



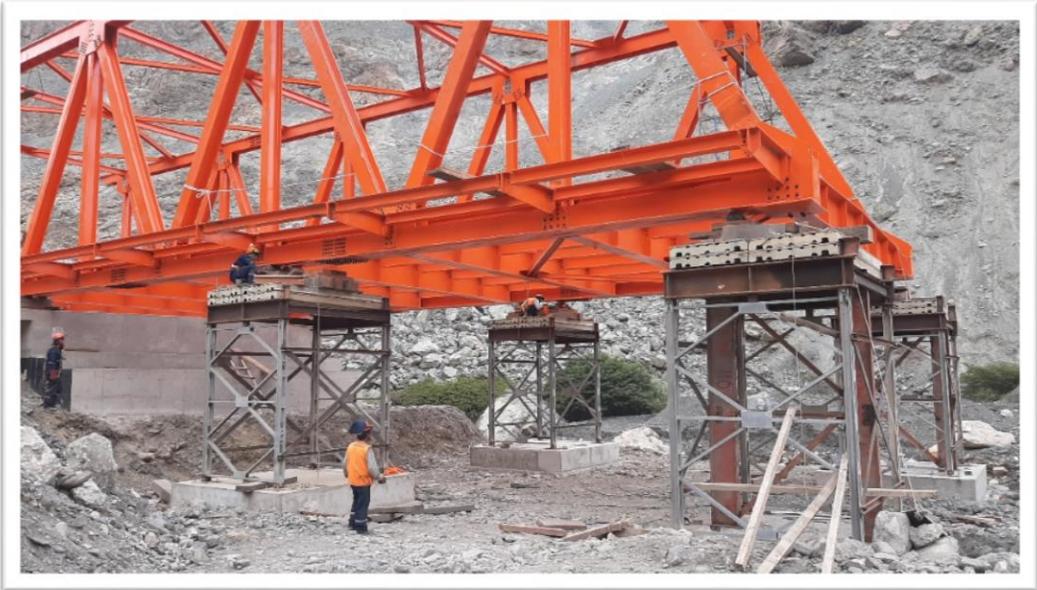
Lanzamiento parcial del puente



Lanzamiento parcial del puente



Lanzamiento parcial del puente



Apoyos Intermedios



Continuación de Montaje del puente reticulado



Lanzamiento parcial del puente



Llegando al otro estribo el puente



Lanzamiento al 100%



Equipo de trabajo con personal técnico y mano de obra



Equipo técnico

