



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**PROTOCOLO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS SUCESIVOS  
EN PUENTES CON SUPERESTRUCTURA A BASE DE  
VIGAS DE ACERO  
“EL CASO PUENTE CAÑADA DE LOS HELECHOS”**

**T E S I N A**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

**PRESENTA  
RICARDO LLANO LEDESMA**

Asesor: Ing. Víctor Jesús Perusquía Montoya

Abril, 2014



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**PROTOCOLO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS SUCESIVOS  
EN PUENTES CON SUPERESTRUCTURA A BASE DE  
VIGAS DE ACERO  
“EL CASO PUENTE CAÑADA DE LOS HELECHOS”**

**T E S I N A**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
LICENCIADO EN INGENIERÍA CIVIL**

**PRESENTA  
RICARDO LLANO LEDESMA**

## **A MIS PADRES**

Ángel Llano Linares  
Graciela Ledesma Vega

## **A MIS HERMANOS**

Ángel Francisco  
Graciela  
Yolanda

## **A MI ESPOSA**

Karla Elizabeth Enderle Peña

## **A MIS HIJOS**

Ricardo Alejandro  
Constanza del Carmen  
Daniel Omar



# ÍNDICE

|  | <i>Página</i> |
|--|---------------|
| PRÓLOGO .....  | <b>1</b>      |
| INTRODUCCIÓN.....  | <b>3</b>      |
| <br>   |               |
| <b>CAPITULO I</b>  |               |
| <b>Tipos de puentes con superestructuras de acero.....</b>                 | <b>5</b>      |
| 1.1. Tipos de puentes por la estructuración de su superestructura .....    | 12            |
| 1.1.1. Puentes de vigas laminadas .....                                    | 12            |
| 1.1.2. Puentes de vigas de placa soldadas .....                            | 12            |
| 1.1.3. Puentes de armaduras .....  | 15            |
| 1.1.4. Puentes de arcos.....   | 15            |
| 1.1.5. Puentes atirantados.....  | 16            |
| 1.1.6. Puentes colgantes.....  | 16            |
| 1.2. Factores que influyen para la selección del sistema constructivo..... | 17            |
| 1.2.1. Longitudes de claros requeridas .....                               | 17            |
| 1.2.2. Decisiones de propietario .....                                     | 19            |
| 1.2.3. Requisitos forzoso .....  | 19            |
| 1.2.4. Restricciones existentes.....                                       | 19            |
| 1.2.5. Otras posibles restricciones .....                                  | 19            |
| <br>   |               |
| <b>CAPITULO II</b>   |               |
| <b>Características del puente Cañada de los Helechos .....</b>             | <b>21</b>     |
| 2.1. Generalidades del puente .....  | 21            |
| 2.1.1. Ubicación geográfica.....   | 21            |
| 2.1.2. Características geométricas .....                                   | 21            |
| 2.2. Elementos estructurales .....   | 25            |
| 2.2.1. Subestructura .....   | 25            |
| 2.2.1.1. Cimentación.....  | 25            |
| 2.2.1.1.1. Pilas .....   | 25            |
| 2.2.1.1.2. Zapatas.....  | 28            |
| 2.2.1.2. Columnas.....   | 31            |

|   | <i>Página</i> |
|---|---------------|
| 2.2.1.3. Travesaños . . . . .   | 36            |
| 2.2.1.4. Capiteles . . . . .  | 44            |
| 2.2.1.5. Estribos . . . . .   | 45            |
| 2.2.1.6. Apoyos permanentes. . . . .  | 47            |
| 2.2.2. Superestructura . . . . .  | 48            |
| 2.2.2.1. Vigas . . . . .  | 48            |
| 2.2.2.2. Losa de calzada. . . . .   | 52            |
| 2.3. Otros elementos. . . . .   | 56            |
| <br>  |               |
| <b>CAPITULO III</b>   |               |
| <b>Técnicas de construcción: El sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, beneficios y limitaciones . . . . .</b> | <b>58</b>     |
| 3.1. Técnicas de montaje . . . . .  | 58            |
| 3.1.1. Voladizos progresivos . . . . .  | 58            |
| 3.1.2. Lanzamiento transversal de vigas de acero. . . . .   | 59            |
| 3.1.3. Lanzamiento por incrementos sucesivos. . . . .   | 59            |
| 3.2. Beneficios del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos . . . . .  | 60            |
| 3.3. Limitaciones del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos. . . . .   | 61            |
| <br>  |               |
| <b>CAPITULO IV</b>  |               |
| <b>Componentes del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos. . . . .</b>  | <b>62</b>     |
| 4.1. Elementos de la superestructura. . . . .   | 62            |
| 4.2. Elementos constructivos auxiliares . . . . .   | 66            |
| 4.2.1. Patio de fabricación de dovelas. . . . .   | 66            |
| 4.2.2. Mesa de empujado y viga de tiro. . . . .   | 73            |
| 4.2.3. Apoyos sobre columnas y estribo . . . . .  | 80            |
| 4.2.4. Nariz de lanzamiento . . . . .   | 83            |
| 4.2.5. Torre de atirantamiento . . . . .  | 89            |
| 4.3. Elementos de refuerzo estructural. . . . .   | 97            |
| 4.3.1. Cartabones. . . . .  | 97            |
| 4.3.2. Elementos de rigidez superior . . . . .  | 101           |

|   |                |
|---|----------------|
| <b>CAPITULO V</b>   |                |
| <b>Procedimiento constructivo durante el lanzado de las vigas de acero de la superestructura. . . . .</b> | <b>106</b>     |
| 5.1. Partida sobre la mesa de lanzamiento. . . . .  | 106            |
| 5.2. Montaje y puesta en carga del atirantamiento. . . . .  | 113            |
| 5.3. Etapas generales del proceso. . . . .  | 121            |
| 5.3.1. Etapas de lanzado del cajón metálico . . . . .   | 121            |
| 5.3.2. Ensamble de dovelas en patio de fabricación . . . . .  | 125            |
| 5.4. Retiro de elementos provisionales. . . . .   | 130            |
| 5.5. Colocación de apoyos definitivos. . . . .  | 131            |
| 5.6. Descenso de superestructura a su posición final . . . . .  | 133            |
| <br><b>CAPITULO VI</b>  |                |
| <b>Protocolo del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos en puentes. . . . .</b>                 | <b>136</b>     |
| 6.1. Descripción . . . . .  | 136            |
| 6.2. Diagrama de flujo. . . . .   | 139            |
| <br><b>CONCLUSIONES . . . . .</b>   | <br><b>156</b> |
| <br><b>ANEXO A . . . . .</b>  | <br><b>158</b> |
| <br><b>ANEXO B . . . . .</b>  | <br><b>161</b> |
| <br><b>BIBLIOGRAFÍA . . . . .</b>   | <br><b>181</b> |

## **PROLOGO**

2014

El trabajo que se presenta aborda el proceso constructivo denominado sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, como método de montaje utilizado en estructuras de puentes carreteros con vigas de acero en cajón.

Se enfoca en la presentación del sistema como un conjunto de procesos a seguir para la aplicación de la técnica, describe la función de las partes principales que lo integran y el comportamiento de los elementos estructurales del puente en condiciones de montaje, integrando imágenes y gráficas para facilitar el entendimiento del lector.

Los capítulos I, II y III son introductorios a los sistemas estructurales de puentes de acero, al caso real de estudio (puente Cañada de los Helechos) y al montaje de vigas de acero en cajón soldadas mencionando los beneficios del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos.

Los capítulos IV, V y VI dan a conocer el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos describiendo los elementos que lo componen, el proceso constructivo y su protocolo en forma de diagrama de flujo.

*Ricardo Llano Ledesma*



## INTRODUCCIÓN

El crecimiento acelerado de la Ciudad de México, clasificada por las Naciones Unidas como la quinta ciudad más grande del mundo por su aglomeración urbana, ha producido efectos que demandan soluciones y la aplicación de la Ingeniería Civil en sectores de comunicaciones, para continuar con su funcionalidad.

Este es el caso de la zona poniente; donde en las últimas dos décadas entre los asentamientos existentes y accidentes geográficos; se integran edificaciones corporativas, comerciales y residenciales que han densificado la mancha urbana.

Como parte de la solución a la problemática vial y con el fin de reducir tiempos de recorridos a esta zona, se desarrolló el proyecto denominado “Continuación de vialidad Carlos Lazo – Centenario”, que une el cruce de las avenidas Tamaulipas y Carlos Lazo con la avenida Centenario en su otro extremo, a través de una zona accidentada geológicamente con tres barrancas.

El proyecto vial se planeó, diseño y construyó en un periodo de 18 meses, tiene un ancho de calzada de 24.20 metros, tres carriles por sentido y una distancia entre cadenamientos de 2.17 kilómetros; constituidos por tres puentes con sus respectivas troncales de conexión entre ellos y sus entronques con las avenidas existentes.

La construcción del **punte Cañada de los Helechos** el de mayor longitud y altura de los tres; y el primero de su tipo construido dentro de la ciudad; fue conceptualizado como una obra de ingeniería donde se aplican la combinación de sistemas técnicos innovadores de construcción y la participación del Ingeniero Civil en sus diferentes especialidades es fundamental para el desarrollo de proyectos de esta índole.



Sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos - Puente Cañada de los Helechos.

Una de estas técnicas utilizadas es el **sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos**, técnica que no obstante haber sido aplicada por primera vez en los años sesentas, hasta el momento sigue aplicándose, por lo que como caso práctico, se toma como ejemplo el puente Cañada de los Helechos para el presente trabajo.

Con las constantes investigaciones se ha llegado al proceso de industrialización de la construcción de puentes, sobre todo en países desarrollados, creando sistemas de construcción que se fundamentan en la búsqueda de alternativas competitivas y que continúen garantizando los principios básicos de seguridad y servicio para lo que son creados.

No obstante que el sistema en sus principios fue limitativo a puentes de gran altura o construidos en áreas inaccesibles y de unos 100 metros de largo; el enriquecimiento que ha tenido el método con los programas computacionales, las mejoras en los materiales de construcción y avances tecnológicos en equipos para movimiento de grandes masas con precisión; permite afirmar que, dentro de su rango de aplicación, el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos es la mejor solución técnica y económica para construir puentes.

Por lo que el objetivo principal del presente trabajo de investigación es dar a conocer el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, con la aportación y desarrollo de un protocolo en un puente con vigas en cajón de acero, los aspectos técnicos que involucra y los elementos que lo componen; además de los beneficios de la técnica constructiva y consideraciones que deben someterse a estudio para su elección.

Sin tener la pretensión de ser un manual normativo o de análisis y diseño estructural, dejando abierta la posibilidad de selección de los métodos a utilizar, que pueden ser desde: análisis estructurales analíticos, lineales, no-lineales, en dos o tres dimensiones; diseño por esfuerzos permisibles o estados límite de servicio; etc. El comportamiento estructural es clave para el entendimiento del sistema por lo que se han utilizado datos generados de modelos matemáticos de análisis estructural, realizados por los diseñadores del puente.

Finalmente para tener la capacidad de comprender y visualizar cada fase del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos; por medio de diagramas de flujo se presenta el protocolo que a manera de resumen establece la secuencia lógica de pasos del proceso.

Por lo que el protocolo permitirá en la práctica profesional ampliar el juicio para: toma de decisiones en las ingenierías de diseño, la planeación y la ejecución de proyectos de construcción de puentes por el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos; en particular para el lanzamiento de vigas en cajón de acero.

El contar con un protocolo y conocerlo, también beneficia la dirección de proyectos donde se requiere de la coordinación de las diferentes partes contractuales que se involucran, como pueden ser: el propietario y/o inversionistas, el responsable estructural y/o diseñador, el constructor y/o el contratista especializado del sistema de lanzamiento, la supervisión, la administración y control del proyecto, entre otros.

Si bien se ha comprobado que los diagramas son de ayuda excelente para la enseñanza y el aprendizaje, el protocolo puede ser tomado también como punto de partida para la investigación de temas particulares a desarrollar en una amplia gama de temas que se derivan del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos y el comportamiento estructural durante el montaje de puentes de este tipo.

## CAPITULO I

### Tipos de puentes con superestructura de acero.

Los puentes son identificados de acuerdo a su función como carreteros, de vías de ferrocarril, de líneas de servicio, peatonales o combinaciones de los mismos. Los puentes carreteros se definen como:

*“Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera”.* <sup>(1)</sup>

Se deben diseñar considerando los aspectos de constructibilidad, seguridad y servicio para lo que son creados; considerando debidamente la relación con aspectos de inspección, economía y estética. La mayoría de los puentes carreteros de acero para su diseño y construcción se rigen de las especificaciones de puentes de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), el código de soldadura de puentes de la American Welding Society (AWS) y en este caso también por el reglamento de construcciones del Distrito Federal y sus normas técnicas complementarias.

En cuanto a estética AASHTO acepta como utilizables los supuestos de “The Transportation Research Board’s Bridge Aesthetics Around the World”.

El rendimiento total de un puente está basado en la contribución de cada elemento construido de la estructura, estos elementos se agrupan en dos partes como son la superestructura y la subestructura (fig. 1.1).

- La superestructura se integra de la combinación de componentes estructurales arriba de la subestructura. Incluye miembros principales como losas de calzada, elementos de soporte del resto de losa (vigas), elementos intermedios de soporte de viga (tirantes y cables), y cuerpo principal de la estructura que transfieren fuerzas a la cimentación (torres, arcos, marcos).
- La subestructura de un sistema de puente incluye miembros principales como cimentaciones, estribos, pilares, columnas, travesaños, capiteles y apoyos.

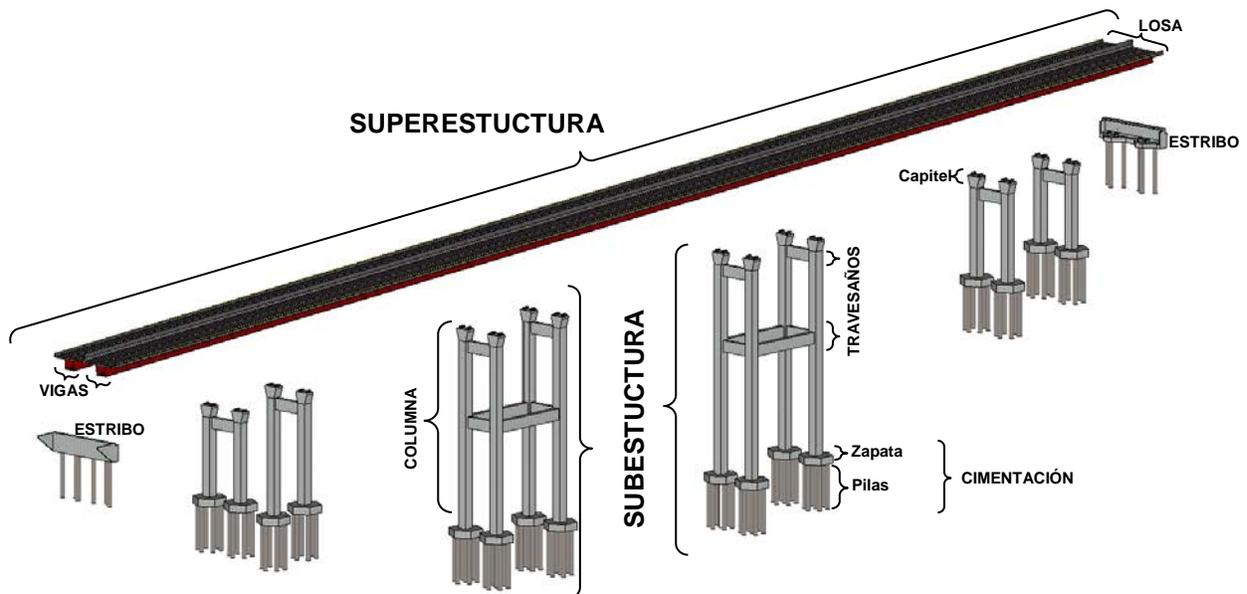


Figura 1.1 Estructura de Puente.

(1) American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Customary U.S. Units 2012, publication code LRFDUS-6. Pág. 1-2.

El término elemento principal en estructuras es definido como un miembro diseñado para soportar fuerzas internas determinadas de un análisis. Un sistema de puente consiste en la integración de sus partes entre sí por conexiones simples, rígidas y semirrígidas; de materiales homogéneos o compuestos.

Los materiales que intervienen en la construcción de un sistema de puente y en especial en la cubierta de la superestructura, para librar los claros son:

- Concreto
  - Reforzado
  - Pretensado
  - Postensado
- Acero
  - Perfiles rolados y de placa
  - Cables

Donde el acero utilizado para fines estructurales, combina una alta eficiencia de flexión en vigas y alta resistencia tanto en tensión como en compresión, con gran rigidez “módulo de elasticidad elevado” (página 8), y facilidad de fabricación, con un precio relativamente bajo. El acero es un material dúctil por naturaleza, que tiene, además un comportamiento estable bajo condiciones de carga y tiene una relación resistencia/peso favorable con un peso específico de  $7,850 \text{ kg/m}^3$ .

El acero utilizado en estructuras contiene hierro, un pequeño porcentaje de carbono y manganeso, impurezas que no pueden eliminarse completamente del mineral (azufre y fósforo) y algunos elementos de aleación en cantidades muy pequeñas para mejorar las propiedades del producto acabado (cobre, silicio, níquel, cromo, molibdeno, vanadio, niobio, circonio y titanio). La resistencia se incrementa a mayor aportación de carbono, pero disminuyen las propiedades de ductilidad (figura 1.2a y 1.2b) y soldabilidad.

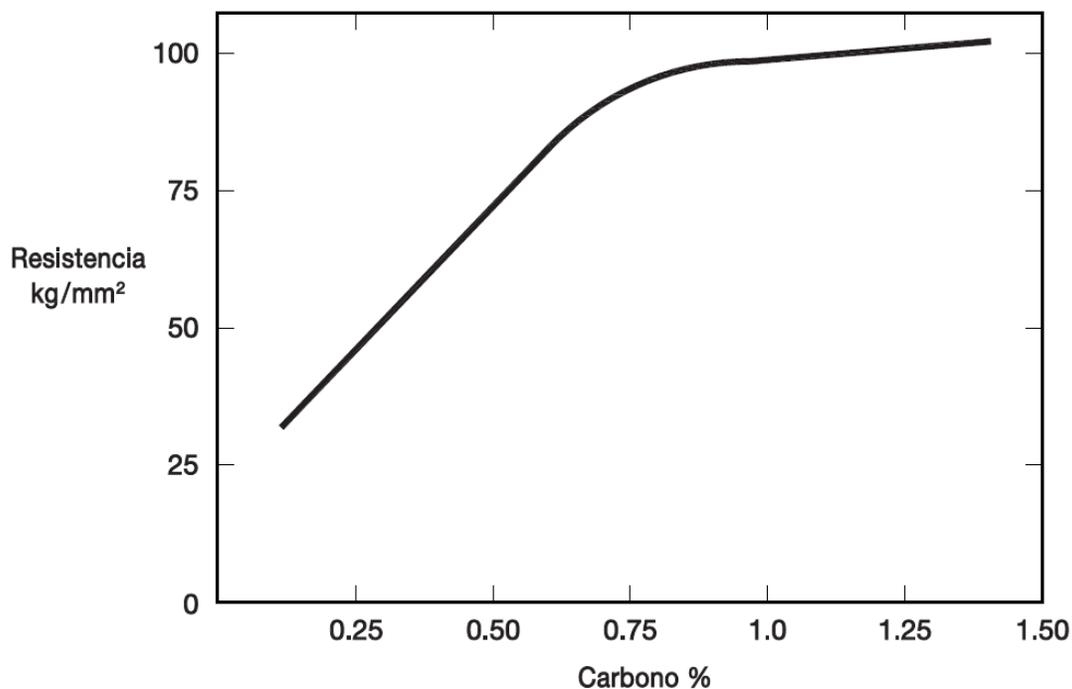


Figura 1.2a Efecto del contenido de carbono en resistencia de aceros estructurales.  
Ref. Altos Hornos de México AHMSA.

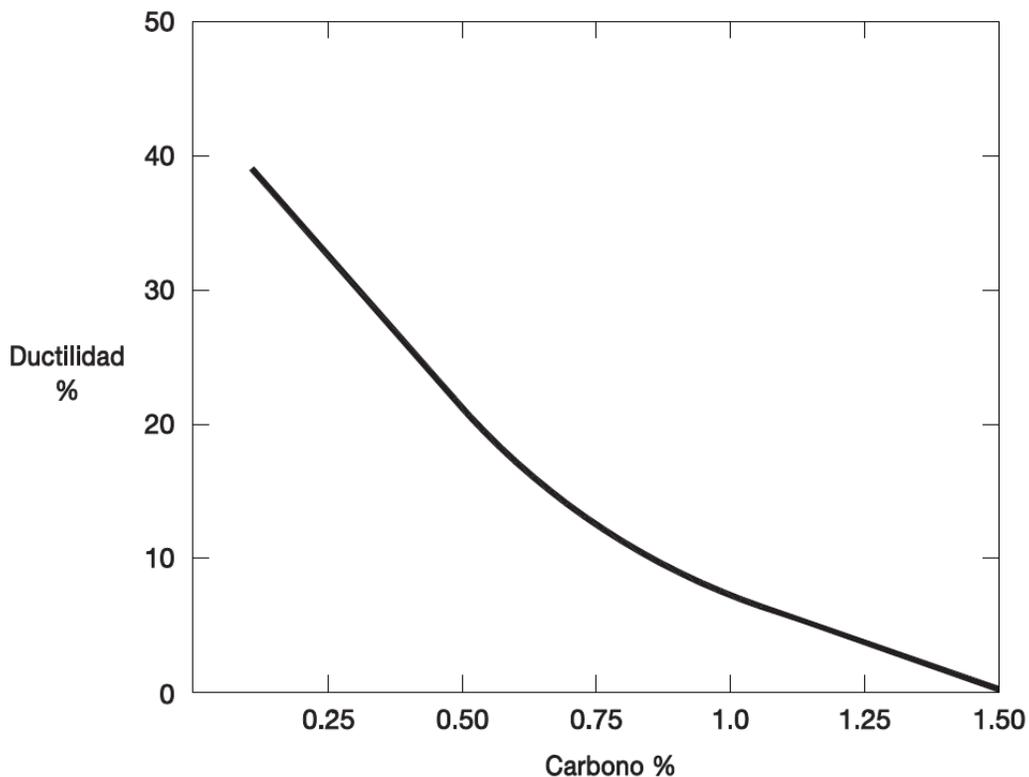


Figura 1.2b Efecto del contenido de carbono en la ductilidad de aceros estructurales.  
Ref. Altos Hornos de México AHMSA.

La soldabilidad es definida como la capacidad del acero para ser soldado bajo las condiciones de aplicación previstas.

Dependiendo fundamentalmente de la composición química del acero, los factores más importantes para la soldabilidad son la capacidad de endurecimiento y la susceptibilidad a la fractura de la estructura endurecida en la zona de calor afectada.

La soldabilidad depende fundamentalmente del contenido de carbono como ya se mencionó y de los elementos de aleación que se comportan de forma similar a este.

Pero ciertos elementos de aleación incrementan la capacidad de endurecimiento, sin ser significantes en la susceptibilidad a fracturarse.

Para ello los términos del contenido de carbono C y el de contenido de carbono equivalente CE del metal base se utilizan para conocer cuál es el efecto combinado de los elementos de aleación referidos y de acuerdo a la clasificación por zonas de la gráfica en la figura 1.2c, se identifica la susceptibilidad a la fractura de la zona afectada por el calor de la estructura.

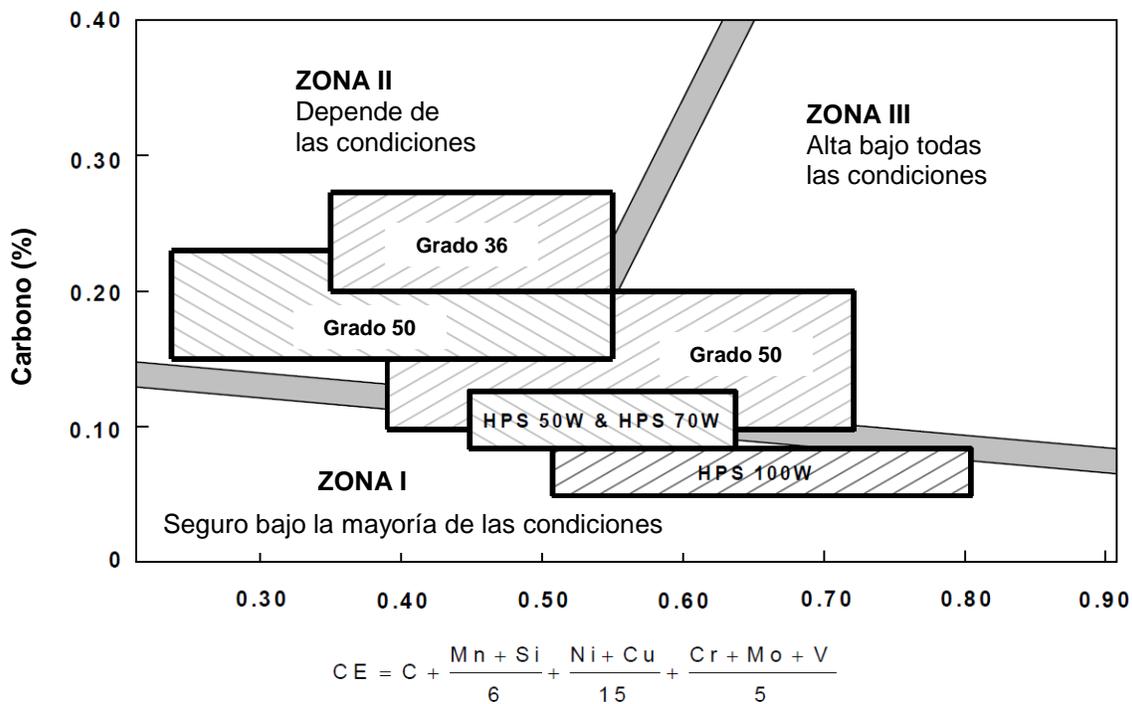


Figura 1.2c Diagrama de soldabilidad por relativa susceptibilidad de agrietamiento en la zona afectada por calor.

Los aceros estructurales para puentes generalmente tienen requisitos de rendimiento rigurosos publicados y normados por organizaciones como la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), la American Society of Testing and Materials (ASTM), teniendo equivalentes algunos de ellos en la Norma Mexicana (NOM) de la Dirección General de Normas.

Las propiedades mecánicas más comunes para el acero estructural, son identificadas con la representación gráfica del comportamiento de aceros ante condiciones de prueba uniaxial de esfuerzos de tensión, curva de esfuerzo - deformación (figura 1.3).

La prueba determina la resistencia a la fluencia  $F_y$ , la resistencia a la tensión  $F_u$  y el porcentaje de elongación medida con un extensómetro durante la duración de la misma.

En zona elástica de la curva, el módulo de elasticidad  $E$  o módulo de Young es la pendiente más allá del límite de linealidad (punto donde el acero fluye) y tiene un valor conservador de  $E=29,000$  ksi ( $2,039,000$  kg/cm<sup>2</sup>) para los cálculos estructurales en los aceros utilizados en puentes.

La resistencia a la fluencia está por debajo del punto máximo de fluencia donde hay un ligero descenso en la carga antes de que el acero se deforme plásticamente, se determina con intersección línea paralela al 0.2% de desplazamiento con la curva.

Al límite de la parte elástica la curva continúa con un breve descenso – ascenso que se conoce como comportamiento elástico - plástico perfecto. La zona plástica inicia con la formación de la zona de fluencia que

se considera para fines prácticos horizontal (plataforma de fluencia). En aceros entre mayor es la resistencia a la fluencia esta plataforma va desapareciendo.

En la continuación de la zona plástica y de endurecimiento por deformación, con la deformación que aumenta más rápido que la resistencia se forma una curva, la cual se incrementa hasta alcanzar la carga máxima correspondiente a la resistencia de tensión  $F_u$ .

En la prueba el área de sección transversal constante se reduce por la contracción (contracción de Poisson) de la muestra. La tensión verdadera en cualquier punto dado se puede calcular con respecto a la superficie contraída en ese punto en el tiempo. La contracción de Poisson en la zona plástica es utilizada para el análisis estructural no lineal.

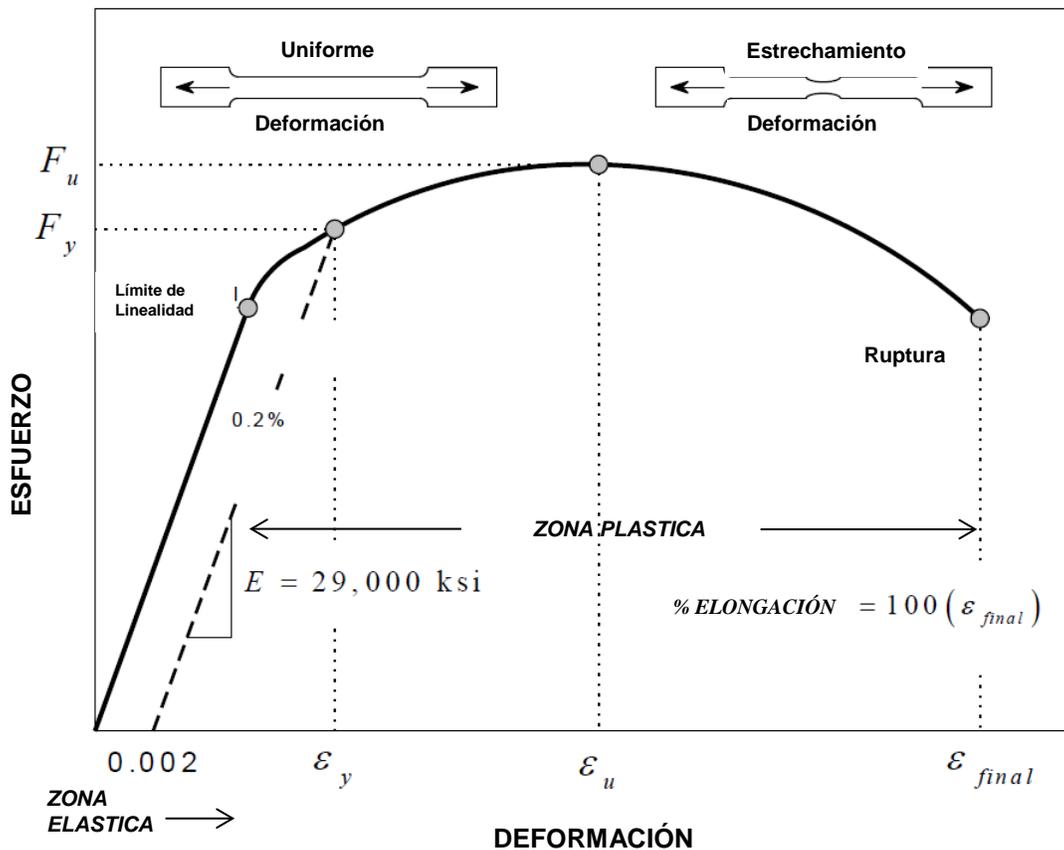


Figura 1.3 Curva esfuerzo deformación de acero estructural sin plataforma de fluencia.

La clasificación de aceros convenientes para puentes se presenta con base a las especificaciones AASHTO M270 y ASTM A709. Donde el grado del acero es equivalente a la resistencia a la fluencia en unidades ksi.

- **Grado 36**

[Grado 36 de AASHTO M270] – [ASTM A709 ASTM A36] – [NOM B-254]

Se considera el tipo básico de acero estructural, contienen manganeso y en ocasiones se utiliza cobre y silicio como elemento e aleación. Tiene un esfuerzo de fluencia de  $2,530 \text{ kg/cm}^2$  (36 ksi) y un esfuerzo mínimo de ruptura en tensión de  $4,080 \text{ kg/cm}^2$  (58 ksi), y su soldabilidad es adecuada. Comúnmente conocidos como aceros al carbón.

- **Grado 50**

[Grado 50 de AASHTO M270] – [ASTM A709 ASTM 572] – [NOM B-284]

Son aceros de alta resistencia y soldabilidad, derivados de la aleación de elementos ya mencionados. Con esfuerzo de fluencia de  $3,515 \text{ kg/cm}^2$  (50 ksi) y resistencia a la tensión de  $4,570 \text{ kg/cm}^2$  (65 ksi). Material de común elección para elementos estructurales primarios de puentes, que deben ser pintados o galvanizados.

- **Grado 50W**

[Grado 50W de AASHTO M270] – [ASTM A709 bajo los principios de acero ASTM A588] – [NOM B-200]

Es una variedad de acero de alta resistencia que se produce con mayor resistencia a la corrosión atmosférica de aproximadamente cuatro veces mayor al acero estructural básico ASTM A36. Generalmente utilizado en estructuras no revestidas. El Grado 50W con esfuerzo de fluencia mínimo de  $3,515 \text{ kg/cm}^2$  (50 ksi) y resistencia a la tensión de  $4,920 \text{ kg/cm}^2$  (70 ksi). La resistencia a la corrosión se obtiene de la aleación con ciertas cantidades de cobre y es conocido comercialmente como acero corten.

- **Grado 50S**

[Grado 50S de AASHTO M270] – [ASTM A992]

Los aceros de especificación A992 califican tanto para el grado 36 y grado 50, siendo difícil controlar la composición química ya que se produce a partir de chatarra de acero con contenidos variables de aleaciones. Por lo que la especificación está basada principalmente en el cumplimiento de ductilidad y resistencia requeridas.

- **Grado 70, 70w, 100 y 100W**

[Grado 70 y 100 de AASHTO M270] – [ASTM A852 y A514]

Son aceros templados con la mayor resistencia, producto de haber sido sometidos a tratamiento térmico después del laminado. Con esfuerzo de fluencia de  $4,921 \text{ kg/cm}^2$  (70 ksi) y  $7,030 \text{ kg/cm}^2$  (100 ksi); y resistencia a la tensión de  $5,976 \text{ kg/cm}^2$  (85 ksi) y  $9,140 \text{ kg/cm}^2$  (130 ksi). Estos grados en elementos primarios fueron eliminados de las especificaciones, por lo que para uso en puentes quedan remplazados por los aceros HPS 70W y HPS 100W respectivamente.

- **HPS (High Performance Steel)**

Aceros de alto rendimiento que mejoran la soldabilidad y resistencia a la fractura en comparación con versiones anteriores de acero grado 70 y 100 (A852 y A514).

Estos aceros se obtienen con la reducción drástica del carbono, compensado de la aportación de precisión de elementos de aleación para dar la resistencia requerida. Así como el control estricto de calidad en los procedimientos de fabricación incluyendo el tratamiento térmico. Dando lugar a puentes más eficientes por su alta resistencia.

El acero HPS 50W tiene las características de laminación de los aceros HPS descritos en el párrafo anterior y mayor capacidad de soldabilidad y dureza respecto a los grados 50, 50W y 50S.

La gráfica que se muestra a continuación (figura 1.4a y 1.4b), ejemplifica la relación esfuerzo deformación algunos de estos tipos de acero y el grado indica el límite elástico de resistencia nominal en ksi.

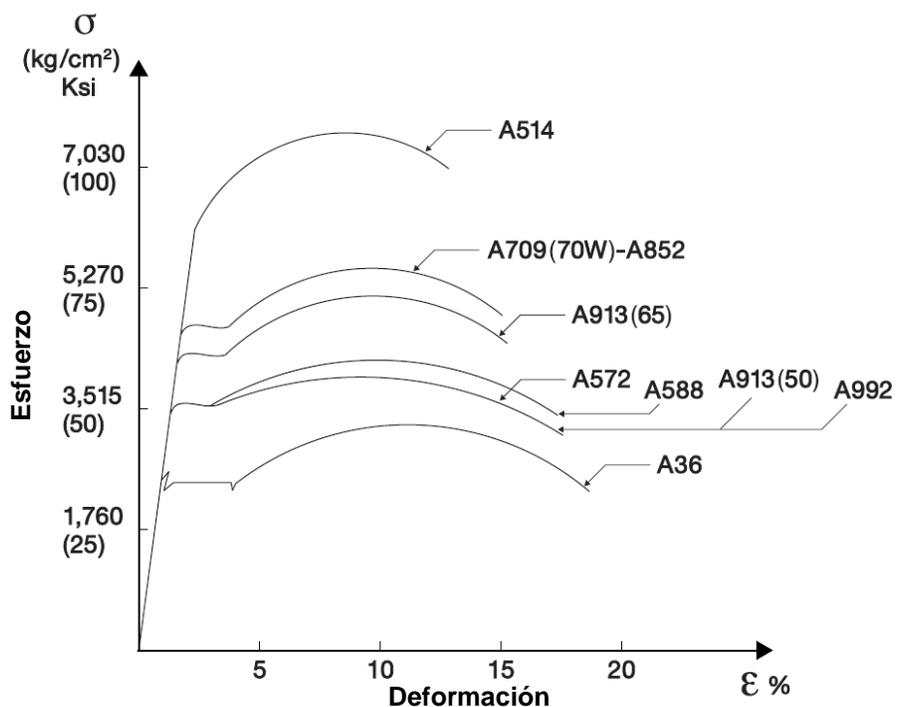


Figura 1.4a Gráfica esfuerzo deformación para varios grados de aceros estructurales.  
Ref. Altos Hornos de México AHMSA.

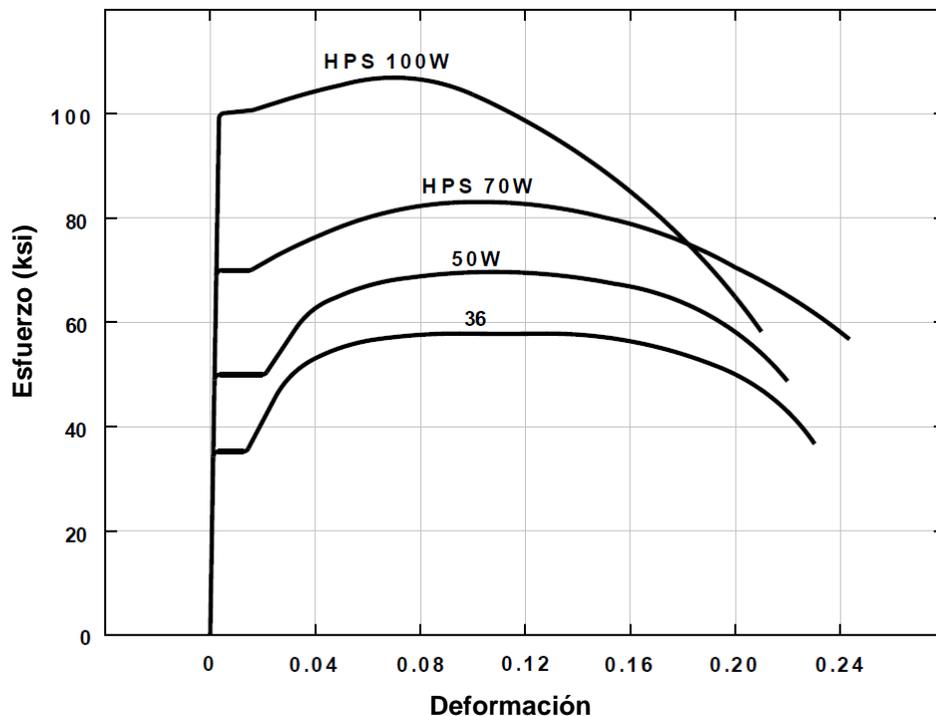


Figura 1.4b Gráfica esfuerzo deformación para varios grados de aceros estructurales.  
Ref. Federal Highway Administration U.S.

## 1.1. Tipos de puentes por la estructuración de su superestructura.

El tipo de estructura de un puente es planeada de acuerdo al presupuesto y limitaciones prácticas del sitio, la selección de la forma también se dicta por requerimientos de resistencia, utilidad, estabilidad, fatiga, durabilidad, vida útil y requisitos de mantenimiento.

Existiendo seis tipos principales de puentes de acero.

### 1.1.1. Puentes de vigas laminadas

Los puentes de vigas que forman la superestructura del sistema de rodamiento, se componen de una o varias vigas de soporte de secciones diversas, donde las principales acciones estructurales en este tipo de estructuras son de flexión. Este tipo de estructuras pueden ser discontinuas entre tramos o claros al llegar a los apoyos, o continuas a lo largo de los claros de todo el puente.

Las vigas laminadas son vigas de sección comercial que no requieren de ninguna otra fabricación, convenientes para puentes con claros cortos. (Figuras 1.5 y 1.6).

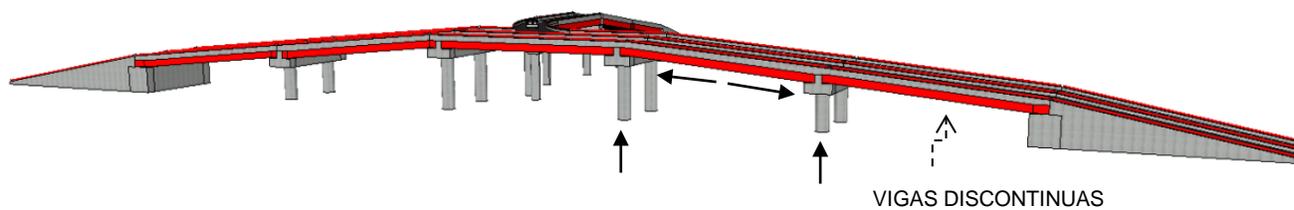


Figura 1.5 Puente con vigas discontinuas de perfiles laminados.

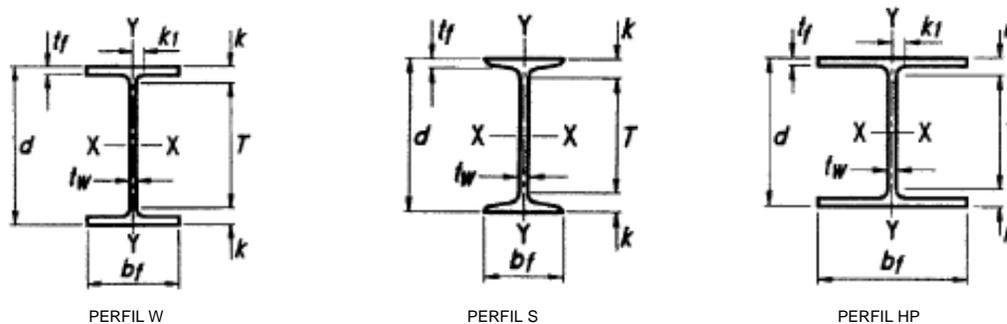


Figura 1.6 Perfiles laminados en caliente. American Institute of Steel Construction AISC.

### 1.1.2. Puentes de vigas de placa soldadas

Para puentes con claros de mayor longitud son utilizadas vigas fabricadas de placas soldadas (figura 1.7) en secciones I (figura 1.8) o en cajón, en secciones constantes o variables. Las secciones en cajón autónomas son de forma rectangular (figura 1.9); las secciones de cajón ortotrópicas (con piso de acero) y compuestas (con piso de concreto) son de forma trapezoidal y rectangular "tina" o "U" respectivamente (figuras 1.10 y 1.11).

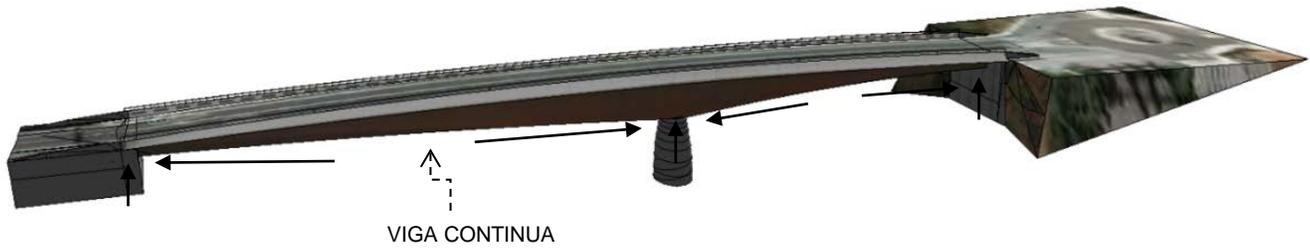


Figura 1.7 Puente con viga central de placa de acero soldada en cajón de sección trapecoidal variable.

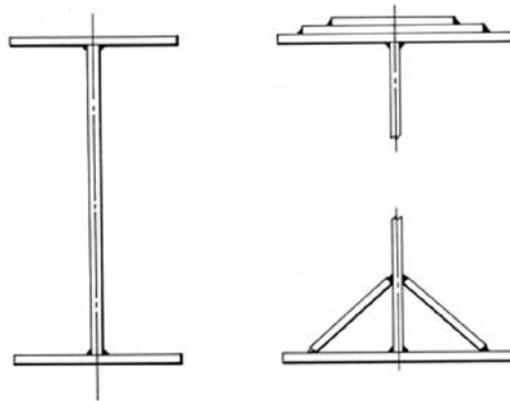
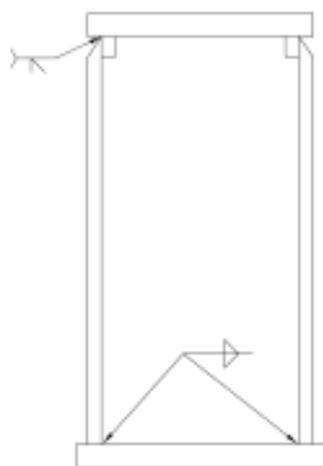
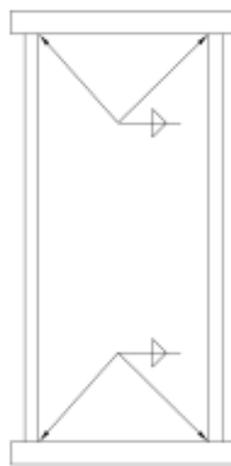


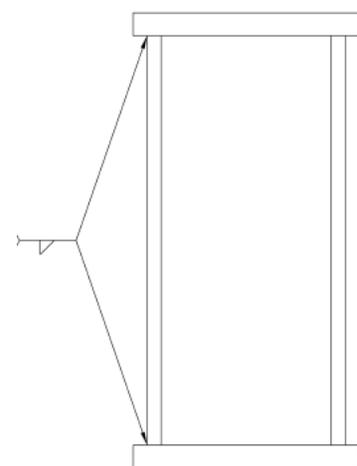
Figura 1.8 Vigas I soldadas.



a) Soldadura superior de penetración



b) Soldadura por dentro



c) Soldadura por fuera

Figura 1.9 Viga rectangular soldada.

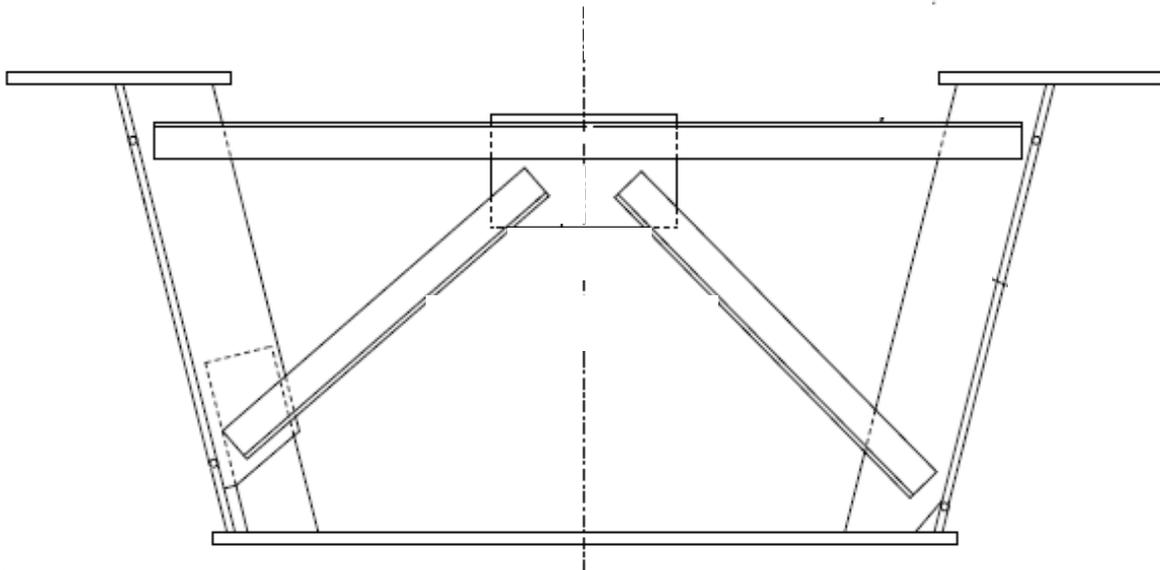


Figura 1.10 Sección de viga en cajón trapecoidal soldada.

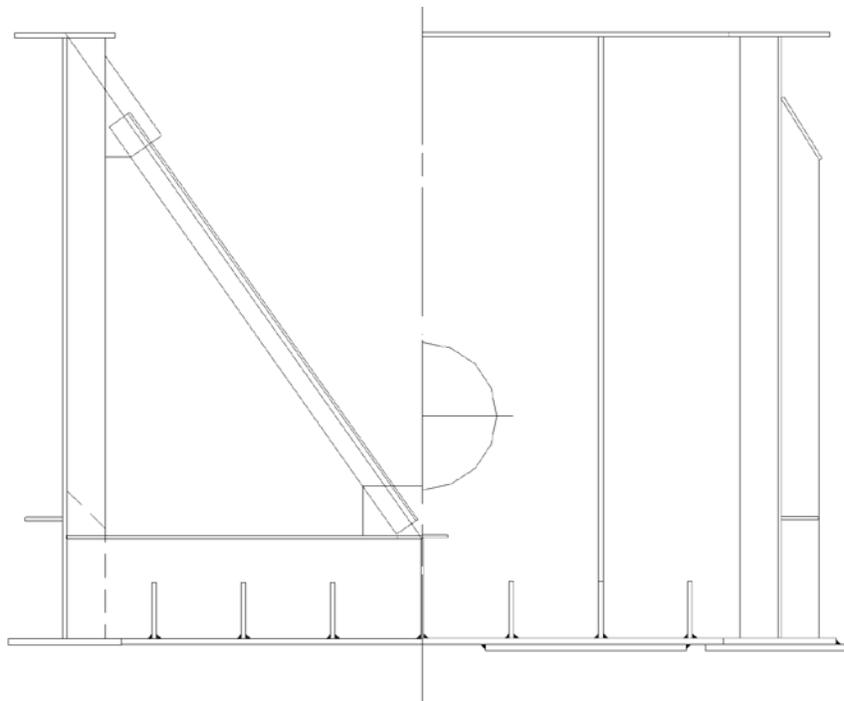


Figura 1.11 Sección de viga en cajón soldada.

### 1.1.3. Puente de armaduras

El sistema estructural generalmente está formado por una serie de retículas, que se componen de elementos esbeltos sujetos principalmente a cargas axiales de tensión y compresión, conectadas articuladamente. Las cuerdas inferiores y superiores son los miembros principales; las diagonales generan capacidad de cortante y verticales funcionan como puntos adicionales de apoyo. Los elementos verticales son llamados montantes, a tensión tirantes y los sometidos a compresión postes (figura 1.12). El sistema de calzada puede estar situado por encima de, dentro de o por debajo del sistema estructural.



Figura 1.12 Puente de armadura.

### 1.1.4. Puente de arcos

Son estructuraciones cuyos elementos principales son arcos que transmiten las cargas directamente a la cimentación. La principal acción estructural que reciben son fuerzas de compresión axial a través de la curvatura combinada con flexión (figura 1.13). El sistema de calzada puede estar situado por encima de y dentro del sistema estructural.

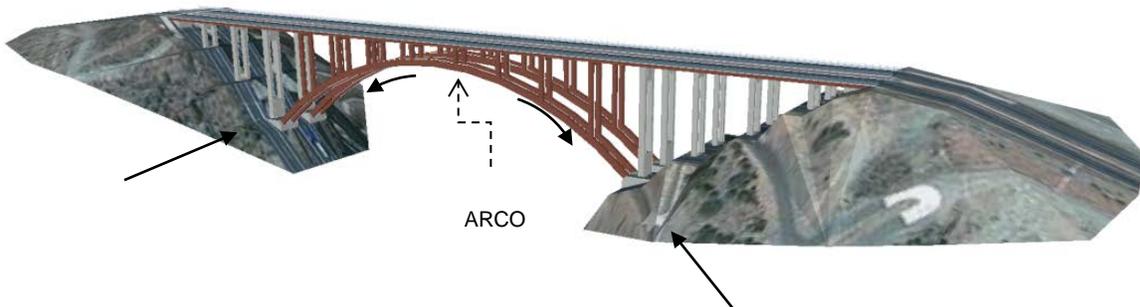


Figura 1.13 Puente de arco.

### 1.1.5. Puentes atirantados

En esta estructuración las vigas longitudinales principales son soportadas por tirantes de acero, retenidas por una o varias torres en uno o varios puntos que se van abriendo de la vertical hacia la parte inferior de las vigas. Donde los tirantes son sometidos a fuerzas de tensión (figura 1.14).

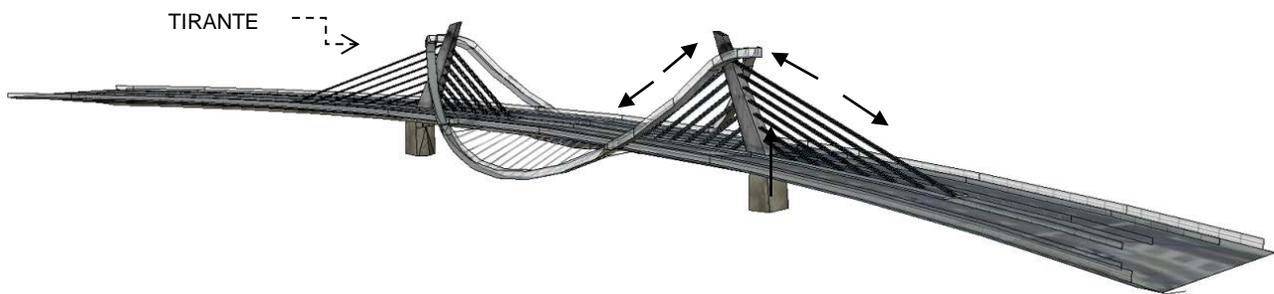


Figura 1.14 Puente atirantado.

### 1.1.6. Puentes colgantes

En este tipo de estructuración, la plataforma de rodamiento del puente está suspendida por cables que pasan por dos torres construidas cerca de las orillas y se anclan en sus extremos al terreno o a elementos fijos (figura 1.15).

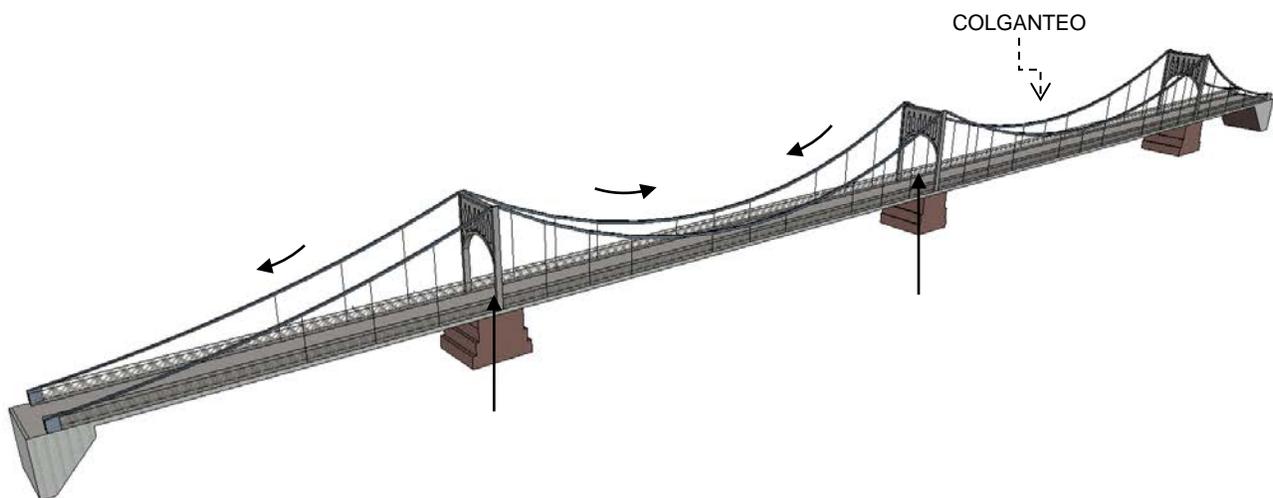


Figura 1.15 Puente Colgante.

## 1.2. Factores que influyen para la selección del sistema constructivo

La selección del tipo de puente depende de una gran gama de factores, que van más allá del comportamiento fundamental de la estructura (seguridad, funcionalidad y servicio); que afectan principalmente costos.

La elección del sistema de estructura direcciona hacia las técnicas de construcción a aplicar y mantenimiento del puente.

### 1.2.1. Longitudes de claros requeridas

De acuerdo a la Federal Highway Administration cualquiera de los sistemas de estructura de puentes de acero descritos anteriormente puede ser utilizado para longitudes cortas de claros, por cuestiones funcionales y/o estéticas. Sin embargo se recomiendan sistemas de estructuras factibles para rangos de longitudes de claros, ya que están directamente relacionadas con el comportamiento estructural y eficiencia del mismo.

- En puentes de vigas laminadas el sistema estructural tiene un menor costo con la utilización de vigas de perfiles de forma "I" (figura 1.16) en claros por debajo de los 100 pies (30.48 m). Donde los límites de flexibilidad, vibración y movimiento pueden ampliarse con la utilización de vigas mixtas con cubierta de concreto y el uso de tramos continuos.

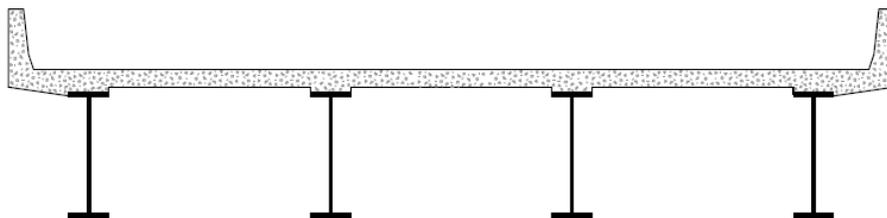


Figura 1.16 Sección transversal típica de vigas mixtas I laminadas o soldadas.

Las vigas armadas soldadas "I" son actualmente el tipo más común en puentes de acero aplicables a claros que van de los 90 a 500 pies (27.43 a 152.40 m)

- En claros que no excedan los 250 pies (76.20 m), las vigas I soldadas son ventajosas (figura 2.16).
  - Para claros alrededor de los 250 pies (76.20 m), el espaciamiento entre vigas tiene que reducirse disminuyendo eficiencia en la cubierta, para este caso se utiliza un sistema de vigas larguero en la que se utilizan marcos de apoyo con vigas principales y tanto los largueros como las vigas pueden ser diseñados de forma compuesta (figura 1.17).

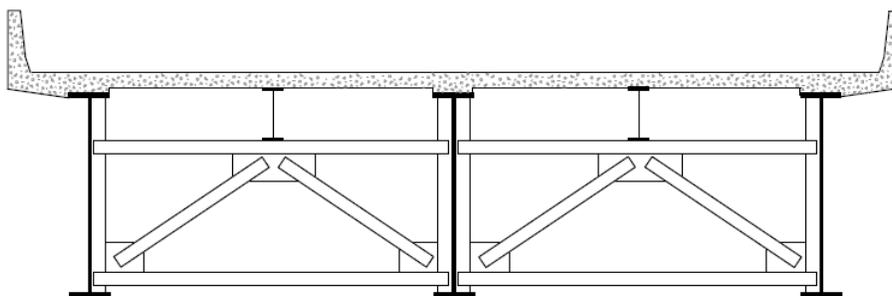


Figura 1.17 Sección transversal típica de marco con vigas larguero.

- Para claros mayores se considera un sistema de vigas principales con una viga de piso y largueros (figura 1.18).

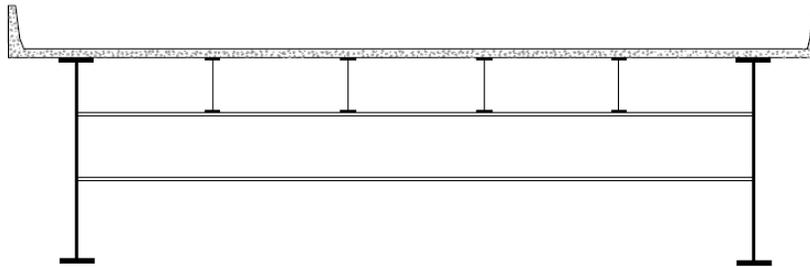


Figura 1.18 Sección transversal típica de sistema de dos vigas con viga de piso y largueros.

Las vigas I, en claros aproximados a los 400 pies (121.92 m), se vuelven poco económicas y eficientes; las vigas principales se estrechan en sus patines con relación a sus peraltes no convenientes en cuanto a pandeo lateral y el espesor del patín inferior comienza a ser excesivamente grande como parte de la rigidez global del sistema mixto.

- Las vigas soldadas en caja autónomas son más utilizadas en claros de hasta 125 a 150 pies (38.10 a 45.72 m), cuando se requieren peraltes bajos de sección, sus patines suelen ser más anchos comparados con las vigas I, aunque las vigas I proporcionan una mejor solución para puentes cortos y para puentes asimétricos.
- Las vigas de cajón compuesto con cubierta de concreto son más eficientes para claros de 150 pies hasta 500 pies (45.72 a 152.40 m) (figura 1.19).



Figura 1.19 Sección transversal representativa de vigas de cajón compuesto.

En todos los tipos de puentes anteriores la estructura tiende a ajustarse a la calzada desde abajo y transmiten principalmente acciones de flexión.

- Se deben tomar en cuenta soluciones alternativas como puentes de armaduras, cuya triangulación de su estructura los hace más ligeros viables para alcanzar mayores longitudes en voladizo y de claros entre 450 y 900 pies (137.16 a 274.32 m).
- O los puentes de arco, construidos entre 200 y 1800 pies (60.96 a 548.64 m) por cuestiones estéticas, se determinan viables económicamente para longitudes de claros entre 450 y 900 pies (137.16 a 274.32 m).
- Los puentes atirantados son competitivos en costo entre 200 y 1800 pies (60.96 a 548.64 m) de longitud de claros. Siendo construidos para claros de entre 200 y 3000 pies (60.96 a 914.40 m).

- Los puentes colgantes son necesarios y se consideran los más económicos para los claros por arriba de los 1200 pies (365.76 m).

Varias combinaciones de los diferentes sistemas estructurales de puentes pueden utilizarse para claros más largos de los convencionales.

### **1.2.2. Decisiones de propietario**

Para los caminos y puentes, el gobierno federal o local tiene la función de propietario, que a través aparatos legales de contratación y financiación (presupuesto, concesiones o fideicomisos); requiere del diseño, proyección, construcción, supervisión, operación y mantenimiento de los mismos.

Para ello regularmente designa una entidad o persona que lo representa en la coordinación y supervisión en las fases de diseño y construcción. Participando activamente en la toma de decisiones para la selección del tipo de puentes basándose principalmente en aspectos como:

- Techos financieros prestablecidos para realizar el proyecto.
- Preferencias en un tipo de material en específico
- Imagen urbana o turística
- Prestigio ante la opinión pública
- Diseñar un tipo de puente para longitudes de claros record
- Innovar en algún tipo de estructura
- Estética y arquitectura

Independientemente si el estado posee el puente, el diseñador es el responsable del cumplimiento de las especificaciones y aplicación de la normatividad.

### **1.2.3. Requisitos forzosos**

Se refiere a cuestiones no negociables que determinan la altura, separación entre apoyos y por lo tanto longitudes de claros como requisito:

- Las vías navegables en cruces de agua
- La configuración topográfica e hidrológica del sitio
- Acuerdos de impacto ambiental

### **1.2.4. Restricciones existentes**

Se refiere a estructuras de infraestructura existentes cerca del sitio, que son atravesadas por la nueva estructura, donde las características de estos controlan la ubicación de los apoyos y longitudes de claros:

- Vías carreteras superficiales
- Túneles
- Posibles obras inducidas excesivas en costo

### **1.2.5. Otras posibles restricciones**

Existen muchos posibles aspectos que influyen en la selección del tipo de puente, de los cuales podemos mencionar algunos de ellos que son de tipo operativo durante la construcción y mantenimiento, que se traducen principalmente en costo:

- El acceso al sitio
- Los tiempos programados
- Tecnología disponible

- Experiencia de contratistas de la zona
- Disposición de materiales y equipos
- Armonía con otros puentes de la zona

## **CAPITULO II**

### **Características del puente Cañada de los Helechos**

#### **2.1. Generalidades del puente**

Como modelo y caso real en el que se utilizaron técnicas innovadoras de construcción; en particular en el montaje de la superestructura con el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos; se presentan aspectos generales del puente Cañada de los Helechos que para efectos prácticos a partir de este capítulo, se nombrará también como **el puente**.

El puente por su función y localización se define como carretero urbano, también conocido como viaducto, por su estructura se clasifica como puente de acero y su superestructura cuenta con dos vigas simétricas de acero soldadas en cajón "U" compuesto, como elementos principales.

##### **2.1.1. Ubicación geográfica.**

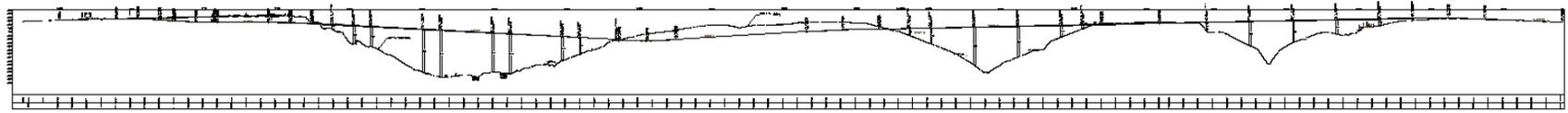
El enlace de infraestructura vial que se crea con la continuación de la vialidad Carlos Lazo – Centenario ver figura 2.1, que de norte a sur se forma por:

- Entronque Carlos Lazo – Avenida Tamaulipas.- Resuelve de forma continua la conexión en la intersección con las avenidas existentes, consta de un túnel falso que conecta al norte con Carlos Lazo y otro túnel que conecta al poniente con Avenida Tamaulipas, con una longitud total de 418.80 m. Con puente de unión de 20.60 m. sustituye el terraplén y muro de contención en el estribo del puente.
- **Puente Cañada de los Helechos.**
- Troncal Panteón.- Vialidad de unión entre puentes con una longitud de 402.00 m. con distribuidor circular elevado.
- Puente Barranca de Atzoyapan.- Tiene una longitud entre ejes de estribos de 239.96 m con una altura máxima de 42.00 m.
- Troncal Tepozcuautila.- Vialidad de unión entre puentes con una longitud de 177.00 m.
- Puente Arrollo Puerta Grande.- Tiene una longitud entre ejes de estribos de 239.96 m con una altura máxima de 31.00 m.
- Entronque Centenario.- Al Sur en parque Tarango, resuelve la intersección con Avenida Centenario con un paso superior y gasa que desarrollan una longitud de 298.90 m.

##### **2.1.2. Características geométricas.**

Es un puente deprimido con pendiente descendente de norte a sur de -5.263%, con una longitud de 395.45 m. entre ejes de estribos, 24.20 m de ancho de losa y una altura máxima de 61.00 m. Cuenta con 9 claros entre ejes cuya nomenclatura numérica va de norte a sur; estribo no. 1, ocho apoyos intermedios del no. 2 al no. 9 y estribo no.10 (figuras 2.2a y 2.2b).

El puente es simétrico longitudinalmente en su superestructura; para su diseño y construcción dos ejes auxiliares se consideran sobre los ejes de viga, con una distancia a eje central de puente de 6.95 m., marcan dos cuerpos de la estructura (derecho e izquierdo) visto del estribo 1 al 10.



PERFIL LONGITUDINAL

ENTRONQUE  
CARLOS LAZO - TAMAULIPAS

**PUENTE  
CAÑADA DE  
LOS HELECHOS**

ENTRONQUE  
PANTEÓN

PUENTE  
BARANCA  
ATZOYAPAN

ENTRONQUE  
TEPOZCUAUTLLA

PUENTE  
ARROLLO  
PUERTA  
GRANDE

ENTRONQUE  
CENTENARIO

Figura 2.1 Continuación vialidad Carlos Lazo – Centenario.

### PUENTE CAÑADA DE LOS HELECHOS

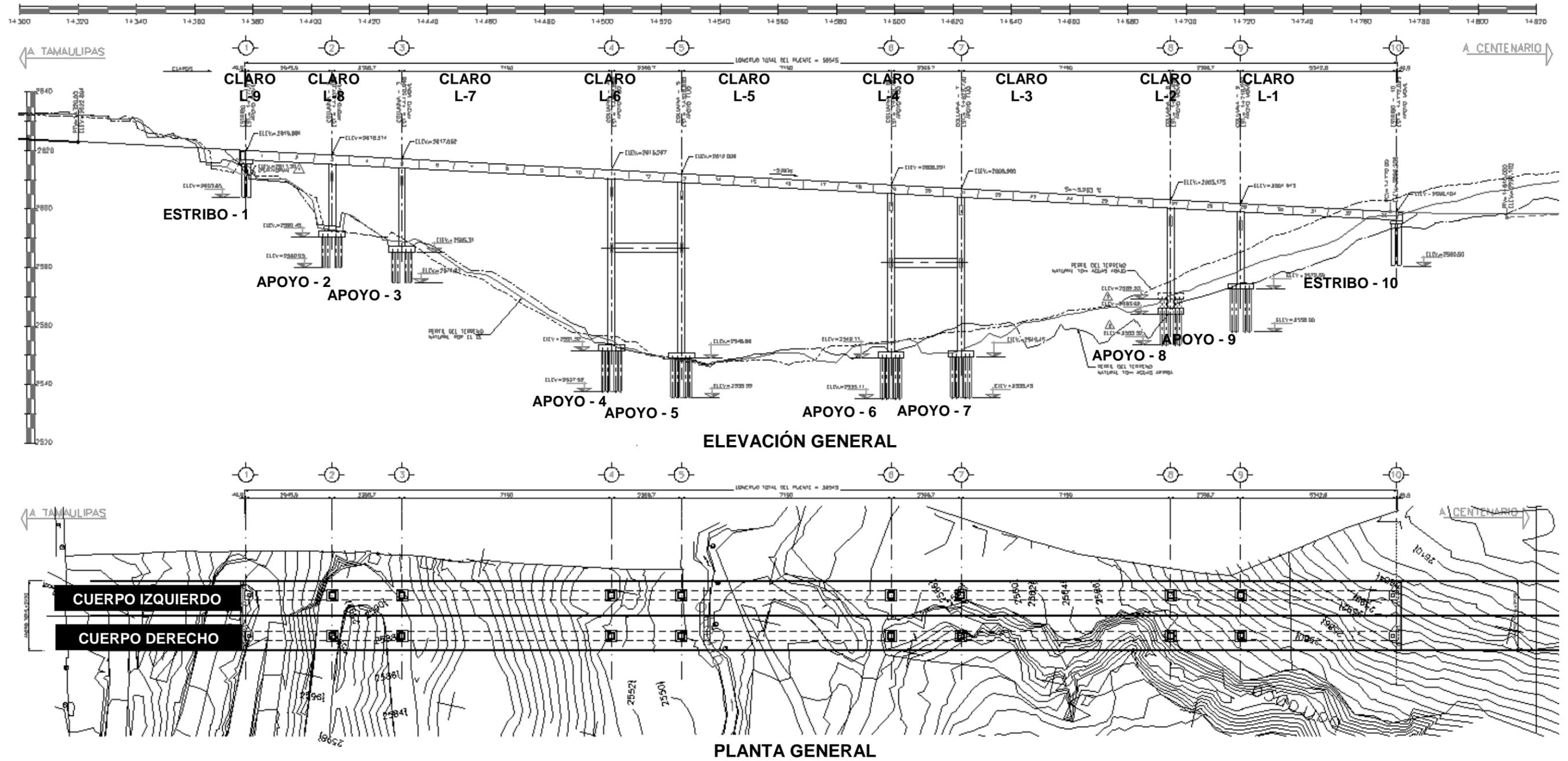


Figura 2.2a Plano general puente Cañada de los Helechos.

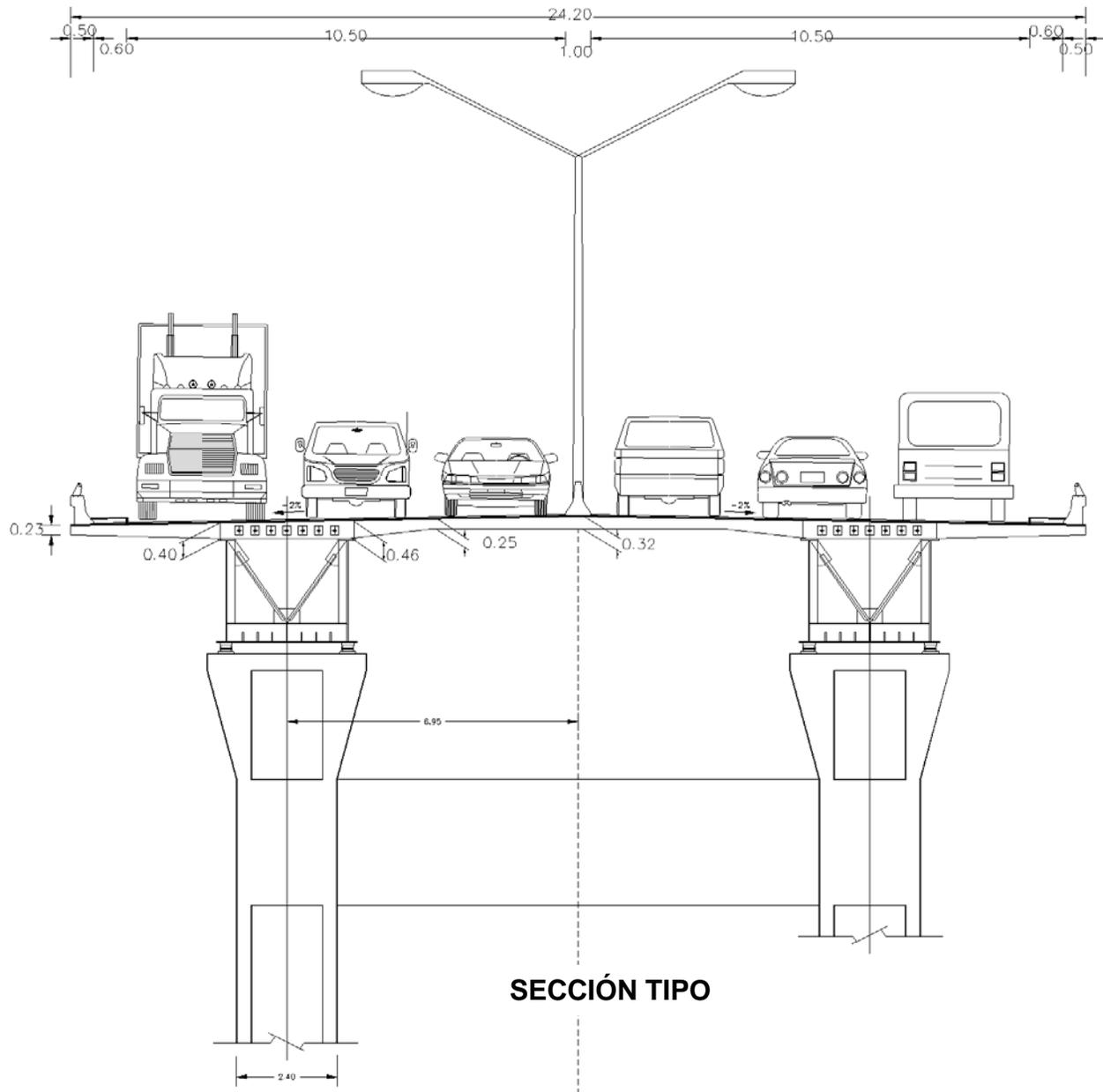


Figura 2.2b Sección general puente Cañada de los Helechos.

Sus apoyos definen los claros impares, entre ejes con las dimensiones que se muestran en la tabla 2.1.

| LONGITUD DE CLAROS ENTRE EJES (Metros) |             |           |           |           |           |           |           |           |           |              |
|--|-------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|
|  | ESTRIBO - 1 | APOYO - 2 | APOYO - 3 | APOYO - 4 | APOYO - 5 | APOYO - 6 | APOYO - 7 | APOYO - 8 | APOYO - 9 | ESTRIBO - 10 |
| CLARO L1=                              |             |           |           |           |           |           |           |           |           | 53.426       |
| CLARO L2=                              |             |           |           |           |           |           |           | 23.967    |           |              |
| CLARO L3=                              |             |           |           |           |           |           | 71.900    |           |           |              |
| CLARO L4=                              |             |           |           |           |           | 23.967    |           |           |           |              |
| CLARO L5=                              |             |           |           |           | 71.900    |           |           |           |           |              |
| CLARO L6=                              |             |           |           | 23.967    |           |           |           |           |           |              |
| CLARO L7=                              |             |           | 71.900    |           |           |           |           |           |           |              |
| CLARO L8=                              |             | 23.967    |           |           |           |           |           |           |           |              |
| CLARO L9=                              | 29.459      |           |           |           |           |           |           |           |           |              |

Tabla 2.1 Longitud de claros de puente.

## 2.2. Elementos estructurales

Su sistema de estructura contiene elementos principales de materiales diversos, conceptualizados con la aplicación de técnicas constructivas multidisciplinarias conocidas, que se mencionan brevemente a continuación.

### 2.2.1. Subestructura

Se compone de todos los elementos necesarios para apoyar la superestructura y consiste en:

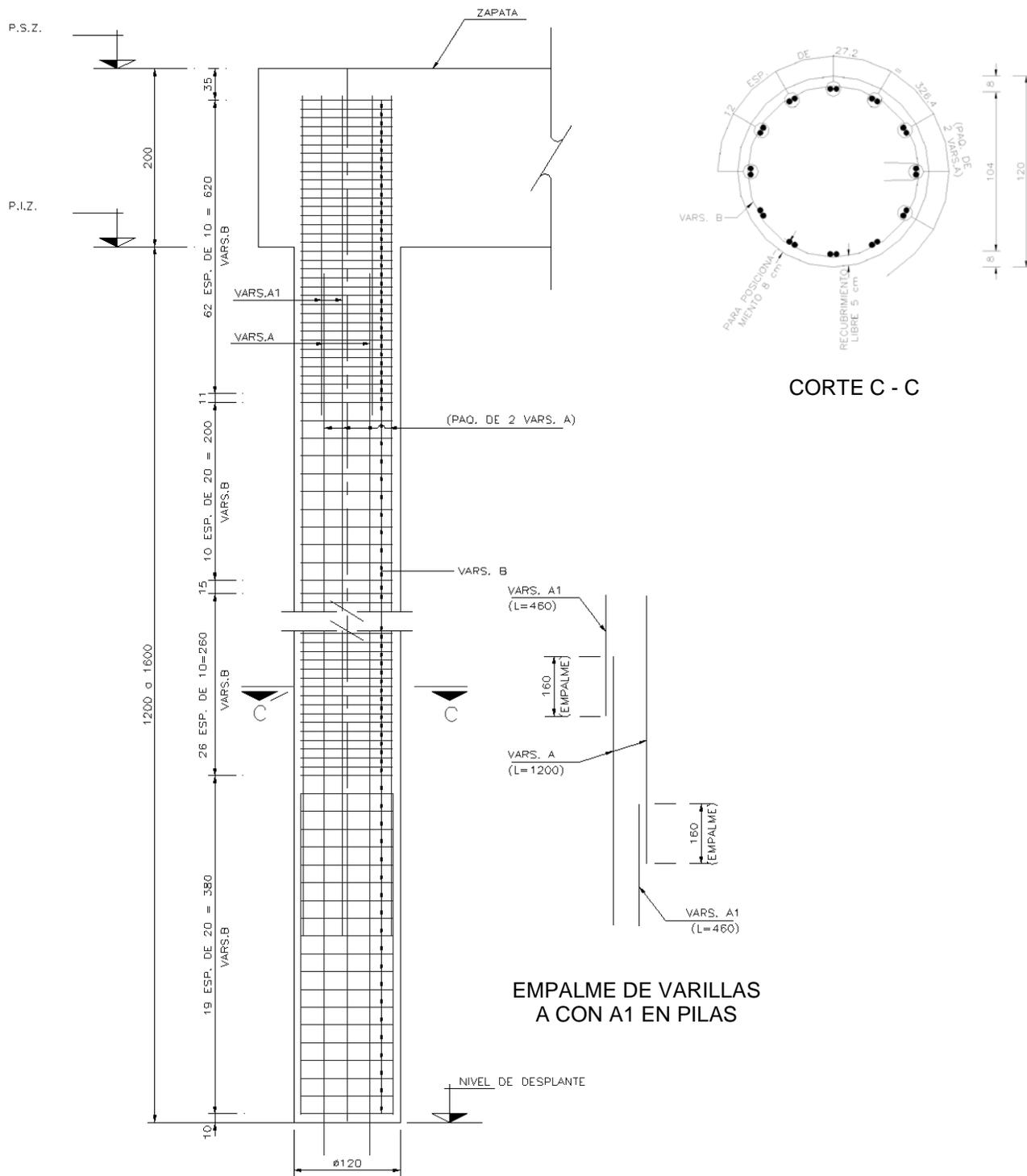
#### 2.2.1.1. Cimentación

##### 2.2.1.1.1. Pilas

Son elementos de cimentación profunda que transmiten al subsuelo las cargas provenientes de la estructura y de la misma cimentación; para dar estabilidad global al sistema de puente. Se extienden por debajo de la zapata transmitiendo las cargas a estratos resistentes de forma mixta donde los esfuerzos son distribuidos en la punta y en el fuste (figura 2.3).

Por su diseño tienen un diámetro de 1.20 m. y longitudes que van de 12.00 m. a 16.00 m.; en grupos conectados que trabajan conjuntamente en lo que se denomina placa de pilas (figura 2.4), de siete pilas para las zapatas con mayor carga de los apoyos 4, 5, 6 y 7; y de seis pilas en los demás apoyos incluyendo los estribos.

Su fabricación es directamente en el subsuelo “in situ”, utilizando perforadora rotatoria montada sobre orugas con brocas de tipo hélice simple y brocas de tipo hélice con punta de broca para perforación en boleos; armado con acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  longitudinalmente y estribos circulares de acero de refuerzo; colados por procedimiento de utilización de tubo “tremie” (figura 2.5) y con concreto de resistencia a la compresión  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ .



REFUERZO DE PILA

Figura 2.3 Detalle de pila tipo.

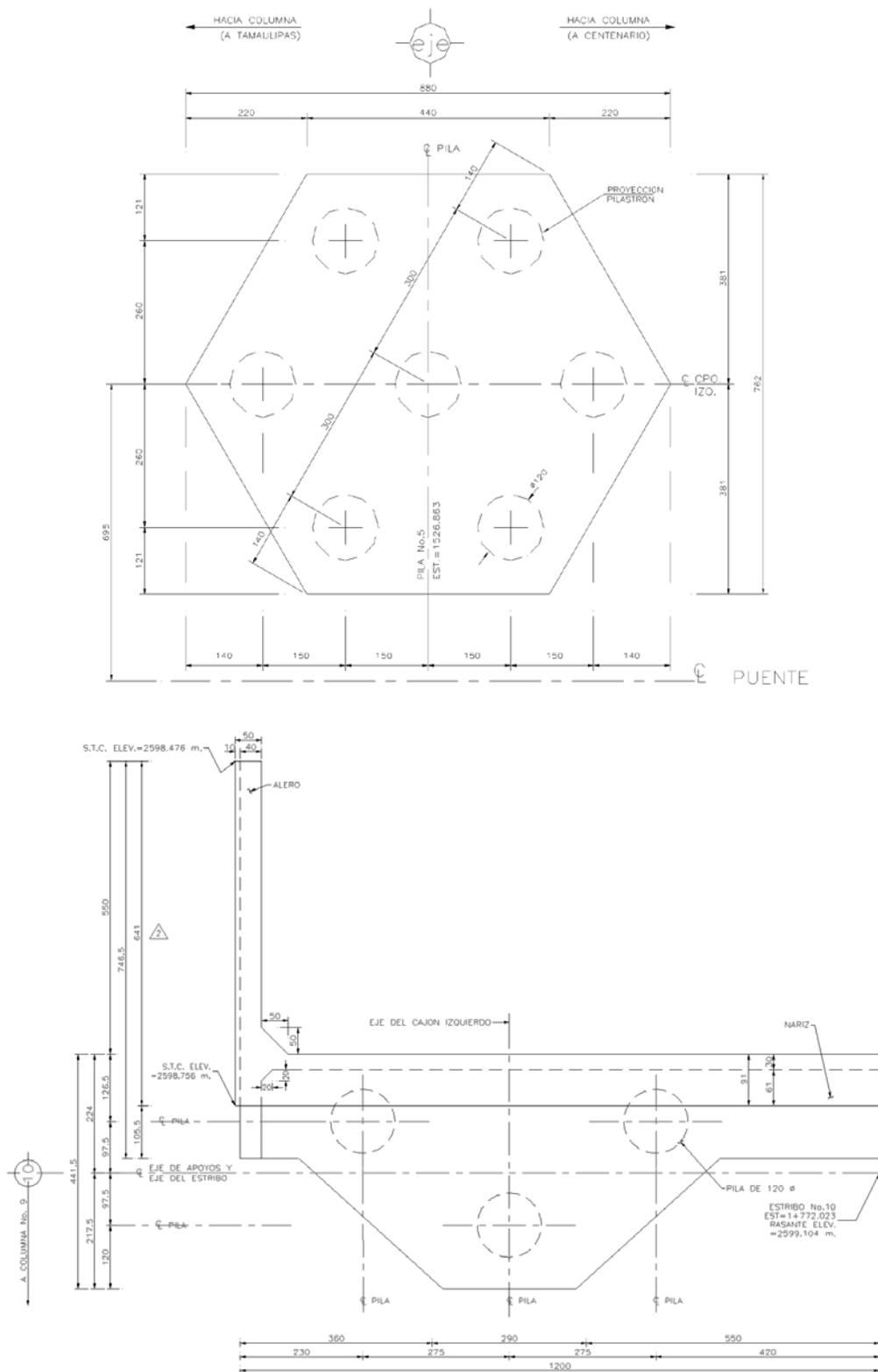


Figura 2.4 Arreglo de pilas en zapatas de columna y estribo.

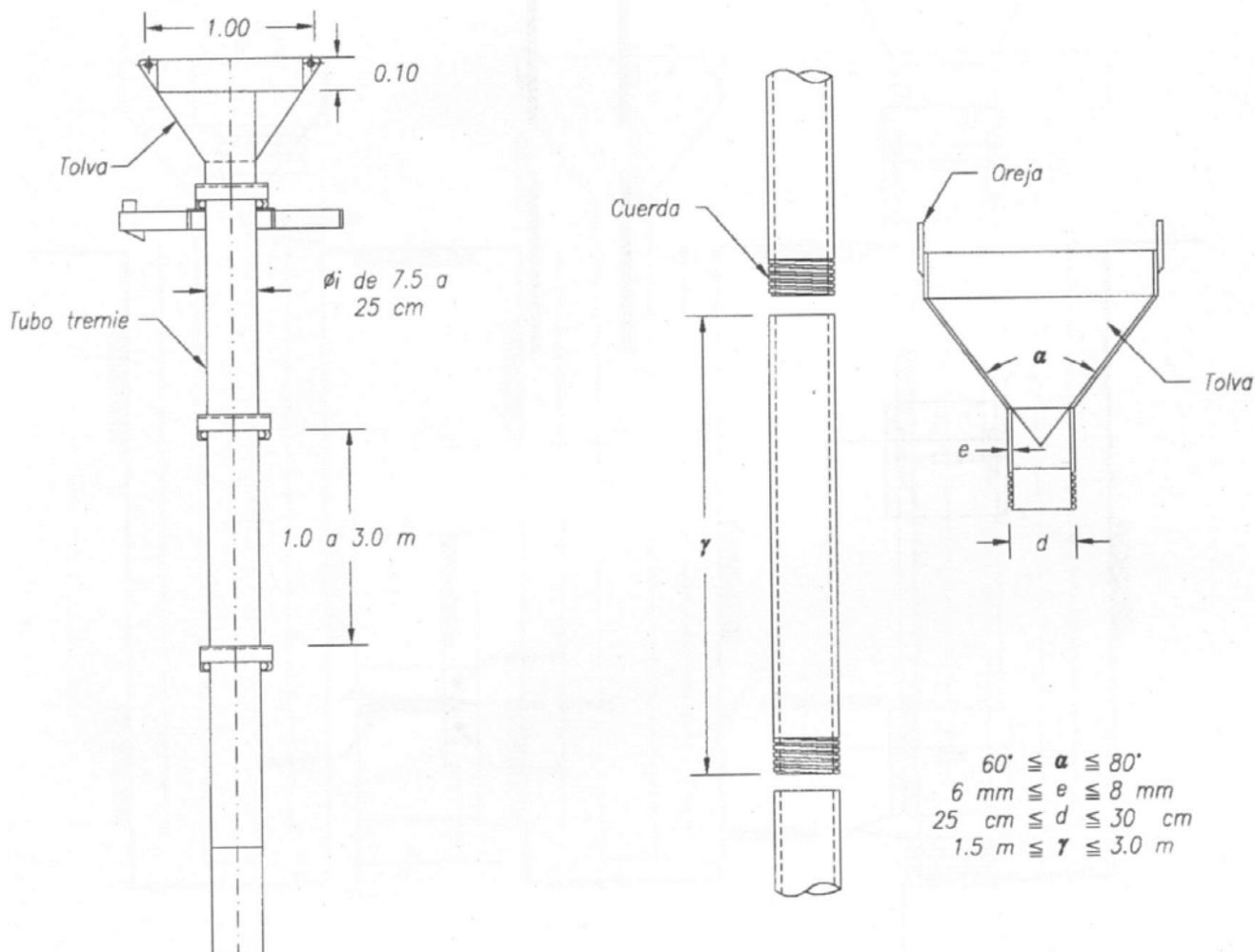


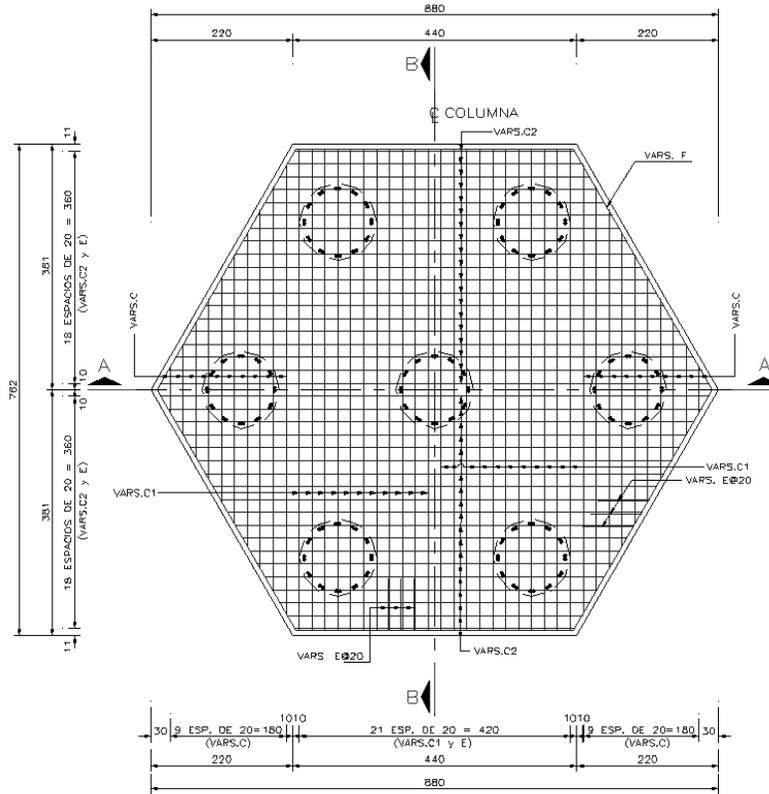
Figura 2.5 Detalle de tubería tremie. Ref. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.

### 2.2.1.1.2. Zapatas

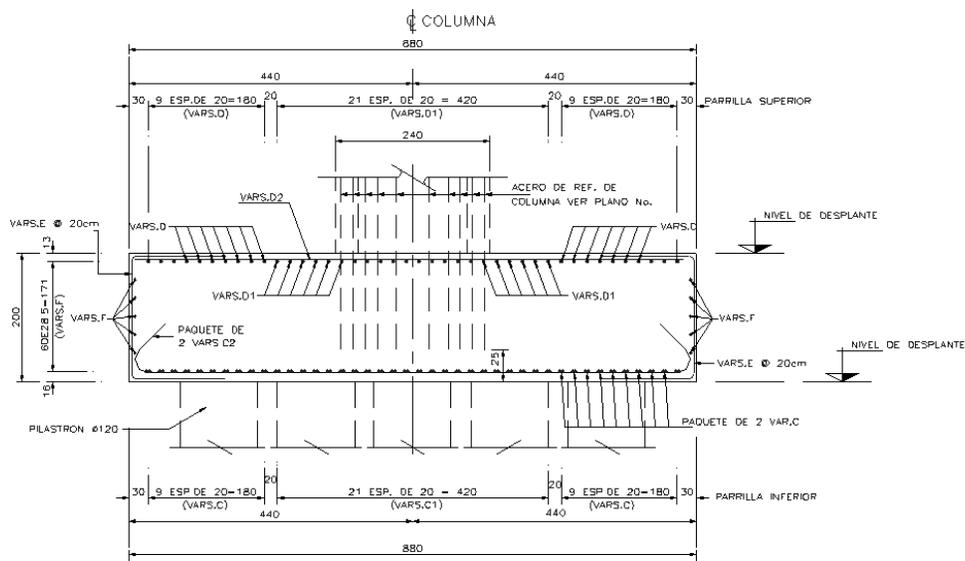
Como elemento estructural, cada zapata aislada, principalmente recibe las cargas verticales y de volteo registradas en la base de la columna, soportando esfuerzos de penetración y distribuyendo las fuerzas a los elementos de empotramiento con en el suelo.

Con los resultados del modelo matemático se diseñaron zapatas de forma hexagonal de 4.40 m. de lado por 2.00 m. de altura, con concreto de resistencia a la compresión  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  (figuras 2.6a y 2.6b).

Durante su construcción una vez obtenido los niveles de desplante sobre el terreno, para evitar contaminación tienen una plantilla de concreto  $f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$  de 10 cm. de espesor, posterior al descabece de las pilas sobre la plantilla se realiza el armado, cimbrado y colado del elemento, dejando embebido el acero de refuerzo de arranque para la construcción de las columnas.

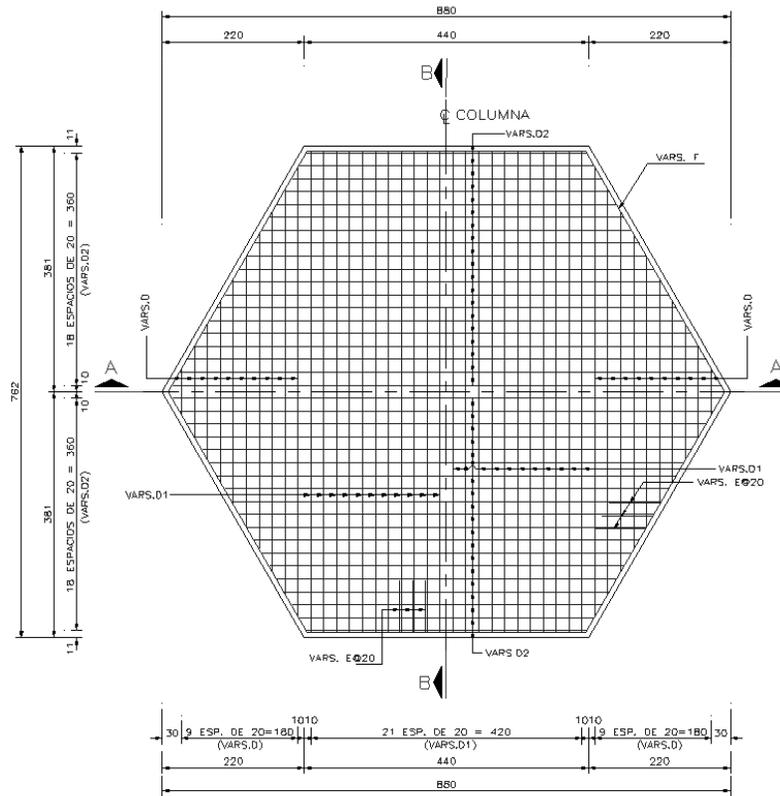


PARRILLA INFERIOR

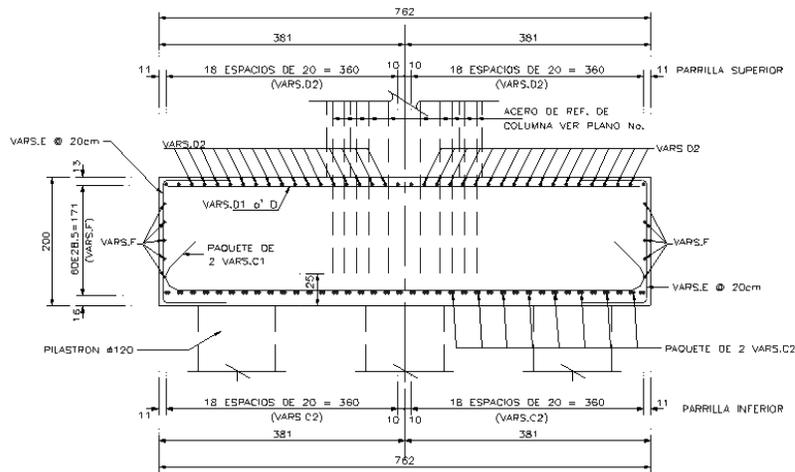


CORTE A – A  
(ELEVACIÓN)

Figura 2.6a Detalle de zapata tipo.



PARRILLA SUPERIOR



CORTE B - B  
(ELEVACIÓN)

Figura 2.6b Detalle de zapata tipo.

**2.2.1.2. Columnas**

Elementos estructurales verticales sometidos principalmente a esfuerzos de carga axial y de flexión (flexocompresión); que dan elevación al puente en cada uno de los puntos de apoyo centrales y transmiten sus cargas directamente a la cimentación del elemento.

Para el puente se consideraron elementos de sección hueca, constantes de 2.40 x 2.40 m. y 35 cm. de espesor, con chaflán en aristas interiores (figura 2.7). Con las alturas de diseño sin incluir el capitel de la tabla 2.2. En la unión con travesaños se forman nodos y se interrumpe la sección hueca formando macizos.

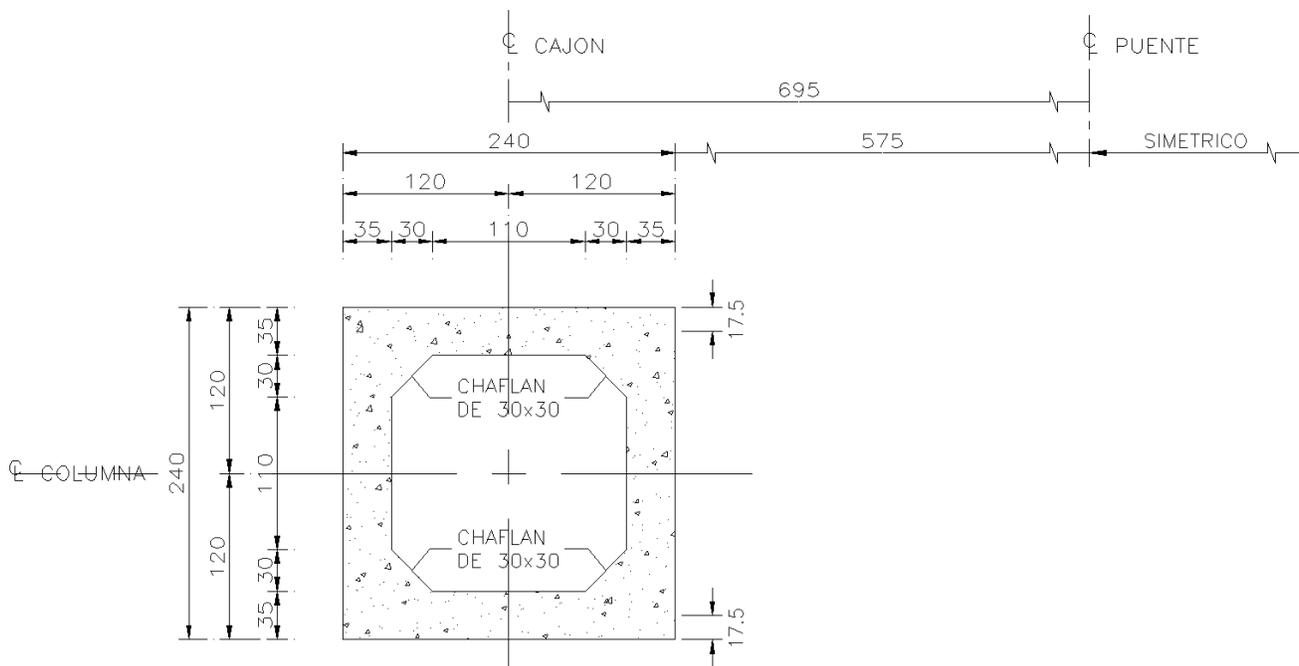


Figura 2.7 Sección típica de columna.

| ALTURA DE COLUMNAS |                   |                 |
|--------------------|-------------------|-----------------|
| COLUMNA            | CUERPO            | ALTURA (metros) |
| 2                  | Izquierdo-Derecho | 19.38           |
| 3                  | Izquierdo-Derecho | 23.26           |
| 4                  | Izquierdo-Derecho | 53.27           |
| 5                  | Izquierdo-Derecho | 54.67           |
| 6                  | Izquierdo-Derecho | 50.63           |
| 7                  | Izquierdo-Derecho | 49.03           |
| 8                  | Izquierdo         | 35.78           |
| 8                  | Derecho           | 30.78           |
| 9                  | Izquierdo-Derecho | 20.85           |

Tabla 2.2 Alturas de columnas.

Es en este proceso donde se inicia con la una logística de utilización de grúas, con el fin de hacer llegar los materiales o realizar maniobras en el proceso constructivo de los elementos de concreto armado. Grúas tipo torre en los apoyos de mayor altura 4- 5 y 6- 7 con una torre de 66 m. y 63 m. respectivamente y grúas de neumáticos en los apoyos 2, 3, 8, y 9 (figura 2.8).

Conforme los cuerpos de las columnas crecen, en las grúas torre se realizan telescopiajes aproximadamente a cada 20 m. hasta alcanzar la altura máxima de trabajo de la superestructura y con un radio de alcance de 42 m., arriostrando su estructura reticular hacia las columnas adyacentes para dar estabilidad.

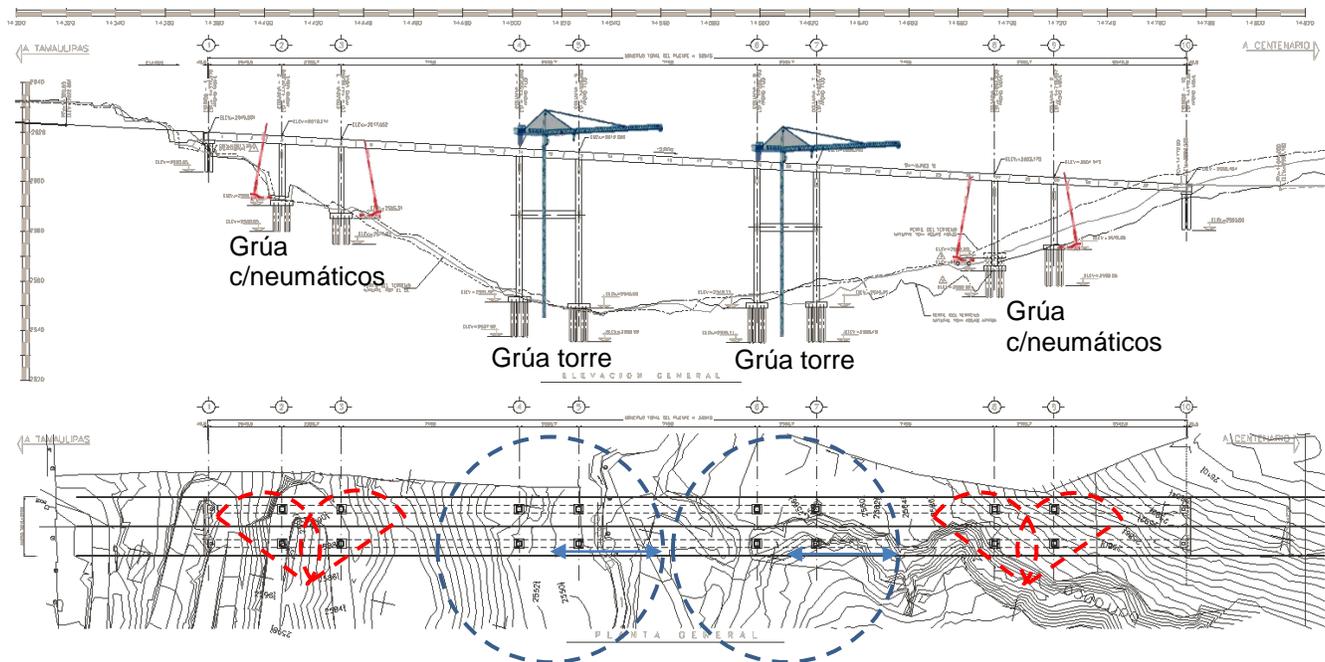


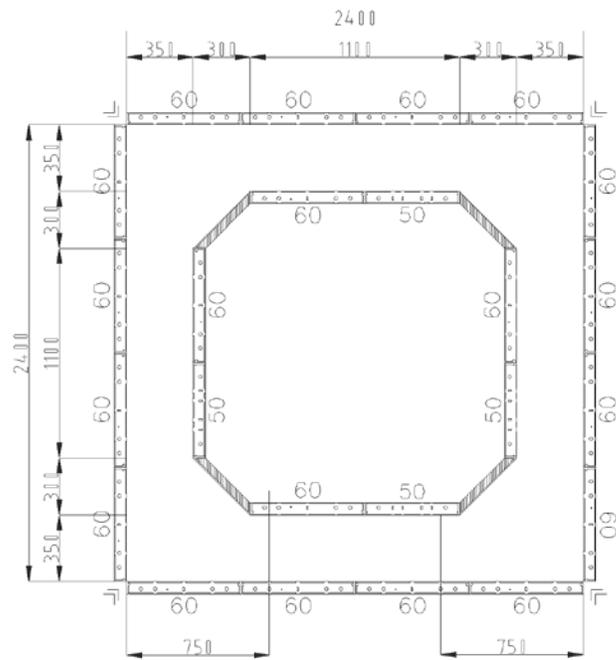
Figura 2.8 Logística de grúas en puente.

El proceso constructivo incluye las actividades propias para la fabricación de columnas de concreto de la siguiente forma:

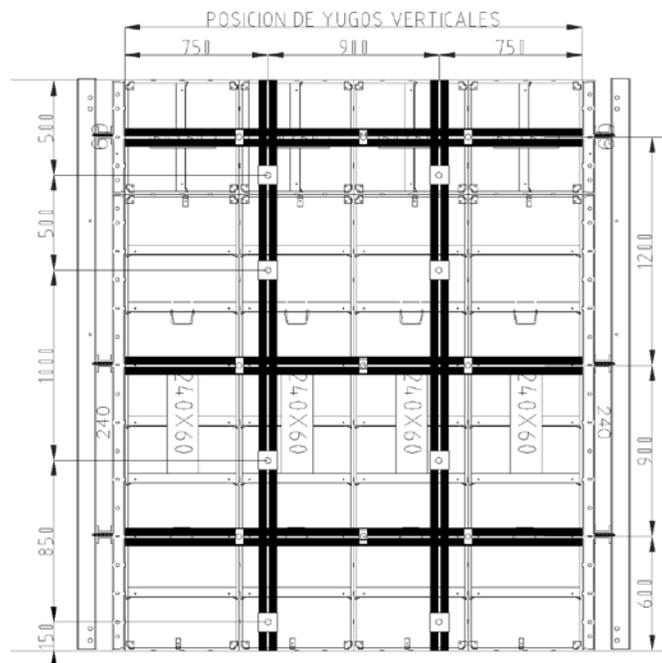
- Habilitado, elevación y armado del acero de refuerzo.
- Encofrado con cimbra metálica (figura 2.9) “sistema trepador”, con un desarrollo de 2.90 m. de altura por colado.
- Colado del elemento con bomba grúa o bacha para concreto, descimbrado y curado de forma química con aditivos.

El sistema trepador (figuras 2.10a y 2.10b) del encofrado se caracteriza por que los paneles que forman la cimbra se encuentran anclados y soportados por el elemento (columna) en el colado previo, por medio de barras roscadas que hacen las veces de separadores, quedando como preparaciones para los puntos de suspensión siguientes.

Estas unidades de panel pueden estar provistas de andamios suspendidos que brindan seguridad para los trabajadores en la parte superior para los colados o armado de la columna y en la parte inferior para retiro de anclas y curado de los elementos. El retiro y elevación de las plataformas por lado se llevan en conjunto con la grúa, iniciando con el panel exterior y posterior a su fijación se continúa con el panel interior.



PLANTA



ALZADO

Figura 2.9 Encofrado de columna.

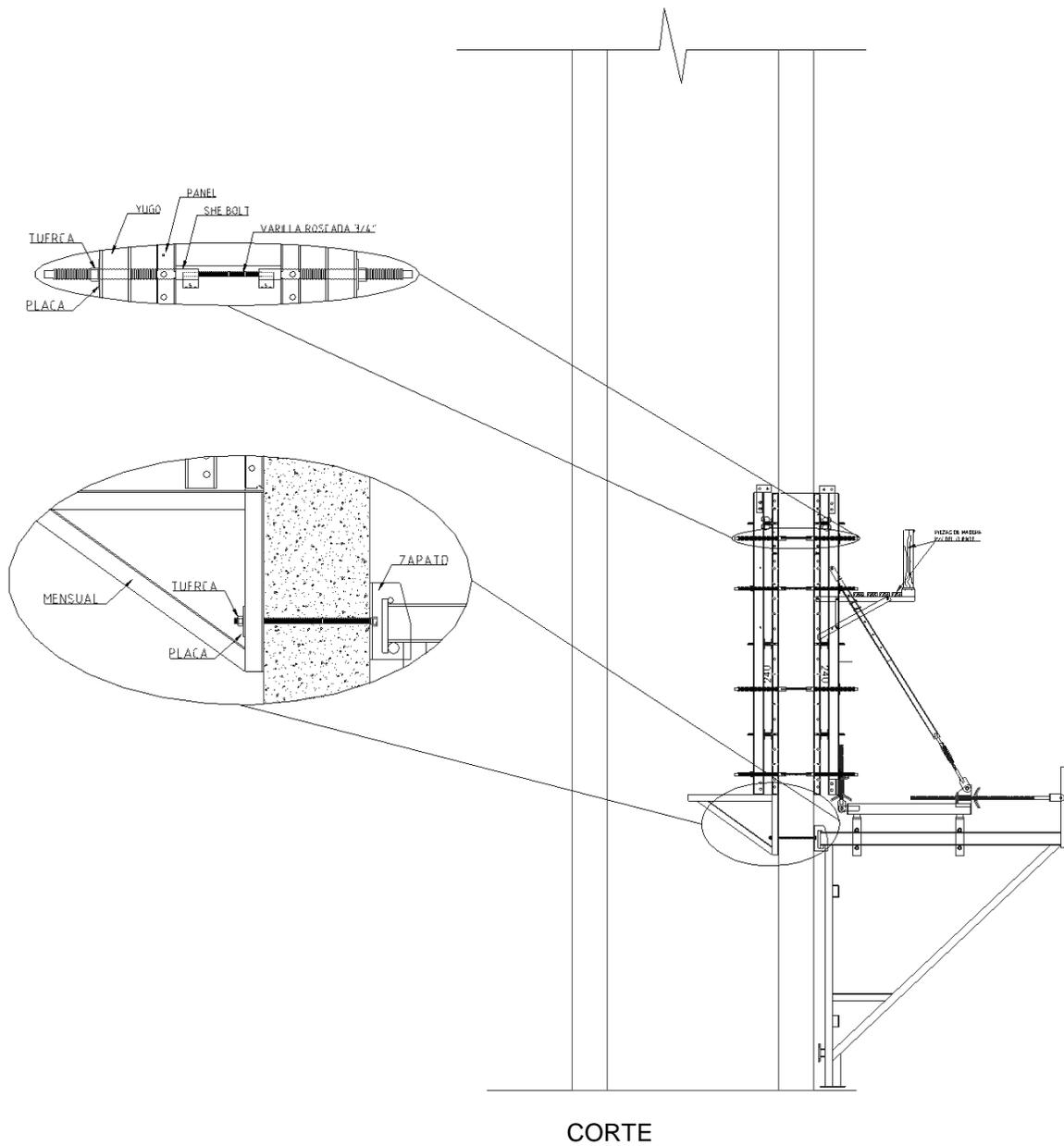


Figura 2.10a Sistema trepador para columnas.

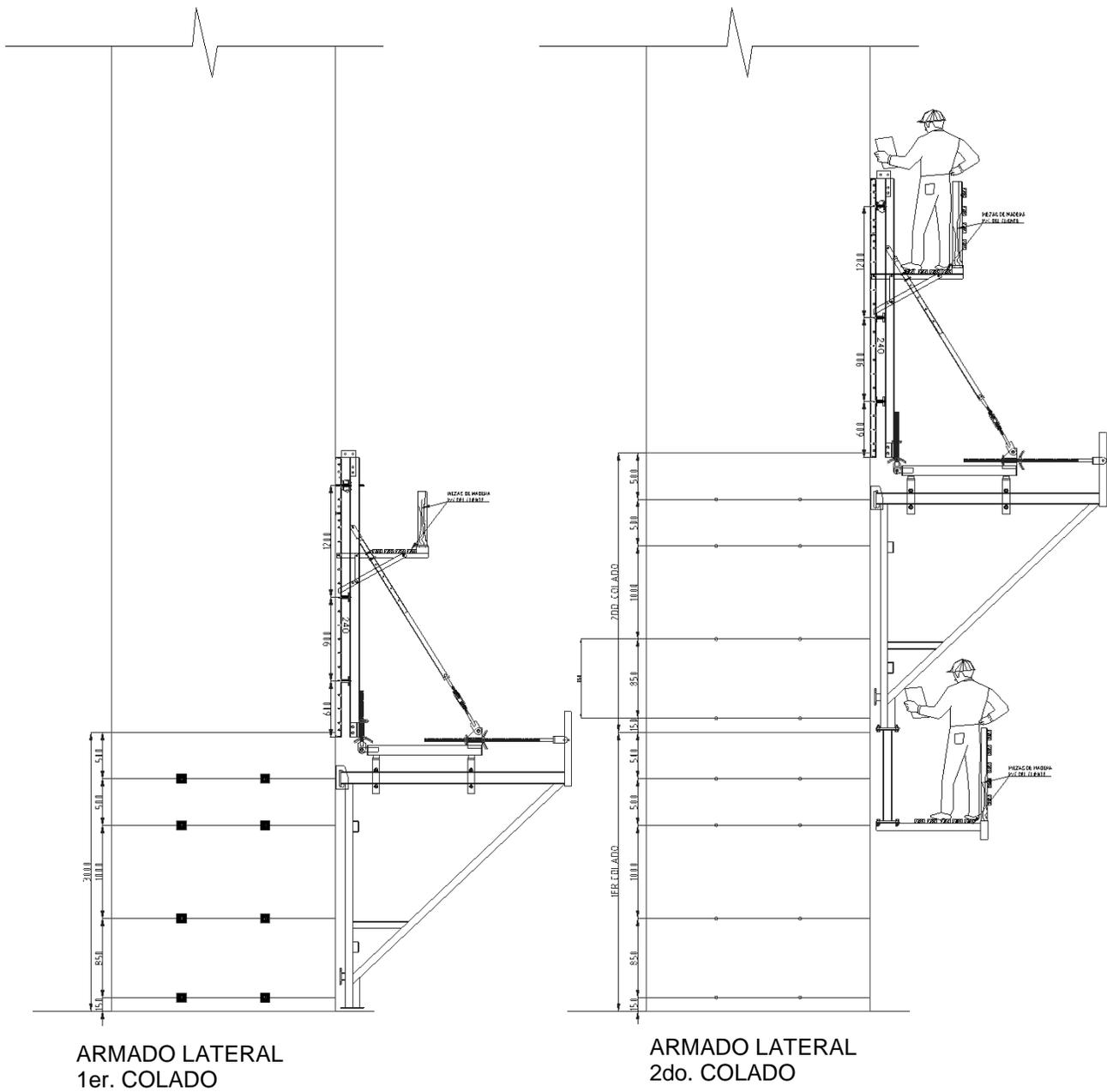


Figura 2.10b Sistema trepador para columnas.

### 2.2.1.3. Travesaños

Los travesaños como elementos horizontales entre las columnas forman marcos de rigidez, haciendo que trabajen conjuntamente, reduciendo también los efectos de esbeltez en los elementos verticales y del puente en conjunto.

Todos los apoyos intermedios del puente son conectados por travesaños superiores, que unen la parte alta de columnas (bajo los capiteles) de ambos cuerpos. Para los apoyos centrales 4, 5, 6 y 7; se adiciona un travesaño a una distancia de aproximadamente  $2/3$  de la altura de las columnas del sistema. Ambos elementos transversales superiores e inferiores tienen una sección típica de 0.90 m. de base por 3.00 m de altura y una longitud de 13.90 m. a ejes de columnas.

En el sentido longitudinal se tienen travesaños inferiores que tienen continuidad en sentido horizontal con los transversales; conectando las columnas de apoyo 4 y 5 y las columnas del apoyo 6 y 7; simétricamente en ambos cuerpos con dimensiones de sección típica de 1.30 m. de base por 3.00 m de altura y una longitud de 23.96 m. a ejes de columnas

Los travesaños superiores de concreto con resistencia a la compresión  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo grado 60  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ ; Los travesaños inferiores de ambos sentidos y nodos de conexión con columna (macizos) de concreto con resistencia a la compresión  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo grado 60  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$  y cables de presfuerzo de baja relajación con especificación grado 270 ( $19,000 \text{ kg/cm}^2$ ), (figuras 2.11a y 2.11b).

Los travesaños longitudinales inferiores son de sección aligerada con dos huecos circulares a lo largo del elemento, logrados con la integración de dos tubos de cartón de 94 cm. de diámetro (sonotubos) como cimbra muerta en su interior, como se muestra en el corte de la figura 2.11b.

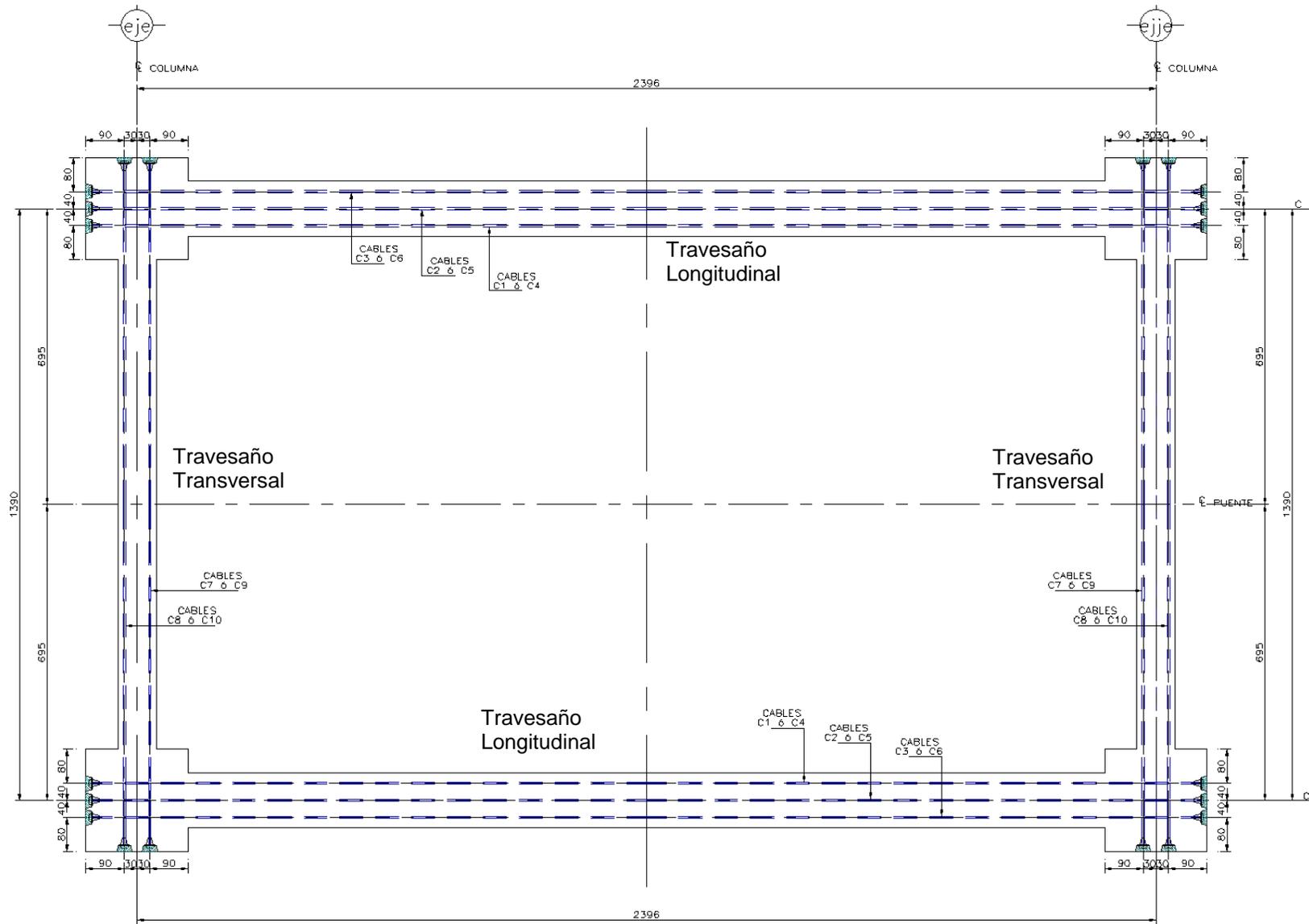
El sistema de postensado multitorón adherente utilizado en los travesaños inferiores, consiste en la integración de fuerzas al elemento de concreto armado, con cables de baja relajación (tratados térmicamente para reducir el alargamiento) en pares por ducto.

Los ductos de 8.8 cm. de diámetro, forman el hueco en el travesaño para hacer pasar los cables, en este caso son de acero galvanizado engargolado, lo cual garantiza tanto el permanecer impenetrable el hueco durante el colado, como la transmisión de adherencia entre los elementos. Para ello una vez que cada uno de los cables es tensado a la fuerza requerida por el proyecto (255 ton.), se inyecta una lechada de cemento expansivo (grout).

Para el tensado de los cables, cuando el concreto adquiere el 80% de su resistencia, en sus extremos cuentan con elementos de anclajes tipo (figura 2.12), que para efectos de los travesaños se consideran uno pasivo y el otro activo ya que el tensado se realiza por uno solo de sus extremos, para su instalación esta se realiza al mismo tiempo de los elementos a colar fijando el ducto con silletas y los anclajes con elementos de refuerzo para evitar el rompimiento en esta zona.

Los anclajes están formados por: cuñas de sujeción del cable que evitan el regreso del cable conforme va siendo tensado quedando aprisionadas a un bloque de acuñamiento de acero, este descansa sobre una placa de reacción apoyada directamente hacia el concreto. Como complemento a los ductos se tienen coples y la trompeta en los extremos de anclaje donde se integran los tubos de inyección, mismos que se colocan en tramos máximos de 20 m.

Con este sistema de anclaje los gatos hidráulicos de postensado automáticamente realizan una operación de tensado – acuñado de los cables.



PLANTA TRAVESAÑOS INFERIORES

Figura 2.11a Planta de postensados en travesaños.

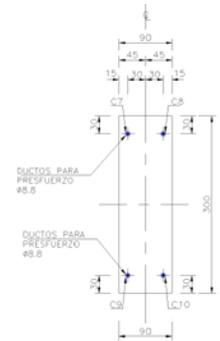
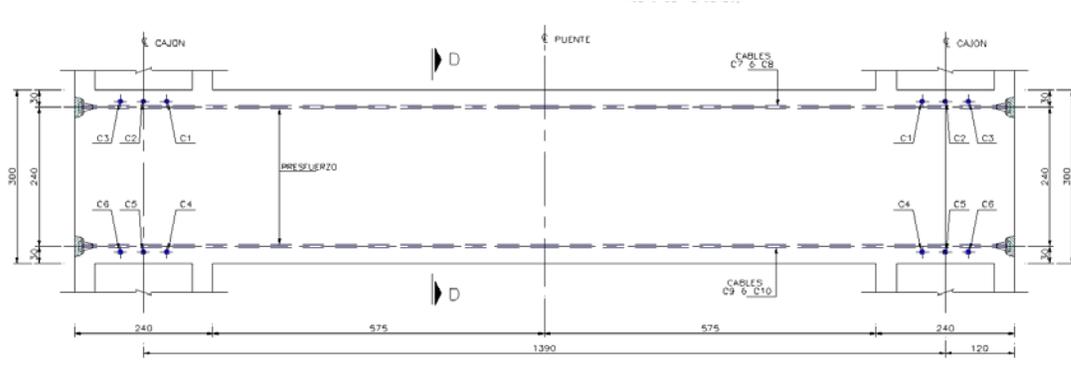
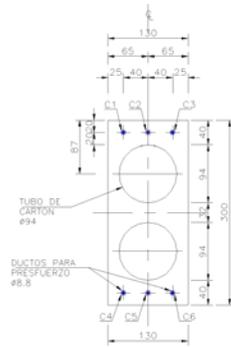
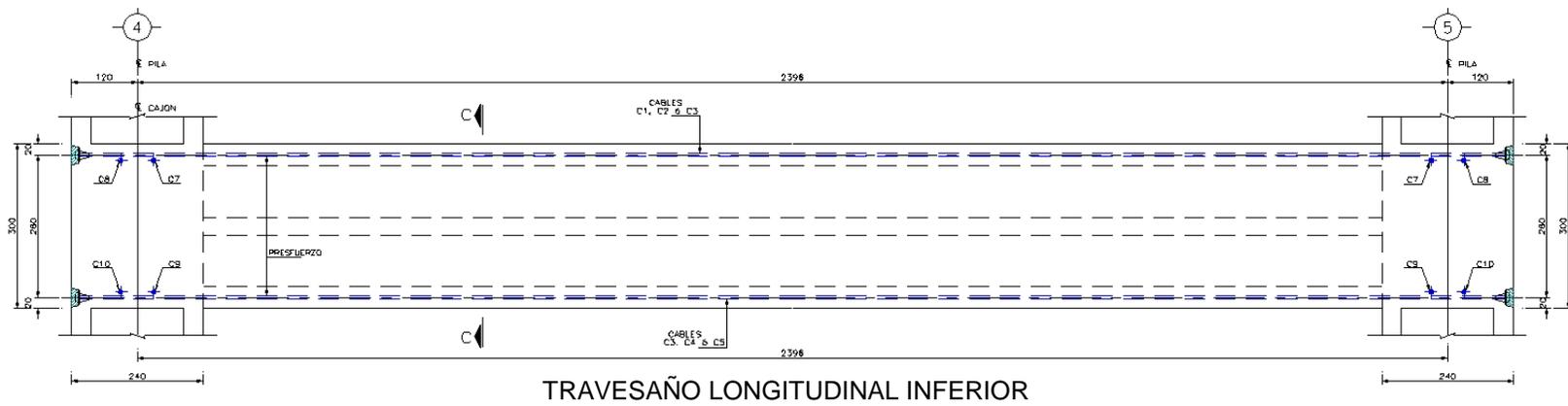
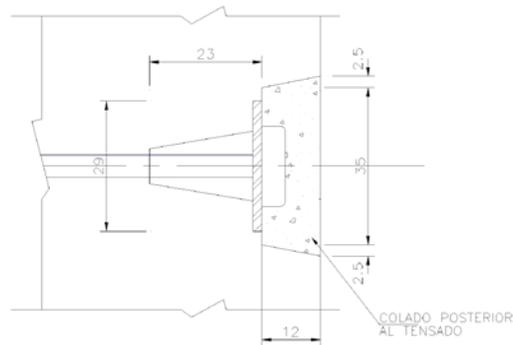
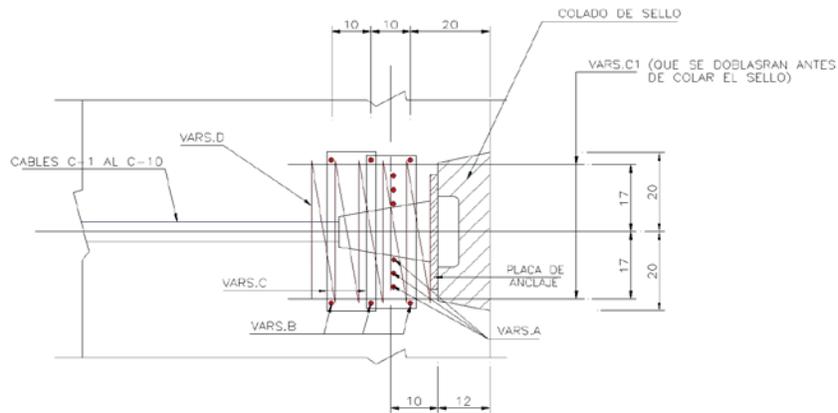


Figura 2.11b Alzado de posteensados en travesaños.



DETALLE  
(GEOMETRÍA)



DETALLE  
(REFUERZO)

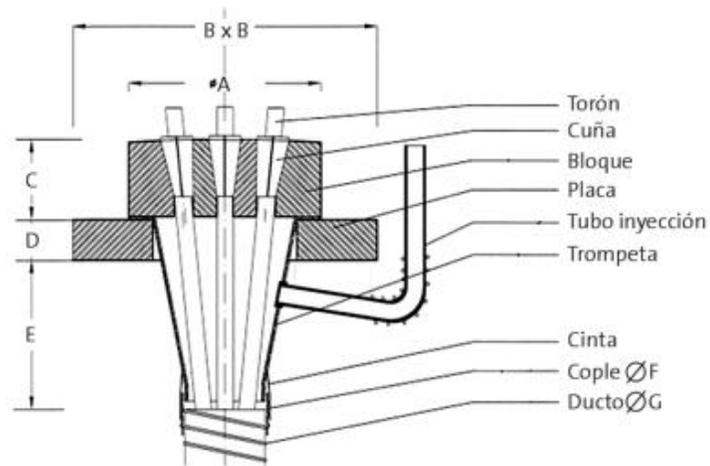


Figura 2.12 Detalle anclaje de postensado.

Dentro del proceso constructivo se involucra la ingeniería de diseño de obras falsas de soporte provisional de los encofrados y del elemento horizontal durante el colado:

- Obra falsa de torres de andamio utilizada en travesaños superiores de apoyos sin travesaños inferiores (figura 2.13a) y en travesaños inferiores transversales del puente (figura 2.13b).

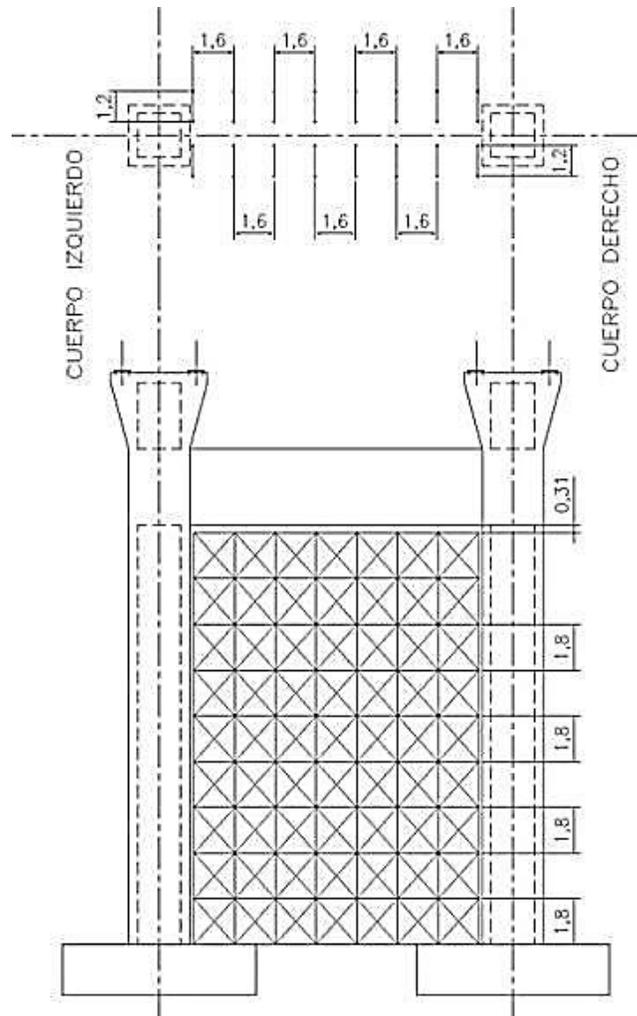


Figura 2.13a Obra falsa con andamiaje en travesaño superior.

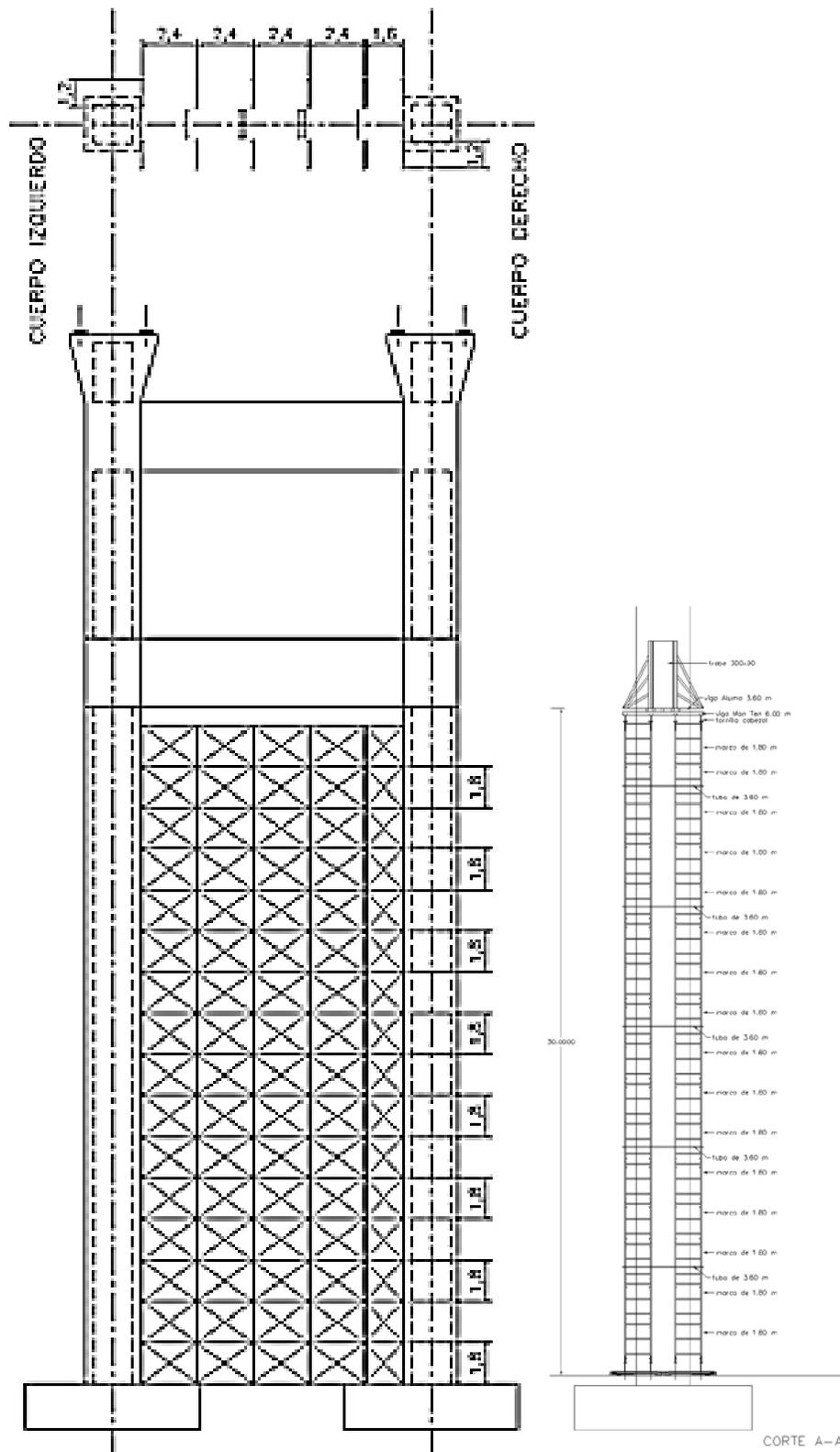
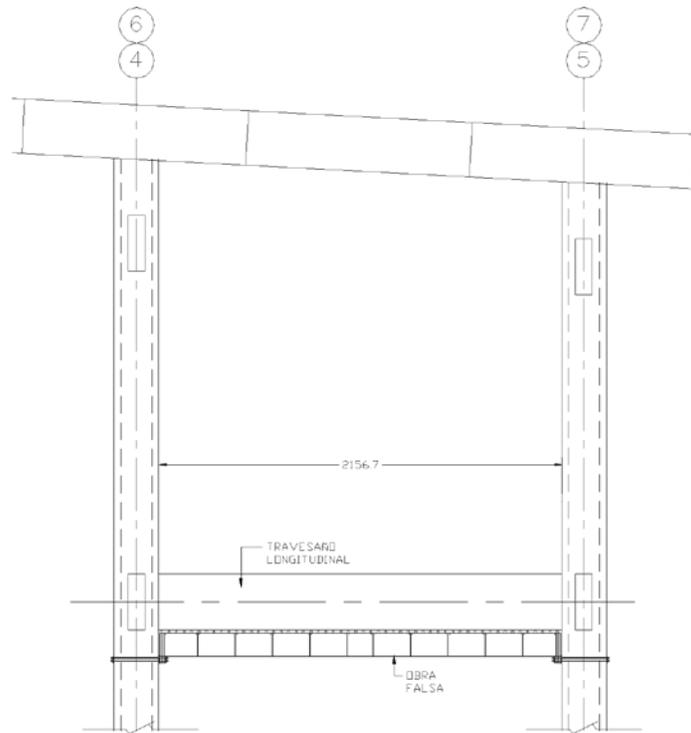
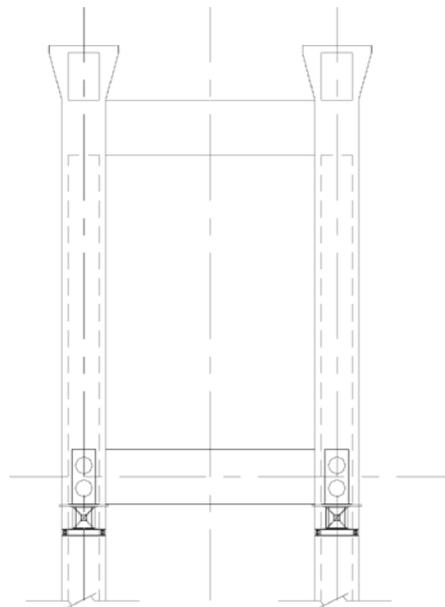


Figura 2.13b Obra falsa con andamiaje en travesaño inferior.

- Izaje de cimbra falsa con vigas metálicas que soportan y elevan la plataforma de cimbrado, por medio de barras metálicas de tiro con gatos hidráulicos (figuras 2.14 y 2.15), utilizadas principalmente en travesaños transversales superiores de apoyos 4, 5, 6 y 7; travesaños longitudinales del puente entre apoyos 4-5 y 6-7; y travesaño en apoyo 8 provocado por el desnivel ente desplante de columnas.

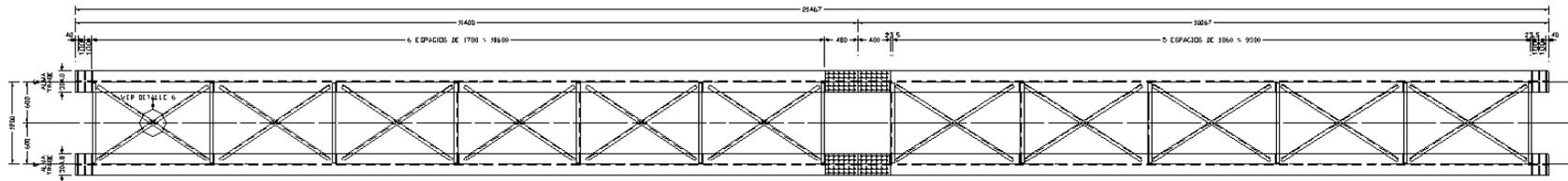


ELEVACIÓN - LONGITUDINAL

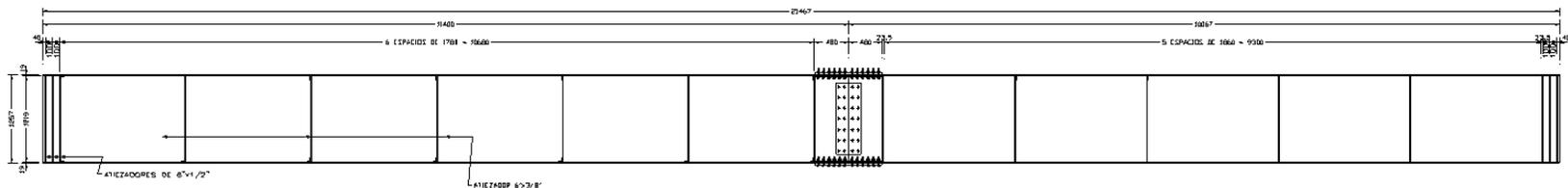


SECCIÓN TRANSVERSAL

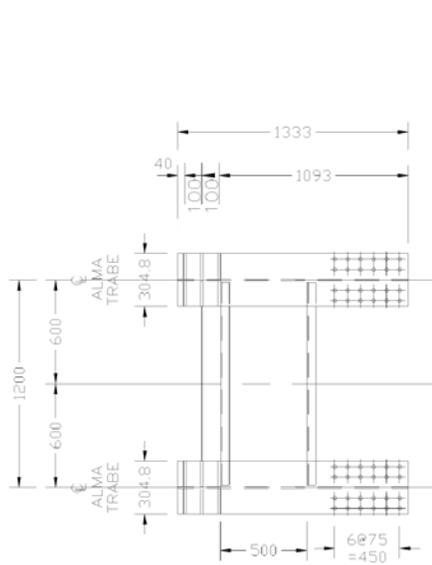
Figura 2.14 Obra falsa con viga metálica.



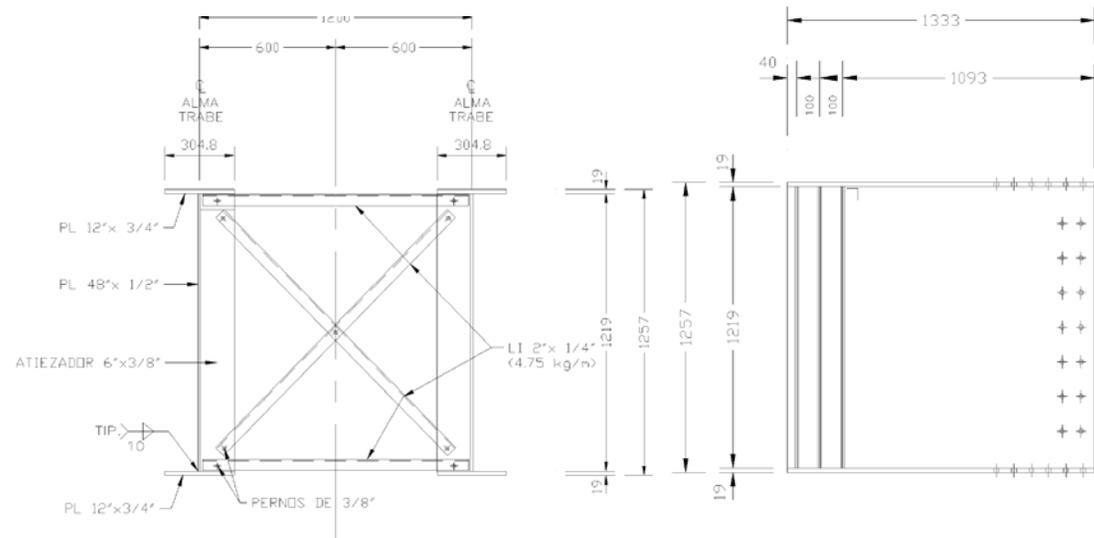
PLANTA – PATÍN SUPERIOR



ELEVACIÓN



PLANTA



SECCIÓN TRANSVERSAL

ELEVACIÓN

Figura 2.15 Detalle de viga metálica

### 2.2.1.4. Capiteles

Los capiteles son la parte superior de las columnas que propagan las cargas de los apoyos de la superestructura en estos elementos verticales, que son sometidos principalmente a esfuerzos axiales y excéntricos.

Se forma de la estructuración tipo ménsula en su sentido transversal de la columna, de concreto con resistencia a la compresión  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$  y acero de refuerzo grado 60  $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$  (figura 2.16).

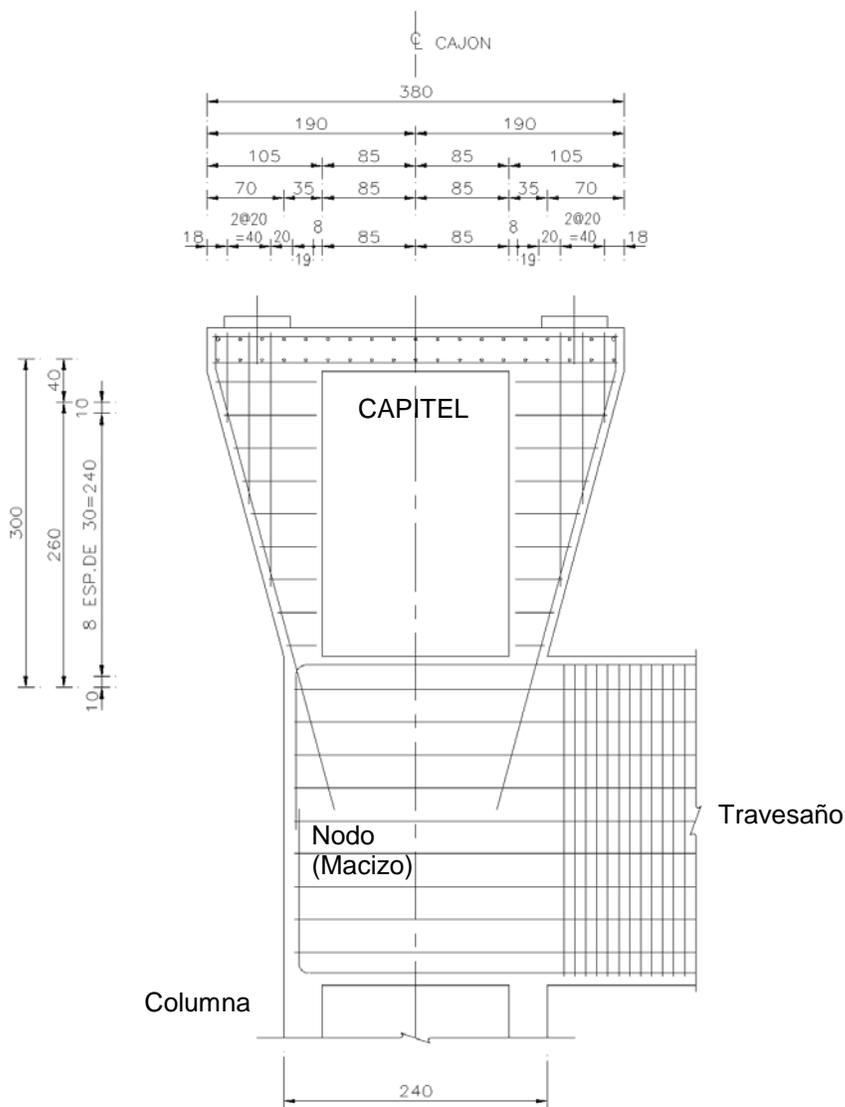


Figura 2.16 Sección tipo de capitel

Tres grupos de actividades principales se realizaron para su construcción a través de la utilización de grúas.

- Habilitado, elevación y armado del acero de refuerzo.
- Cimbrado con moldes de encofrado de acero.
- Colado del elemento con bacha de concreto, descimbrado y curado con vapor.

2.2.1.5. **Estribos**

Son estructuras que soportan a la superestructura en sus extremos. Para el puente en el estribo 1 soporta otra estructura (puente de traveses prefabricadas de concreto), a través de una ménsula como pilares de apoyo (figura 2.17a); mientras que en el apoyo 10 los aleros y diafragma soportan empujes del suelo confinado en la parte posterior (figura 2.17b).

Como sistema la base de esta estructura es la zapata del elemento, junto con los bancos del apoyo para que los apoyos encasetonados reciban la superestructura del puente.

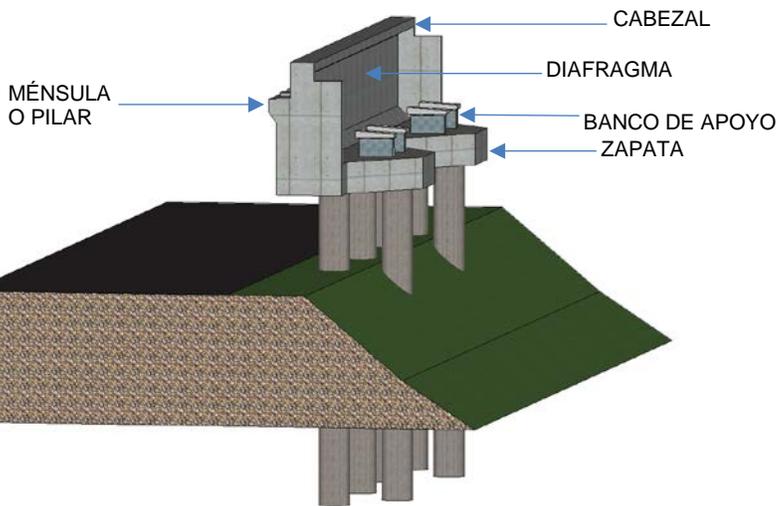


Figura 2.17a Isométrico estribo 1.

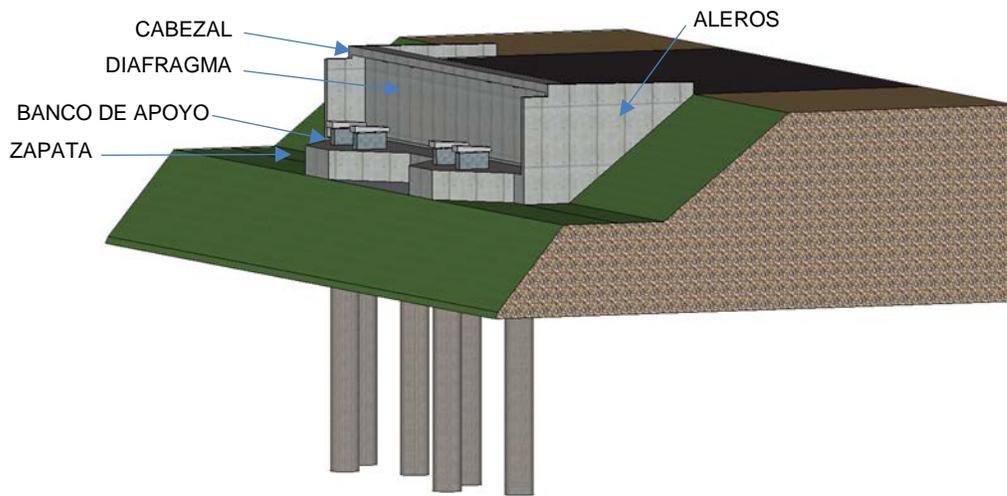
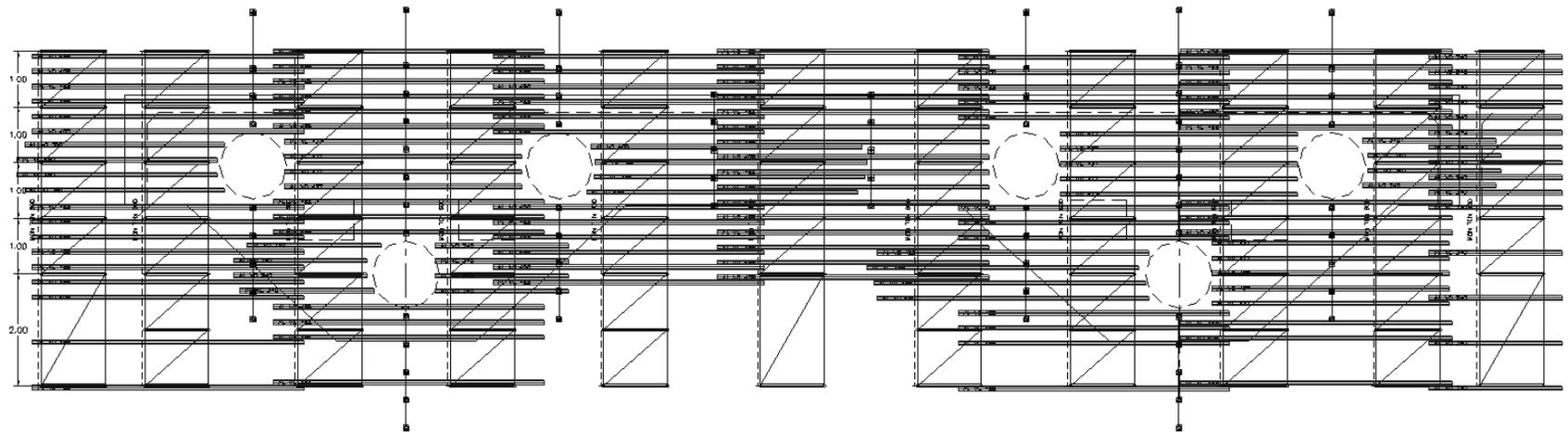


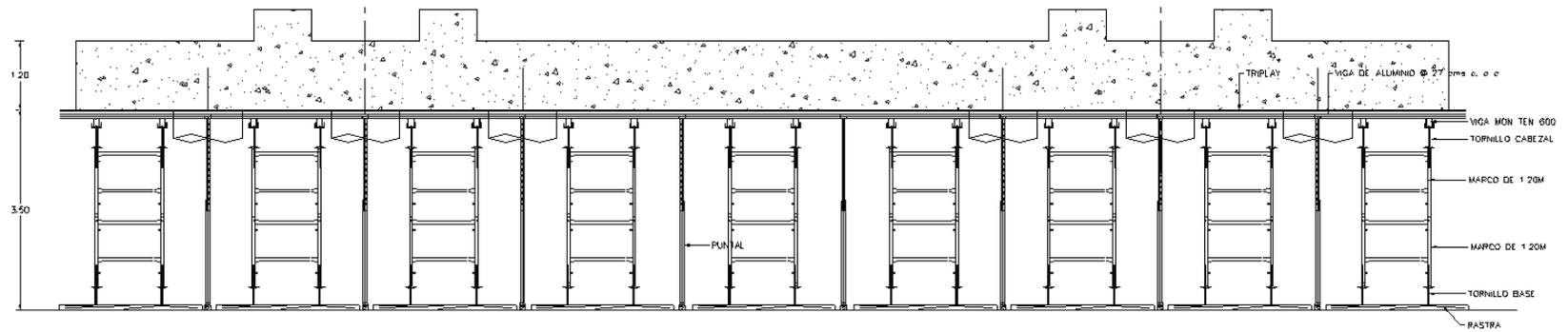
Figura 2.17b Isométrico estribo 10.

De la sustitución de terraplén y muro de contención en el estribo 1 por el puente de conexión se rediseñó el estribo, el proceso constructivo se lleva a cabo con la utilización de obra falsa en la base del estribo (figura 2.18).

En ambos estribos se utiliza cimbra común de madera para forjado de muros y colado con concreto de resistencia a la compresión  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  con acero de refuerzo  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ .



PLANTA DE VIGAS



ELEVACIÓN OBRA FALSA

Figura 2.18 Obra falsa en estribo 1.

**2.2.1.6. Apoyos permanentes**

Son sistemas mecánicos de conexión que transmiten cargas verticales y horizontales de la superestructura a la subestructura.

Los apoyos encasetonados que tienen libertad de movimiento horizontal en sentido longitudinal y rotación son llamados de expansión unidireccional. Los apoyos encasetonados que no dan ninguna libertad de movimiento horizontal y permiten únicamente rotación son llamados fijos. Ambos tipos son capaces de resistir y transmitir fuerzas horizontales en el sentido en el cual el movimiento está impedido (figura 2.19).

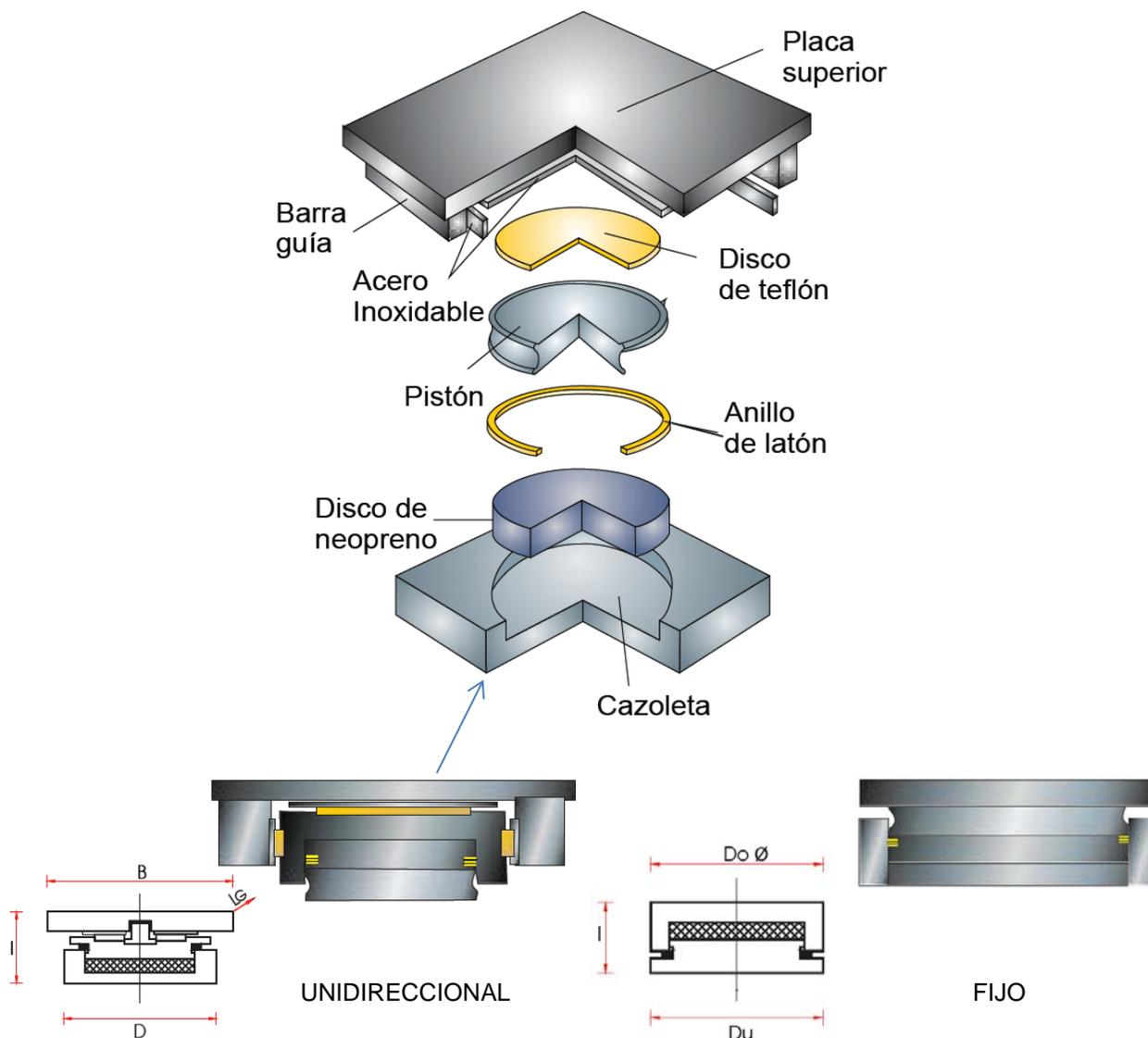


Figura 2.19 Detalles de apoyos encasetonados.

Colocados sobre bases de nivelación y anclaje que fijan el apoyo con el capitel, coincidiendo con los ejes transversales de la estructura y longitudinalmente con los ejes del alma de las vigas principales, forman un sistema de la superestructura del puente continuo (figura 2.20).

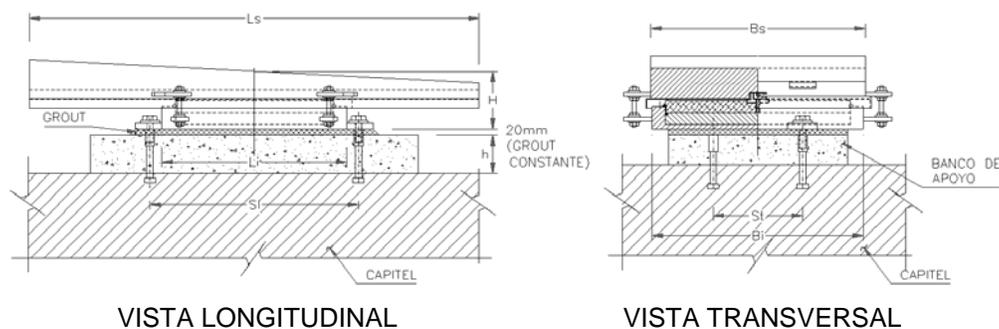


Figura 2.20 Instalación sobre capitel de apoyo encasetonado.

Por diseño la superestructura del puente está restringida longitudinalmente y transversalmente (Apoyos encasetonados fijos Tf) en los apoyos 4, 5, 6, y 7. En sus apoyos 1, 2, 3, 8, 9 y 10 cuenta con restricción transversal (Apoyos encasetonados unidireccionales TGe) que impide que la estructura se desplace lateralmente permitiendo el movimiento longitudinal (figura 2.21).

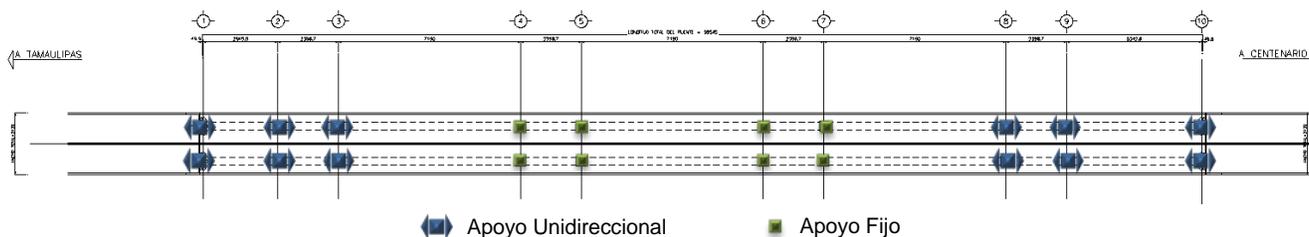


Figura 2.21 Disposición en planta de apoyos encasetonados.

## 2.2.2. Superestructura

La superestructura continua del puente reduce el número de juntas optimizando su sección transversal y los elementos que la componen son:

### 2.2.2.1. Vigas

Las vigas son elementos principales que distribuyen las cargas en el sentido longitudinal hacia los apoyos.

El puente cuenta con un sistema de viga doble (dos vigas principales equidistantes), que de acuerdo a la clasificación de puentes de acero son vigas de placa soldada en cajón rectangulares de dimensiones constantes de 2.90 m. de base por 2.48 m. de altura y 395.45 m. de largo a ejes de los estribos 1 y 10.

Cada una de las vigas en cada cuerpo está formada por 33 segmentos llamados dovelas (figura 2.22) de 12 m. de longitud para alcanzar la longitud total del puente. Los elementos que componen el cajón de la dovela son patín inferior, almas, patines superiores, refuerzos longitudinales del patín inferior (atiesadores), refuerzos longitudinales del alma (atiesador exterior), marcos de rigidez (atiesador transversal, diafragmas y arriostramiento diagonal en V), placas de conexión y elementos de sujeción (figura 2.23a).

Como elemento de refuerzo por diseño en los ejes de apoyo 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 se integra un alma de diafragma (transversal) y refuerzo exterior en el alma, además de sobreplacas en zona central y laterales del patín inferior (figura 2.23b).

Por especificación para mantenimiento e inspección, se dejan drenes en el patín inferior y pasos acceso al interior de la viga.

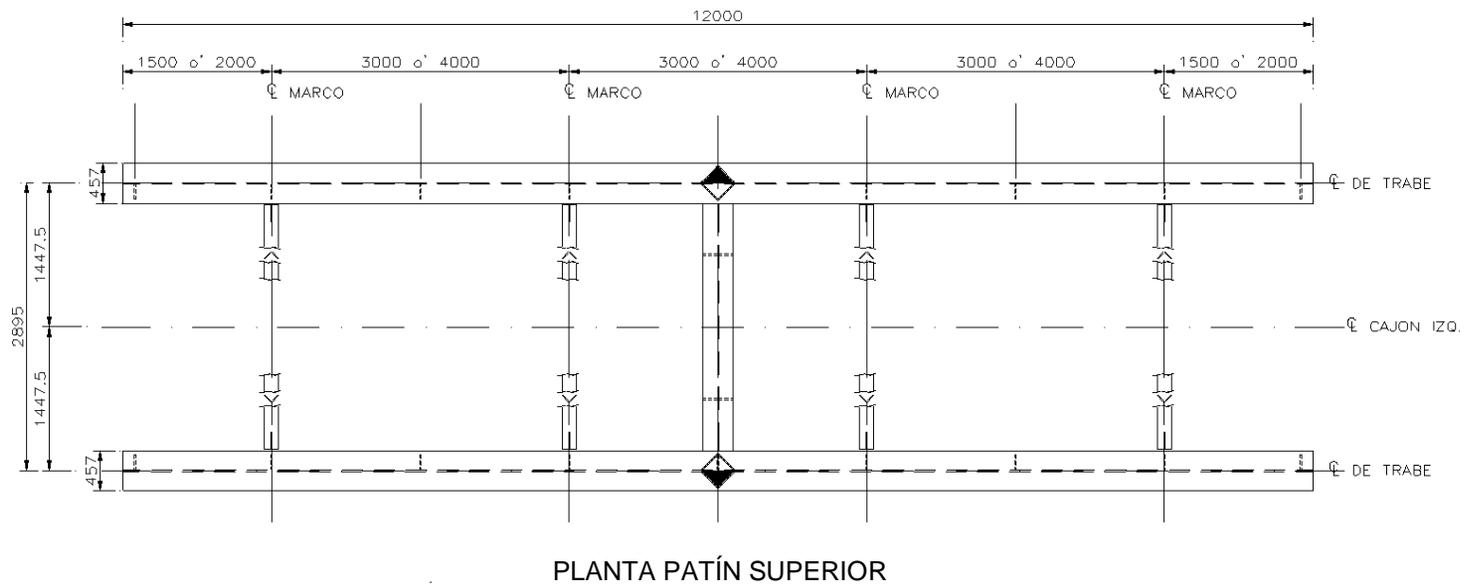
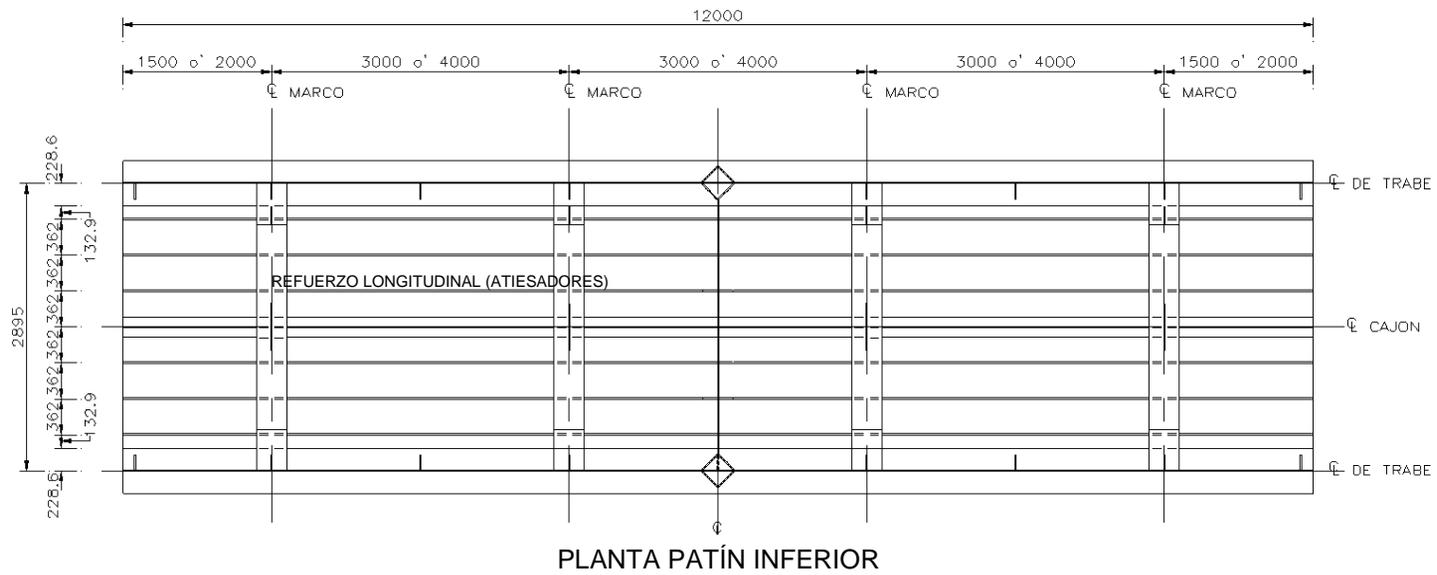


Figura 2.22 Planta de dovela patín inferior y superior.

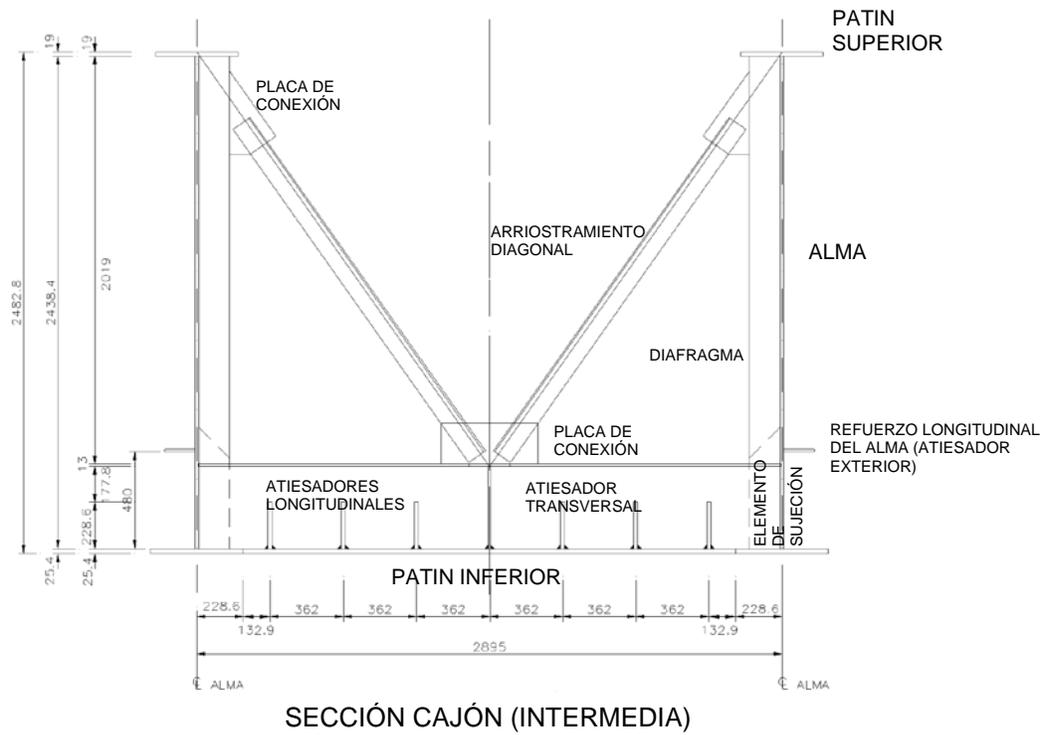


Fig. 2.23a Sección de viga refuerzo diagonal V.

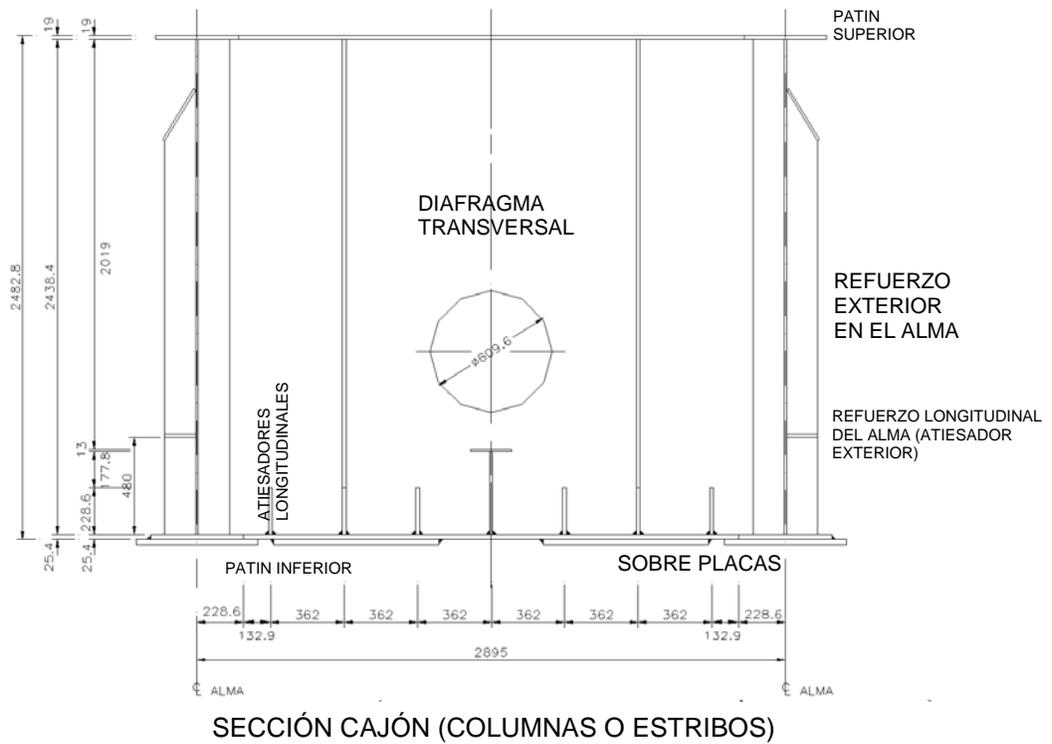
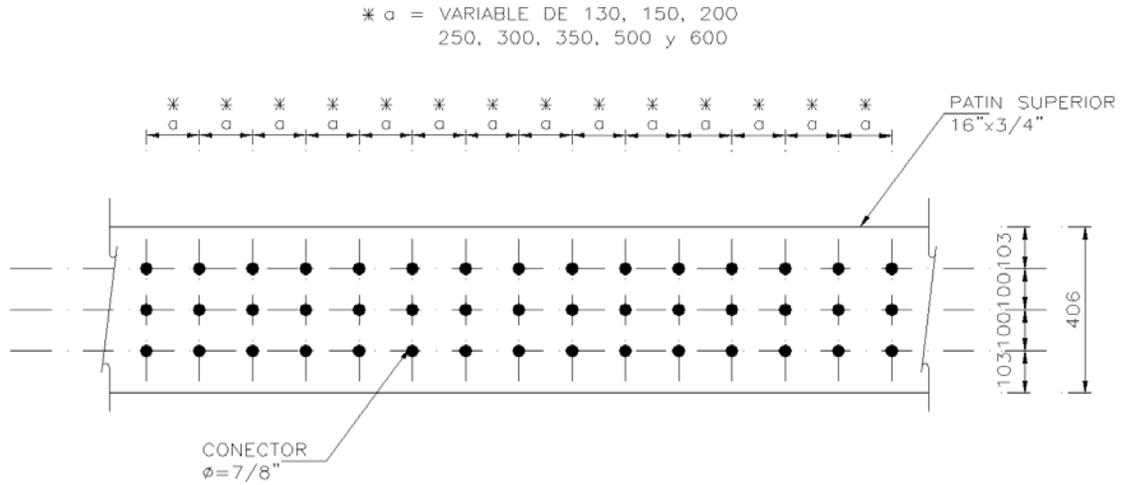
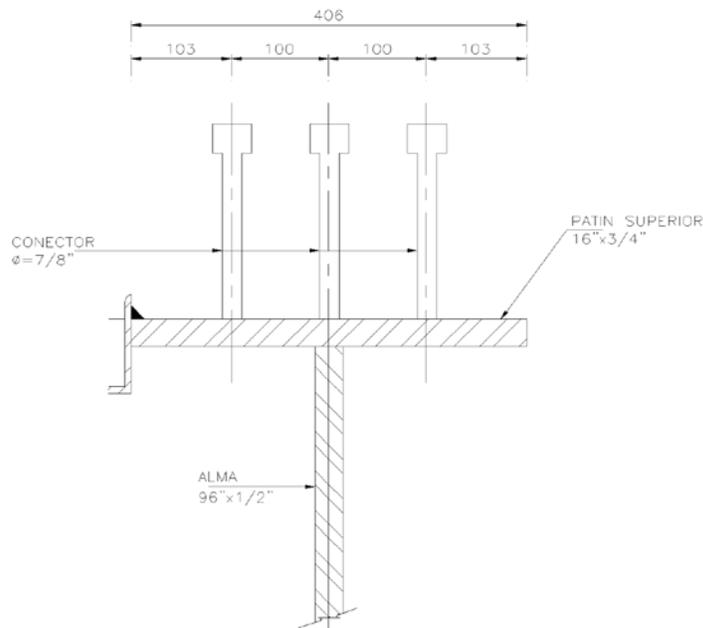


Fig. 2.23b Sección de viga refuerzo alma de diafragma.

Estructuralmente funciona como un sistema compuesto de viga acero de alta resistencia A-588 Grado 50W con límite de fluencia  $f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$  y concreto postensado. Unidos por pernos de esfuerzo cortante (figura 2.24 y 2.25).



ARREGLO DE LOS CONECTORES



ARREGLO DE LOS CONECTORES

Figura 2.24 Detalles de conectores con pernos de esfuerzo cortante.

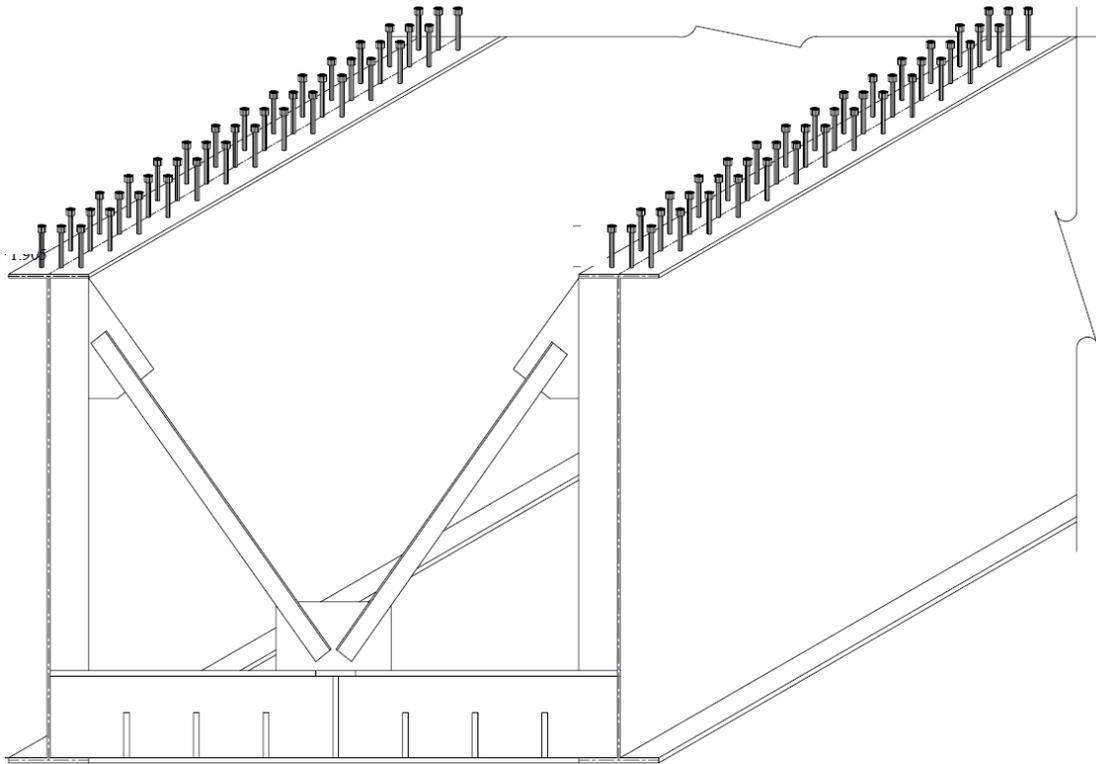


Figura 2.25 Isométrico de dovela con de conectores con pernos de esfuerzo cortante.

El proceso constructivo se resume en tres subprocesos generales; el primero es el conjunto de actividades de fabricación en taller y transporte de dovelas; el segundo es el conjunto de actividades de maniobras y ensamble de dovelas en campo; y el tercer proceso involucra el montaje de las vigas por el sistema de incrementos sucesivos. Sistema que se describirá en los próximos capítulos como tema principal del presente trabajo.

#### 2.2.2.2. Losa de calzada

Es la cubierta o tablero del puente como extensión de la superficie de rodamiento, la losa de calzada en este caso tiene como principal función transmitir las cargas a las vigas principales.

Geoméricamente tiene 24.20 m. de ancho de losa con la misma longitud de las vigas, con sección transversal variable (acartelada), disminuyendo peralte al centro y extremos de voladizos (figura 2.26).

Como sistema estructural la losa tienen cinco segmentos en su sección transversal, que a su vez forman dos secciones de análisis simplificado, las primeras dos denominadas losas de cajón, soportan esfuerzos tanto en sentido longitudinal como transversal y que forman parte de la sección compuesta de las vigas principales. Una sección entre las vigas principales se le denomina losa central y dos secciones de voladizos laterales denominados aleros; que en conjunto con la losa de cajón soportan principalmente esfuerzos de flexión y cortante como losa en una sola dirección (figura 2.27).

El sistema de losa es de concreto postensado, (concreto con resistencia a la compresión  $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$  y cables de pretensado de baja relajación grado 270 ( $19,000 \text{ kg/cm}^2$ )).



El proceso constructivo de la losa se define en dos etapas principales, la primera a su vez dividida en dos fases.

- Etapa 1a. Inicia con el colado de losa sobre cajón sobre apoyos 9-8, 7-6, 5-4 y 3 en las zonas donde se presentan momentos negativos máximos y refuerzo con cables postensados longitudinales (figura 2.28).

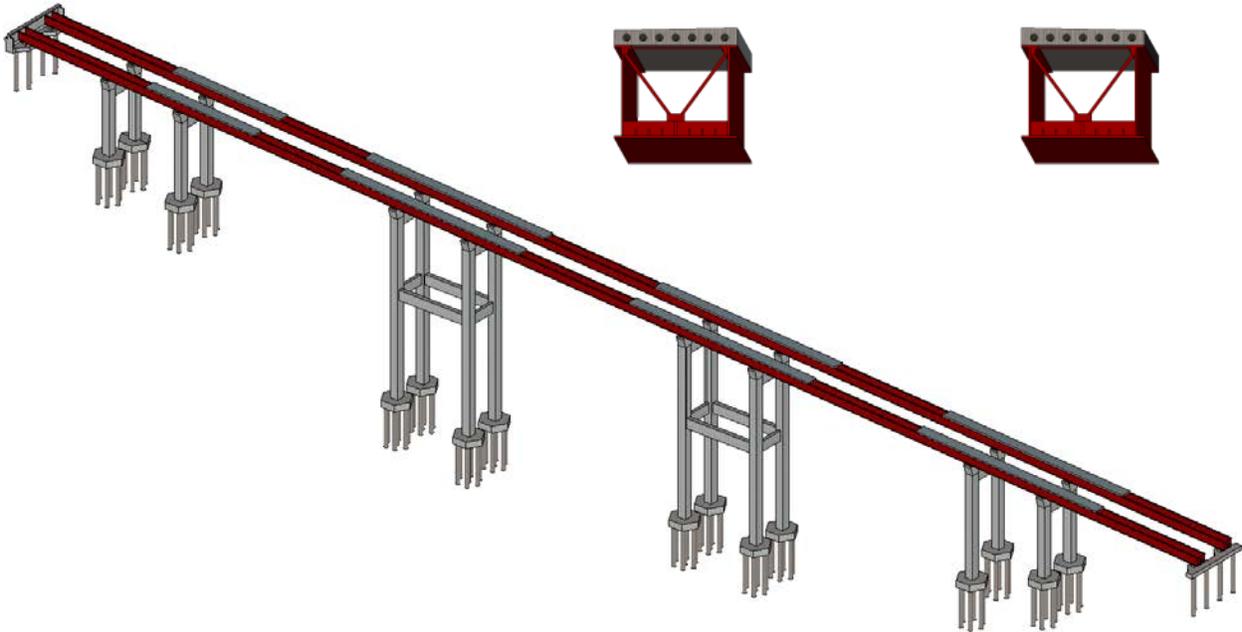


Figura 2.28 Etapa 1a colado losa.

- Etapa 1b. Se continúa con el complemento de colado de tramos de losa sobre cajón entre apoyos 10-9, 8-7, 6-5, 4-3 y 3-1 formando en su totalidad las vigas longitudinales de sección compuesta (figura 2.29).

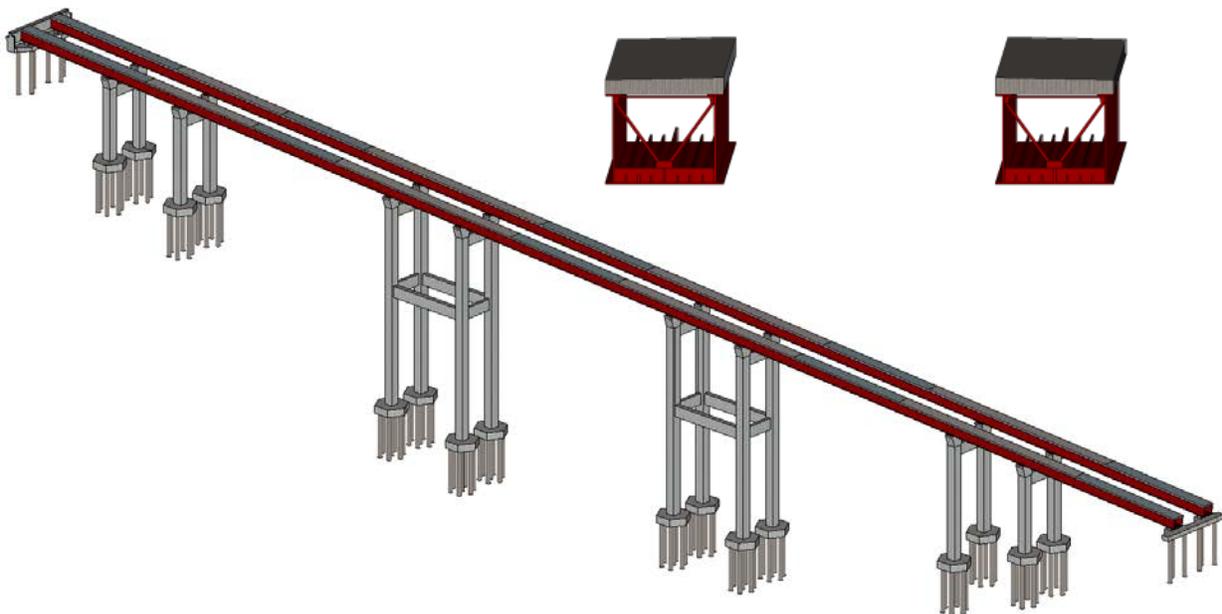


Figura 2.29 Etapa 1b colado losa.

- Etapa 2. Se concluye con el colado de losa central y aleros (figura 2.30) con cables postensados a cada 60 cm. tensados a 60 toneladas, para el colado de las losas se utilizan estructuras de obra falsa deslizables denominados carros de colado viajeros (figura 2.31). Estructuras de mecanismo suspendido que sirve como encofrado en fondo de losa, apoyada sobre guías de deslizamiento longitudinal a lo largo de las losas sobre cajón. Permitiendo el colado de losas en segmentos de 11.30 m.

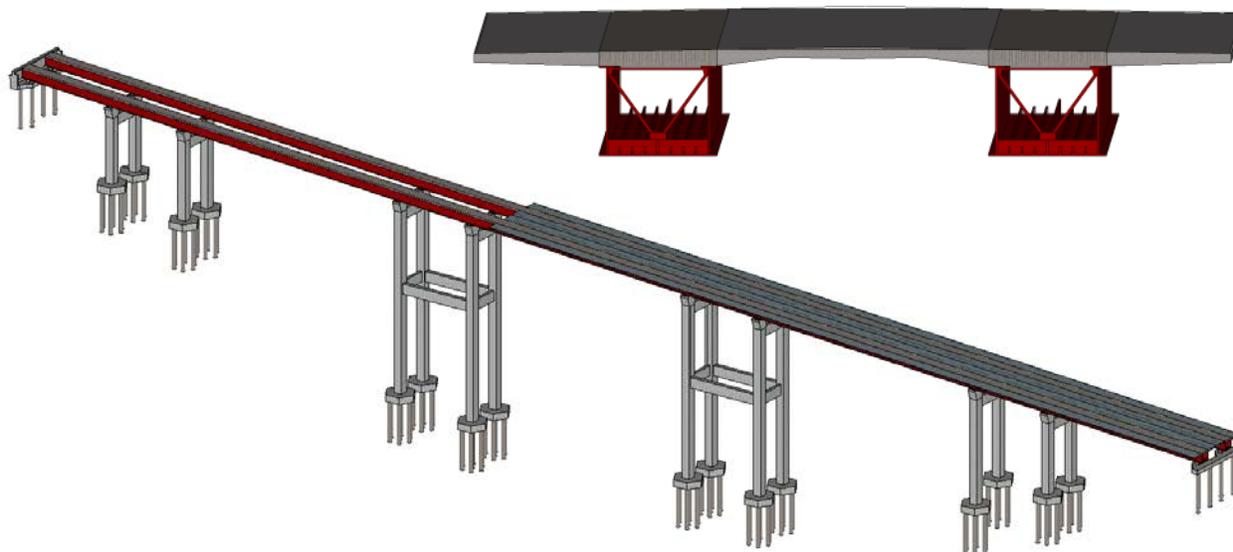


Figura 2.31 Etapa 2 colado losa.

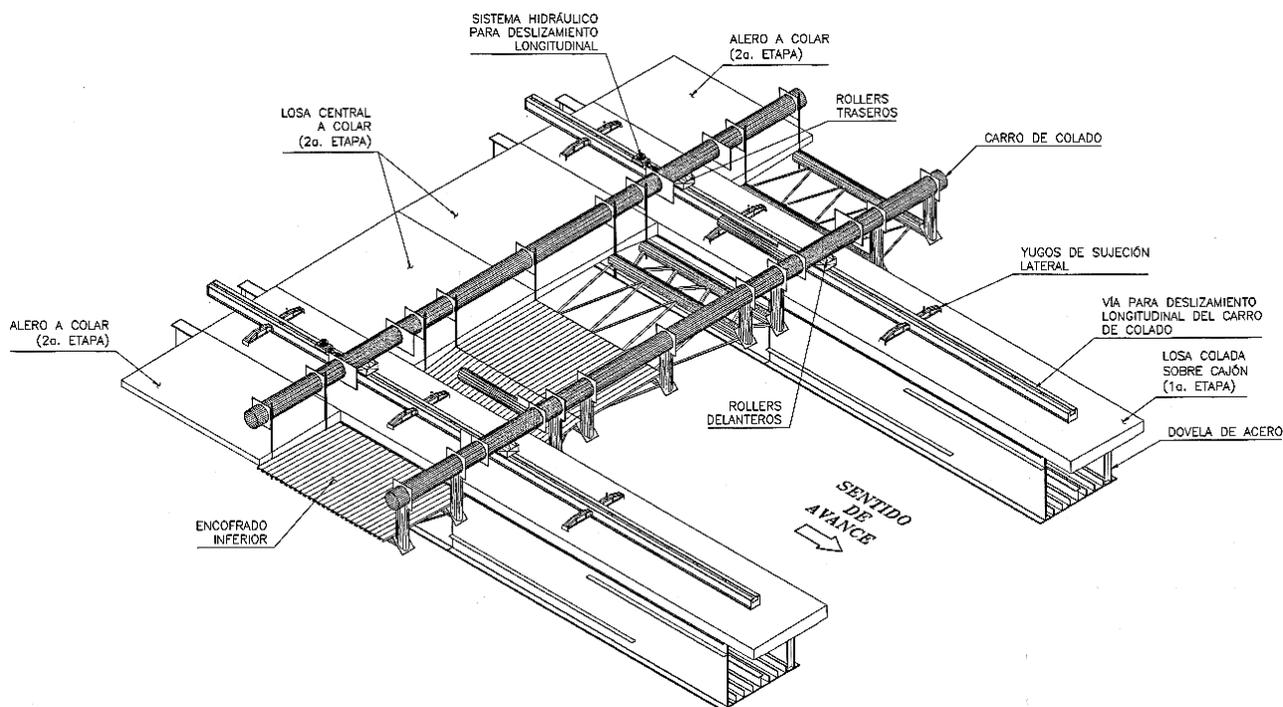
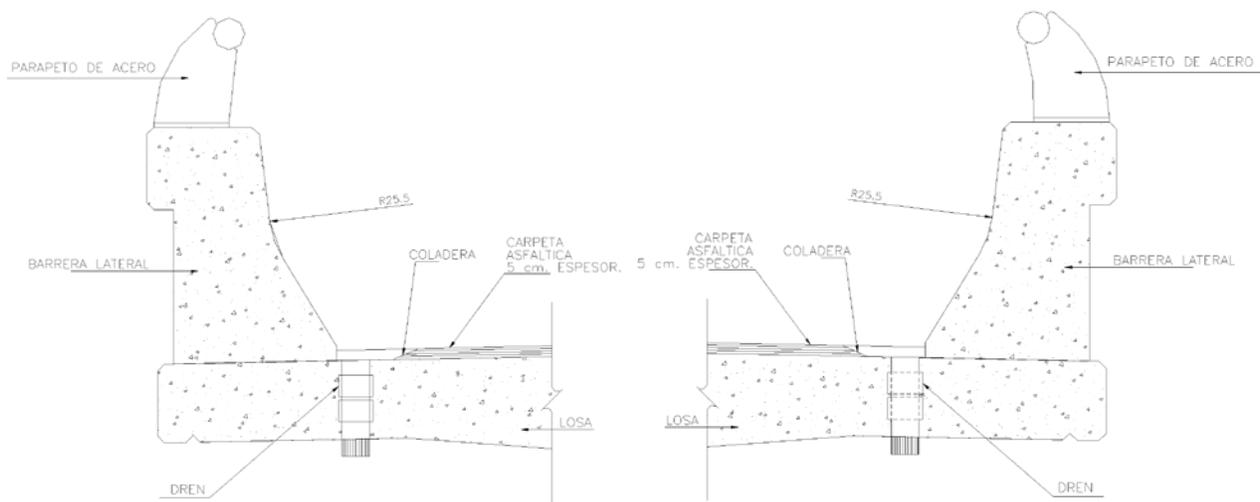


Figura 2.30 Isométrico carro de colado viajero.

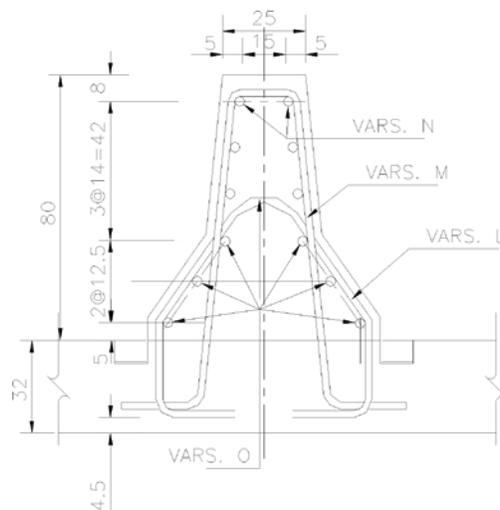
### 2.3. Otros elementos

Como parte integral del sistema vial y del puente se tienen otros elementos tanto estructurales como de infraestructura, como son:

- Barreras de tráfico laterales y barrera central, son dispositivos de concreto armado con parapeto de acero, para contención contra impacto (figuras 2.32).
- Carpeta asfáltica de 5 cm. de espesor como recubrimiento de losa y superficie de rodamiento.
- Drenaje pluvial.
- Alumbrado.
- Señalamiento vertical y horizontal.
- Estructuras de tierra (terraplenes), protección y restitución de taludes.



BARRERAS LATERALES



REFUERZO DE BARRERA CENTRAL

Figura 2.32 Detalle de barreras laterales y central de puente.



## CAPITULO III

### Técnicas de construcción: El sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, beneficios y limitaciones

Con un comportamiento que debe ser cuidadosamente examinado en cada una de las variables donde es aplicado el sistema, nos enfocaremos al método constructivo aplicado a vigas de acero en cajón compuestas; donde el éxito que depende de la evaluación del ingeniero debe complementarse basándose en el conocimiento de la técnica de montaje, sus beneficios y limitantes.

#### 3.1. Técnicas de montaje

El montaje de estructuras de acero en puentes es el proceso de transportación, manejo y ensamble de sus componentes, para dar lugar a una estructura que cumpla con la geometría y condiciones estructurales producto del diseño.

En puentes de vigas de acero soldadas en cajón compuesto, el montaje de estos elementos principales requiere de técnicas de construcción particulares para cubrir los claros del puente manteniendo la estabilidad del sistema estructural hasta llegar a la condición final de diseño cuando los elementos temporales de construcción sean removidos.

La erección de un puente tiene muchas formas que se basan en el sitio, la complejidad de la estructura, la disponibilidad de equipos y la experiencia en los métodos utilizados. Los esquemas comunes aplicados son:

##### 3.1.1. Voladizos progresivos

Método de montaje por segmentos de puente, que inicia con el montaje de los segmentos de viga sobre las columnas más cercanas al obstáculo hacia afuera, con ensamble de segmentos añadidos en cada extremo en busca del equilibrio, avanzando por los claros a través de acciones en voladizo, en longitudes que dependen del peso del elemento, repitiendo el procedimiento de manera alterna o hasta que los extremos de los dos voladizos se conectan con la pieza de cierre.

Esta es una alternativa para situaciones en las que la presencia de cauces de agua o interrupción del tráfico interfieren. El manejo de gatos hidráulicos y apoyos temporales es utilizado para la estabilización, corrección de desviaciones e inclinaciones. La elevación se realiza con grúas comunes cercanas a los apoyos o sobre cubierta de la misma estructura, en segmentos cortos conectados entre sí en las alturas (figura 3.1).



Figura 3.1 Montaje por voladizos progresivos.

### 3.1.2. Lanzamiento transversal de vigas de acero

Consiste en el acoplamiento de vigas o secciones de esta, de forma lateral, a menudo realizado con un par de grúas que trabajan simultáneamente (tándem) para su elevación a los puntos de apoyo permanentes (figura 3.2); la viabilidad y optimización del sistema se obtiene cuando las secciones de viga fabricadas en taller se preensamblan en el sitio para formar tramos largos que por su tamaño, peso y capacidad; pueden ser transportados y manejados para su elevación; lo anterior combinado con el fácil acceso al sitio, contar con la zona requerida de maniobras de grúas, tener el alcance suficiente (alturas de bajas o medias) en relación con el tamaño y capacidad de las grúas disponibles. Resumiéndose el sistema en procesos de:

- Preensamble
- Transporte
- Elevación en tándem
- Lanzamiento transversal

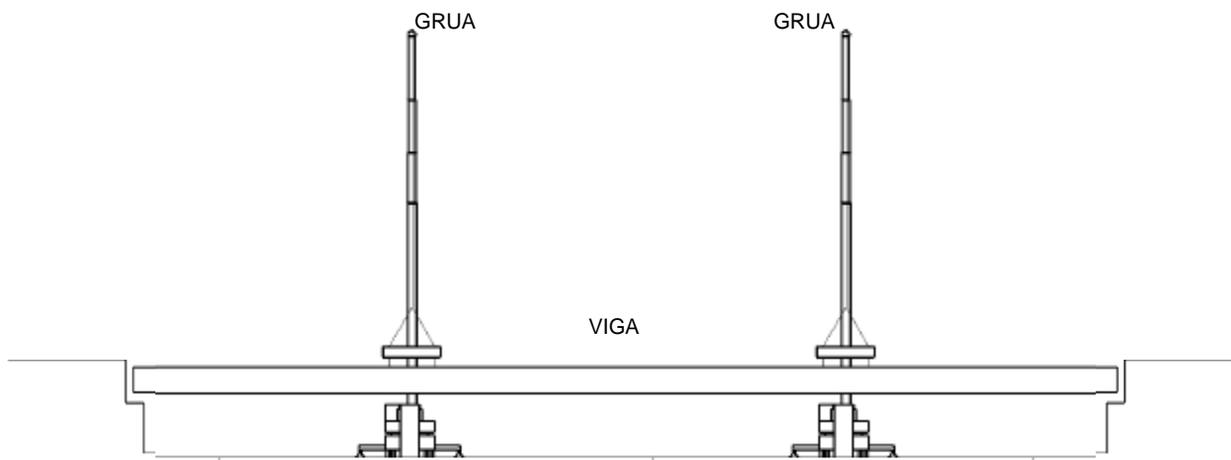


Figura 3.2 Montaje por lanzamiento transversal.

### 3.1.3. Lanzamiento por incrementos sucesivos

El sistema consiste en transportar la estructura a través de los apoyos hasta su posición final, partiendo por detrás de uno de los extremos, en segmentos ensamblados de tal forma que se mantenga la estabilidad durante el procedimiento. Donde la superestructura es transportada sobre apoyos provisionales de deslizamiento y se empuja longitudinalmente por medio de dispositivos hidráulicos (figura 3.3).

Los avances tecnológicos han permitido el manejo y lanzamiento de diversas estructuras monolíticas; superestructuras donde el método es aplicado con éxito para cubiertas completas o sobre vigas, en secuencias largas y variables, para superestructuras rectas o con curvatura, de materiales como concreto, acero o compuestos.

Asimismo, las propiedades del acero – concreto y su conexión, los avances en el diseño de concretos pretensados y postensados; han dado mayores ventajas a los puentes de vigas continuas compuestas en las que es utilizado el método.

Su factibilidad, beneficios, componentes, características, consideraciones de estudio y proceso constructivo son tema principal a desarrollar en los siguientes capítulos, ejemplificado con un caso real.

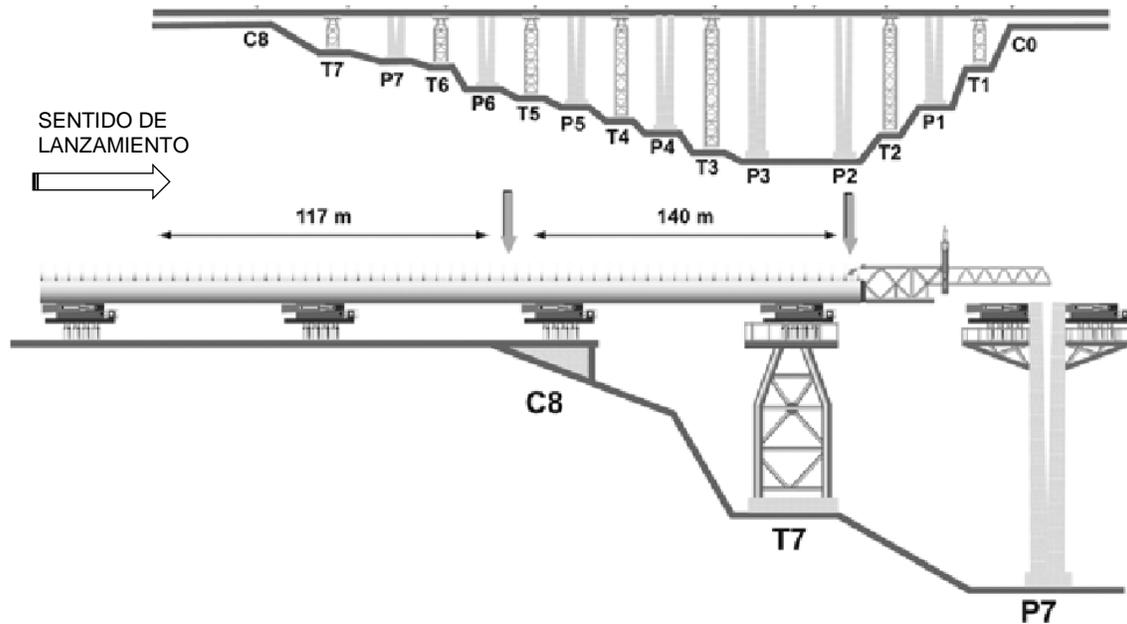


Figura 3.3 Montaje de puente por el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos.

### 3.2. Beneficios del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos

Para el éxito y rentabilidad de proyectos el sistema da soluciones satisfactorias para:

- Librar la existencia de obstáculos situado por debajo del nivel donde ha de situarse la cubierta.
- Alturas considerables de puentes donde el alcance y capacidad de las grúas se disminuye.
- Limitaciones de acceso y topográficas para transporte y ubicación de grúas.
- Limitaciones de acceso y topográficas para transporte de segmentos de vigas.
- Sentidos tanto ascendentes como descendentes de rasante de superestructuras.
- Lanzar por uno o ambos extremos del puente.
- La aplicación en puentes pequeños y puentes largos; en los primeros no se requieren de grandes inversiones y en los segundos se disminuyen los costos de construcción con la industrialización del sistema.
- Ser utilizado uno o varios dispositivos de empuje, dependiendo de la forma de la superestructura y número de frentes a atacar.
- El ensamble o fabricación en tierra de los segmentos o superestructura total, desde de los extremos del puente. En lugar de llevarlos a cabo desde el aire, afectando menos las áreas bajo el puente y dando mayor simplicidad y seguridad.
- La reducción de tiempos debido a la operación repetitiva.
- La reducción de tiempos por ruta crítica de las actividades de construcción de la subestructura y superestructura. La construcción de las vigas es independiente respecto a la construcción de las columnas.
- La reducción de mano de obra utilizada con frecuencia en la construcción básica.
- Aumento en la calidad debido a la fabricación en taller y la operación repetitiva.
- Protección al medio ambiente

El puente durante su construcción presentó características que hicieron que los beneficios antes mencionados fueran decisivos para la elección del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, como la mejor opción basándose en:

- La presencia de árboles, que por cuestiones ambientales, se requería en lo posible evitar el derrumbe de ellos.
- Las alturas de trabajo para la construcción del puente de más de 60 m. dificultaban la utilización de grúas de gran capacidad de carga, el manejo de materiales, el control del ensamble de los segmentos de viga, las maniobras y el riesgo para el personal que pudiera realizar dichos trabajos.
- El difícil acceso y caminos pronunciados e intermitentes a los puntos de apoyo a lo largo de todo el puente y las cuestiones climatológicas, también eran un impedimento para el acceso de equipos de gran capacidad y longitud; como grúas y plataformas de transporte (tracto camión con cama baja o con dolly).
- El espacio disponible por uno solo de sus extremos en el lado sur por detrás del estribo 10, ya que el otro extremo es la conexión una vialidad principal en servicio, con tráfico vehicular, con topografía pronunciada (en deprimido) y además de ser el punto de acceso de insumos a la obra.
- El tiempo reducido por tener una fecha inamovible como compromiso de entrega fue el factor predominante para la aplicación de la técnica de lanzamiento por su rendimiento favorable, utilizándose dos equipos de empujado simultáneos uno para cada cuerpo del puente y mismos que fueron reutilizados para la construcción de los otros dos puentes de la vialidad.
- Los ahorros de tiempo por la fabricación de dovelas en taller y el mayor control de calidad, quedando como una actividad no crítica mientras se realizaba la construcción de la subestructura, permitiendo la secuencia de construcción dando prioridad a los apoyos más altos y los más cercanos a extremo de inicio del empujado.

Lo anterior se vio reflejado en cuestiones de equilibrio de costo –beneficio, ya que no se rebasaron los costos paramétrico previstos y el techo financiero del proyecto, en relación con los mínimos incrementos por la utilización de mano de obra, equipos e ingeniería especializados.

### **3.3. Limitaciones del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos**

Algunos aspectos que deben tomarse en cuenta para la elección y aplicación del sistema, que pueden desequilibrar la relación costo - eficiencia son:

- El espacio disponible para el patio de ensamble en uno o ambos extremos del puente.
- El número de dispositivos de empuje a emplear.
- La obra civil de proceso constructivo requerida para instalación del sistema (terracerías, trincheras, refuerzo de bancos de apoyo, etc.).
- La utilización de mano de obra especializada y su capacitación por cambios constantes de personal.
- La utilización de elementos constructivos auxiliares, su desmantelamiento y reutilización.
- La revisión y comparación estructural de la relación de cargas por del proceso constructivo, contra el diseño ante cargas de servicio.
- El desarrollo de ingenierías con la utilización de métodos de análisis y diseño estructural sofisticados.

## **CAPITULO IV**

### **Componentes del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos**

El desarrollo de la ingeniería del método para el puente, es entendible a través del conocimiento de cada uno de los elementos que componen y que son utilizados en el sistema, la función que desempeñan y el planteamiento teórico bajo el cual se generaron.

Para lo cual la adecuación del diseño estructural del puente en condiciones de montaje, está directamente relacionada con el comportamiento de las vigas y presencia de elementos auxiliares para llevar a cabo el lanzamiento.

El análisis y el diseño de la estructura de puente y los métodos aplicados, no son temas abordados en el presente trabajo de investigación, sin embargo se interpretan y presentan algunos datos obtenidos de la ingeniería de diseño desarrollada para el puente.

#### **4.1. Elementos de la superestructura**

Como elemento principal a lanzar, el comportamiento y diseño de las vigas en cajón de acero en puentes, bajo condiciones de servicio y de carga durante el proceso constructivo; es determinante para definir las características de los componentes del sistema y los pasos esenciales durante el proceso de lanzado.

Para fines estructurales dicho comportamiento se puede dividir en dos categorías:

- Flexión primaria.- Cortante vertical, momento vertical, deflexiones verticales y rotaciones finales.

El comportamiento estructural categorizado como flexión primaria se presenta en todas las estructuras de vigas de puentes, durante el lanzamiento persiste con la característica principal de que la viga resiste esfuerzos transitorios debido al paso de la estructura por los apoyos a lo largo del puente. Por lo que cada sección transversal es sujeta a un momento positivo máximo, un momento negativo máximo y un cortante máximo, diferentes a los esfuerzos que se soportan bajo cargas de servicio.

Por lo que la eficiencia de la viga que depende principalmente de la geometría (área y momento de inercia) de su sección transversal, disminuye por lo que los esfuerzos en las partes críticas de la superestructura son controlados con técnicas existentes, aplicadas al puente y que son descritas en las secciones 4.2.4 y 4.2.5.

- Curvatura Horizontal y efectos de asimetría.- Esfuerzos de torsión, pandeo y flexión lateral de patín, desplazamiento de carga, deformaciones de pandeo y torcedura.

Otras fuerzas relacionadas con las cargas de servicio y el sistema de lanzamiento causan principalmente esfuerzos de torsión.

Para ejemplificar ambos, tenemos una viga de sección de caja de sistema autónomo con curvatura, ya que estas se adaptan mejor para voladizos y resisten la torsión uniforme o torsión de Saint - Venant predominantemente, debido a que los pares de fuerzas alrededor tienen separaciones relativamente largas.

- Los esfuerzos cortantes totales de la viga en cajón se dan de la combinación de los esfuerzos por fuerza vertical, esfuerzos por fuerza horizontal y esfuerzo de torsión de Saint – Venant y el esfuerzo de torsión por pandeo (figura 4.1).

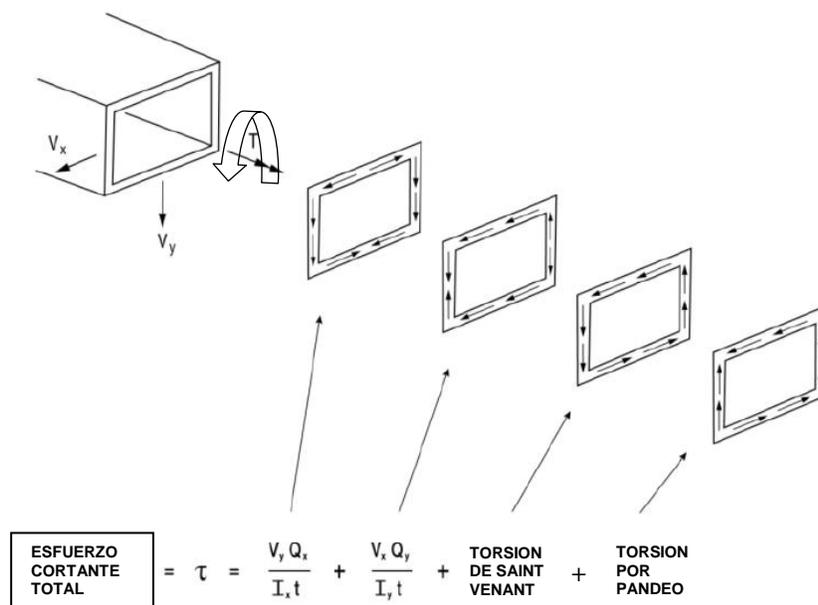


Figura 4.1 Esfuerzos cortantes en una viga de sección en caja cerrada con curvatura.

- Los esfuerzos normales totales de la viga en cajón se dan de la combinación de los esfuerzos por carga axial, esfuerzos de flexión primaria vertical, esfuerzos de flexión primaria horizontal y el esfuerzo de pandeo normal (figura 4.2).

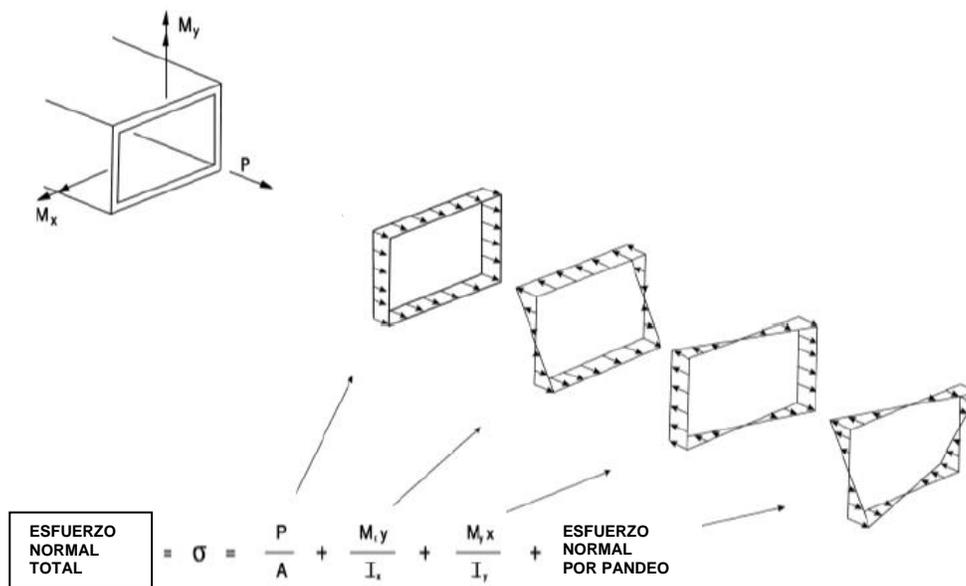


Figura 4.2 Esfuerzos normales en una viga de sección en caja cerrada con curvatura.

“Los momentos de torsión son resistidos por los esfuerzos cortantes en la sección transversal de la viga, la resistencia a la torsión en las estructuras de pared delgada usualmente es categorizada ya sea como esfuerzo torsional de Saint - Venant o resistencia a la torsión de pandeo.

La rigidez de Saint - Venant se refiere a menudo como la torsión uniforme, ya que la rigidez no varía a lo largo de la longitud y también no es sensible a las condiciones soporte de la sección. La torsión de St. Venant resulta en un corte puro por deformación en el plano de las placas que componen el miembro.

La resistencia al pandeo por torsión, por otra parte, a menudo se le refiere como la torsión no uniforme, ya que la rigidez es asociada con la deformación a flexión en el plano de las placas individuales. La rigidez a pandeo de una sección está relacionada con la resistencia del miembro a la deformación por pandeo.”<sup>(2)</sup>

En la figura 4.3 se muestran dos vigas I sometidas a un par de giros (torsión “T”) a) deformación por pandeo y b) rigidez al pandeo:

- La primera muestra el alabeo por el giro de los dos patines alrededor de un eje vertical a través del alma, lo que distorsiona la sección trasversal de tal manera que ya no es un plano de sección por la deformación por pandeo, Aunque se impide el giro en uno de sus extremos las deformaciones no se restringen siendo libre a lo largo de toda su longitud y los patines que permanecen rectos son los únicos que tienen rigidez de Saint – Venant.
- La segunda muestra una sección de ala ancha que tiene impedido tanto el giro como las deformaciones por pandeo en uno de sus extremos. En estas condiciones el elemento no puede girar sin doblar sus patines, bajo esta condición la sección tiene rigidez a la deformación y produce esfuerzos longitudinales en los patines de los elementos por la torsión de pandeo.

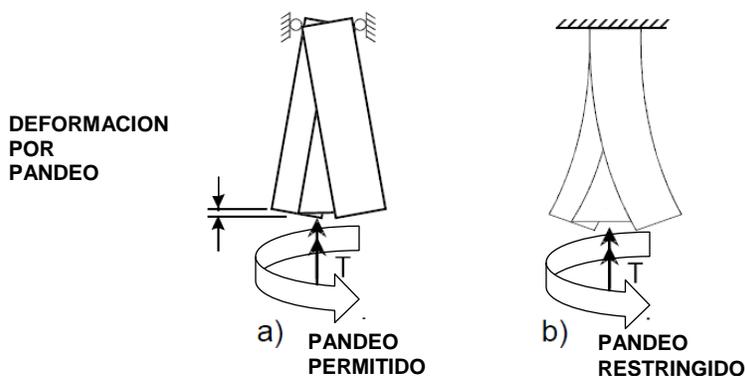


Figura 4.3 La rigidez de pandeo está relacionada con la rigidez de flexión de elementos de placa.

Las vigas de puentes normalmente no tienen restricción física a la deformación como en la figura idealizada 4.3b), sin embargo sigue teniendo rigidez a la deformación si el giro se impide en un mínimo de dos puntos a lo largo del eje longitudinal.

La restricción al giro en las vigas se realiza con estructuras de marcos transversales de arriostramiento, los sistemas de arriostramiento como elementos secundarios en los puentes rectos y curvos, proporcionan estabilidad a las vigas principales, mejorando la rigidez lateral o de torsión y la fuerza del sistema de puente durante la construcción y en servicio.

(2) U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Steel Bridge Design Handbook Bracing System Design. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 13. November 2012. Págs. 8 y 9.

De los arriostramientos transversales intermedios, los diseñados como parte de la estructura del puente, mencionados en la sección 2.2.2.1, por su geometría son nombrados como marcos V y marcos de placa (figura 4.4).

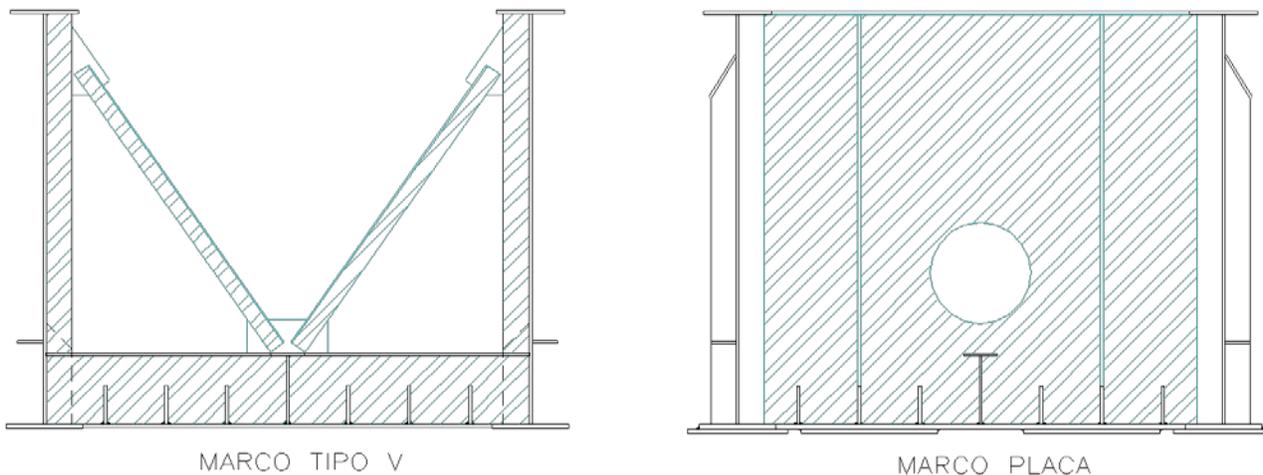


Figura 4.4 Arriostramiento tipo en puente Cañada de los Helechos.

Los marcos transversales no restringen específicamente la deformación por pandeo de la sección, dado que la rigidez a la flexión es muy sensible a la longitud sin apoyo y la rigidez de pandeo es variable a través de la longitud no arriostrada. Para claros continuos rectos el pandeo por flexión generalmente requiere de atiesadores longitudinales; mientras que la compresión en el patín inferior y en las almas, generalmente requiere de diafragmas transversales en los marcos y entre las longitudes sin apoyo (figura 4.5).

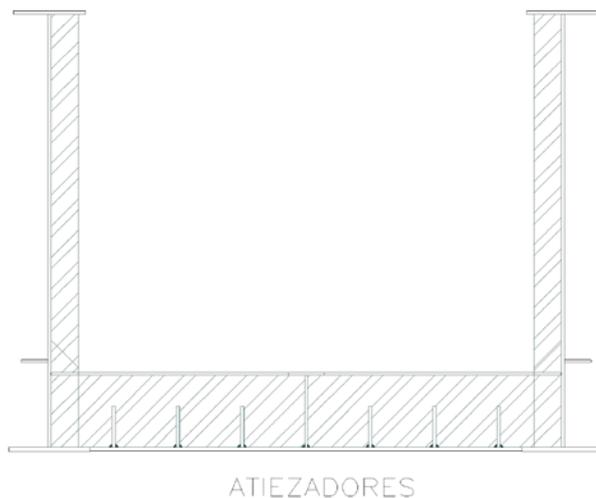


Figura 4.5 Diafragmas transversales tipo en puente Cañada de los Helechos.

La mayor rigidez torsional de secciones en caja abierta de puentes, se da una vez que la sección transversal queda cerrada con la cubierta de concreto a partir de que adquiere su fraguado y el concreto toma su resistencia; cuando el flujo de esfuerzo cortante por torsión de Saint – Venant tiende relativamente a ser uniforme sobre el espesor de la sección (figura 4.6).

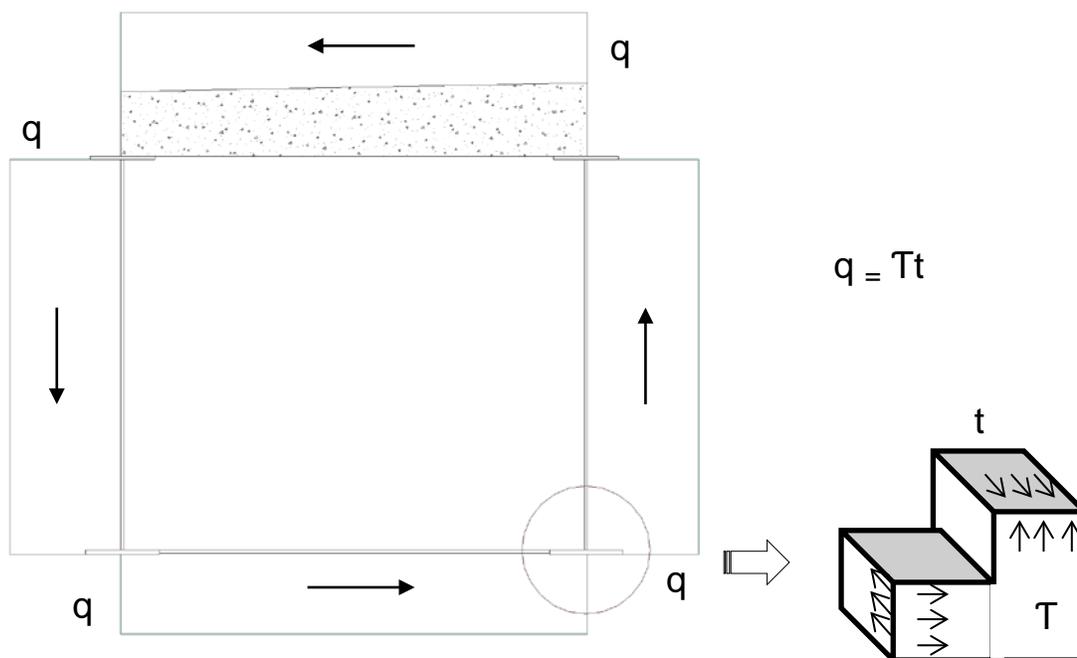


Figura 4.6 Flujo cortante en sección de viga en cajón producido por torsión de Saint - Venant.

Donde T es el esfuerzo cortante y t es el espesor de la sección y q el flujo cortante de la sección en cajón.

## 4.2. Elementos constructivos auxiliares

A la obra civil, equipamiento y estructuras provisionales implementadas únicamente para ser utilizadas durante el proceso de lanzamiento, se les agrupa en:

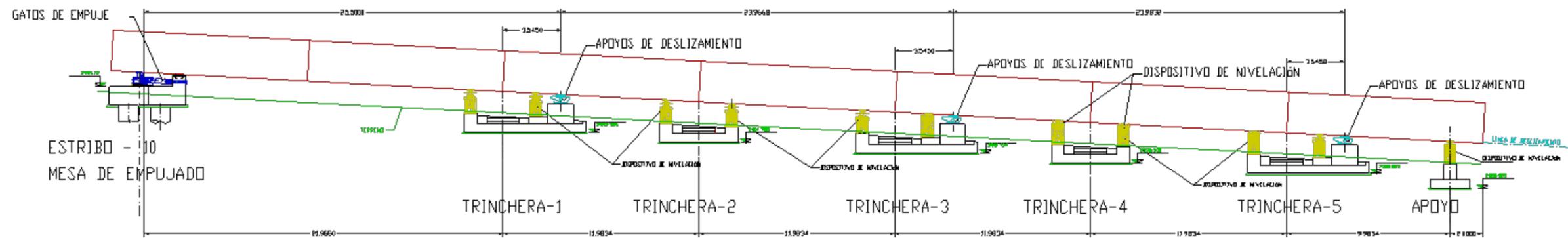
### 4.2.1. Patio de fabricación de dovelas

Las dovelas del puente de 12 m. cuya medida es consecuencia del tamaño del acero en placa, se ensamblan por detrás del estribo 10 en el eje en un patio de fabricación. Cada dovela se ensambla contra la anterior hasta obtener segmentos mayores de viga de determinada longitud, la configuración del patio se rige por el tamaño de las dovelas, la superficie de maniobras, la secuencia de fabricación y lanzado planeada.

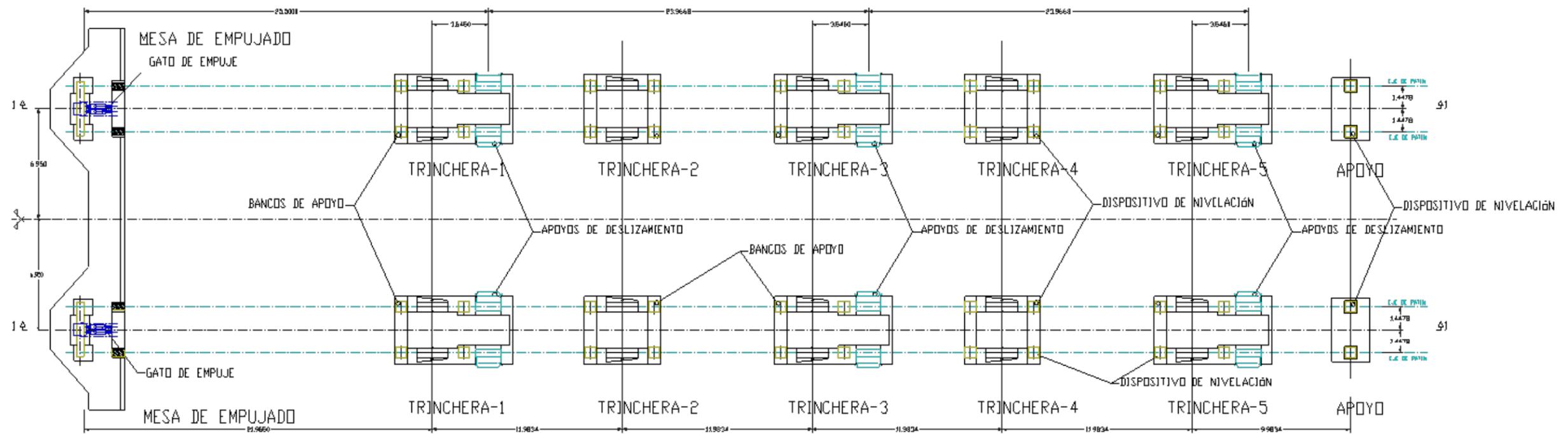
Para lo que se define un patio con elevaciones que permite establecer una línea de deslizamiento sobre el eje longitudinal de las columnas, equidistante a la rasante del puente; que junto con las dimensiones de las dovelas determinan las separaciones y elevaciones de trincheras y sus apoyos (figura 4.7).

Las trincheras funcionan estructuralmente como zapatas de desplante sobre el terreno para recibir las dovelas, brindando un espacio libre de contaminantes por debajo para permitir el soldado de la superestructura en las trincheras 1, 2, 3, 4, y 5 (figuras 4.8 y 4.9); proporcionando puntos de apoyo, nivelación y alineación durante el ensamble en trincheras 1, 2, 3, 4, 5 y apoyo final (figuras 4.8, 4.9 y 4.10); en el lanzamiento por incrementos sucesivos funcionan como puntos de deslizamiento y guía conforme van partiendo los segmentos en trincheras 1, 3, y 5 (figuras 4.8).



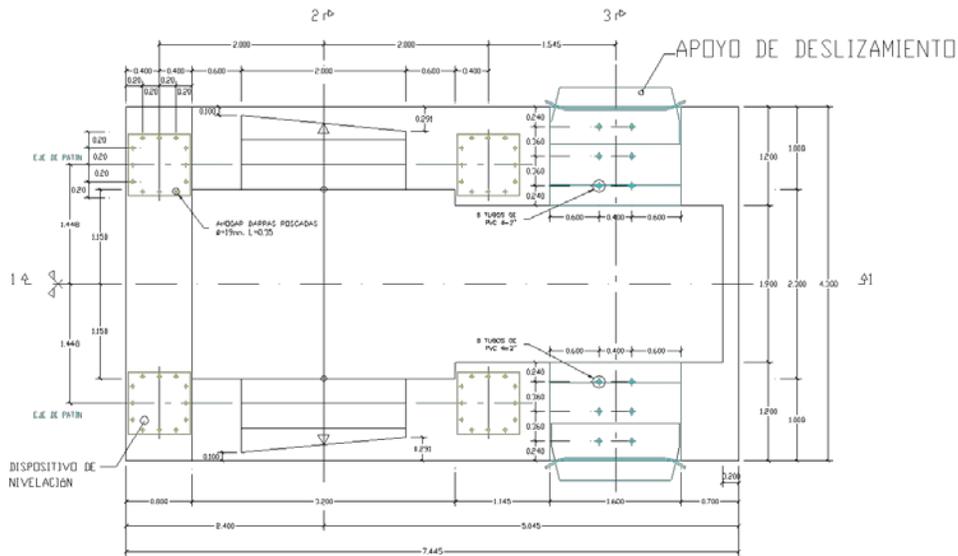


SECCIÓN 1 - 1

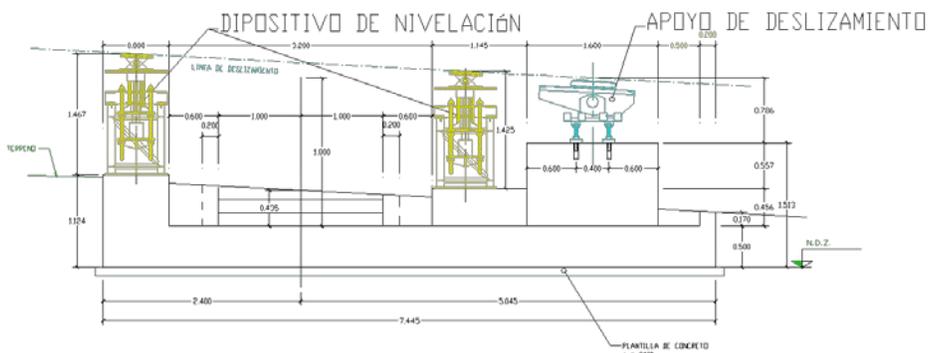


PLANTA SUPERIOR

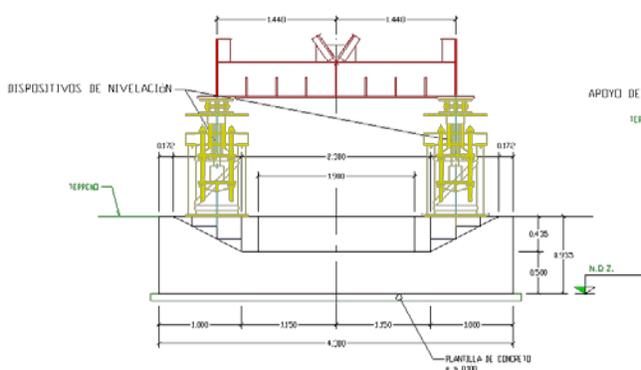
Figura 4.7 Patio de fabricación y lanzado.



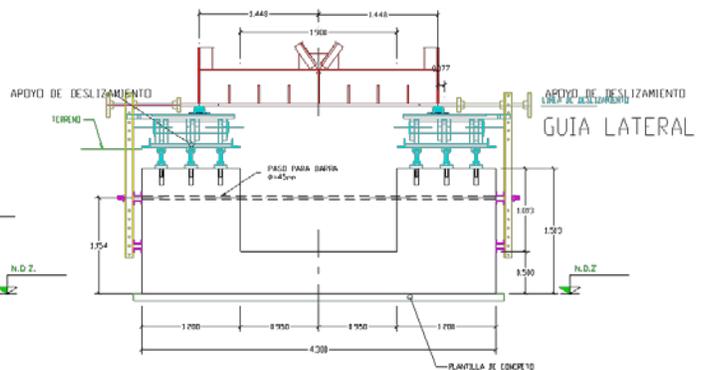
PLANTA SUPERIOR TRINCHERAS 1, 3 Y 5



SECCIÓN 1 - 1

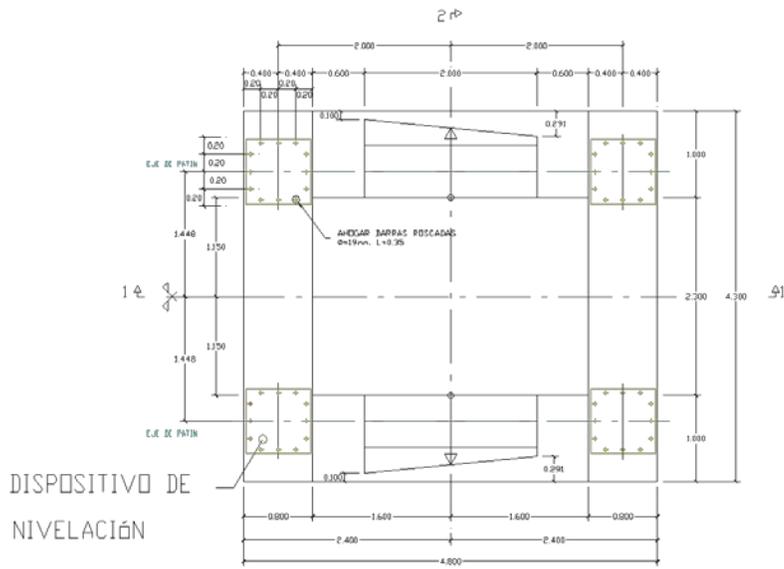


SECCIÓN 2 - 2

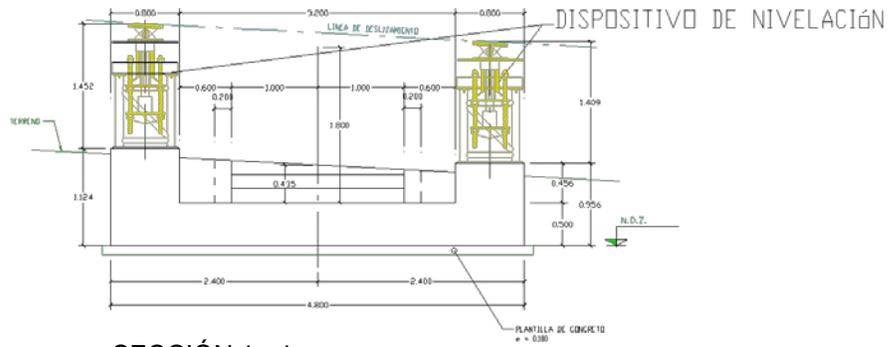


SECCIÓN 3 - 3

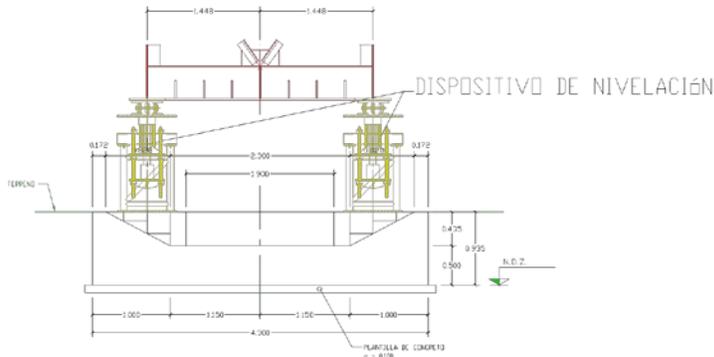
Figura 4.8 Detalle de trinchera con bancos de nivelación y apoyos de deslizamiento.



PLANTA SUPERIOR TRINCHERAS 2 Y 4

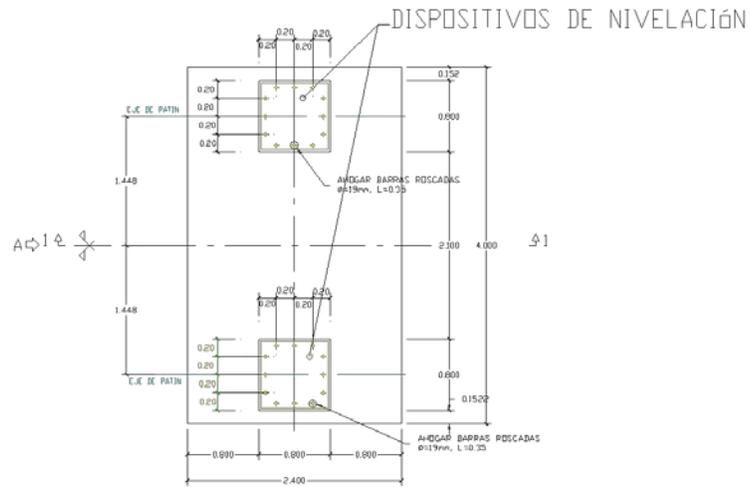


SECCIÓN 1 - 1

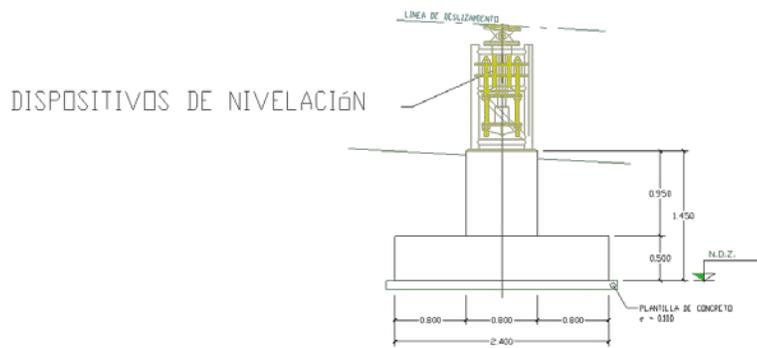


SECCIÓN 2 - 2

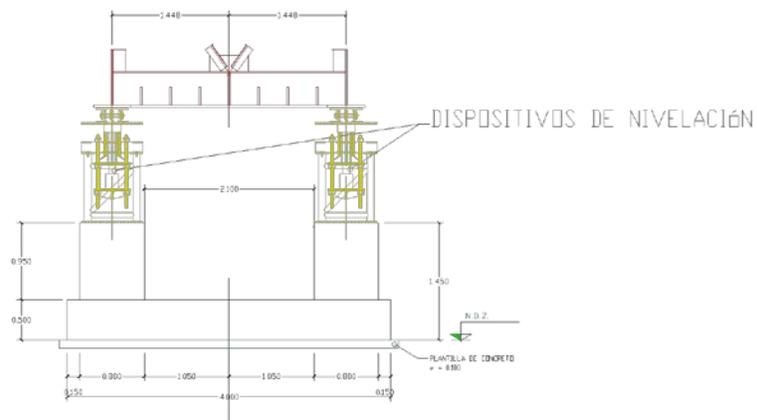
Figura 4.9 Detalle de trinchera con bancos de nivelación.



PLANTA SUPERIOR APOYO 1



SECCIÓN 1 - 1



VISTA POR A

Figura 4.10 Detalle de apoyo con bancos de nivelación.

Cada dovela se coloca sobre cuatro bancos de apoyo, los cuales están facultados para ajustar sus niveles conforme el acoplamiento requerido en sitio, con forma de columna en celosía tubular permiten la elevación o descenso de la placa superior basculante que está en contacto con el patín de la dovela, en recorridos por sus barras roscadas con tuercas de fijación, estos facilitan los trabajos de conexión de dovelas, ya que no será necesario la utilización de otros apoyos o calzas para lograr el posicionamiento requerido.

Los apoyos de deslizamiento también son basculantes para acoplarse a la dovela en sus diferentes posiciones, y para el patio en particular estarán provistos de roles o superficie de acero inoxidable y guías laterales ajustables.

Finalmente se resolvió el patio con una longitud de 84 m., por la combinación de 22 bancos de apoyo y 6 apoyos de deslizamiento para cada cuerpo del puente, es decir 44 bancos de apoyo y 12 apoyos deslizantes en total.

Dejando una distancia de aproximadamente 22 m. por detrás del eje del estribo 10 hasta el punto de conexión de las dovelas en la primer trinchera, ya que resulta inconveniente dejar una trinchera de conexión en la cercanía del estribo considerando la deformación producida en la viga en el claro, además de considerar el espacio para ubicación de la nariz de lanzamiento.

Del proceso iterativo de revisión de requerimientos de estabilidad; el dimensionamiento de nariz de lanzamiento y sistema de atirantamiento; capacidad de fabricación y ensamble de dovelas; y los costos de construcción de trincheras con sus respectivos accesorios para el lanzado. Se dan las condiciones finales de la capacidad del patio.

Esta capacidad en un inicio está en función de los resultados del análisis preliminar estático de estabilidad de volteo respecto al punto de inicio del voladizo, siendo el más desfavorable en condiciones de volado de 53.34 m. en el arranque.

La figura 4.11 muestra el análisis estático de volteo para el puente, donde las fuerzas por peso propio de las dovelas y el brazo de palanca respecto a su centro de gravedad y el apoyo de equilibrio, nos definen el vuelco y la estabilidad que tiene la estructura. El coeficiente de seguridad de la sumatoria de momentos de estabilidad entre la sumatoria de momentos de volteo, no deberá ser menor a 1.5 (AASHTO 5.14.2.4.4).

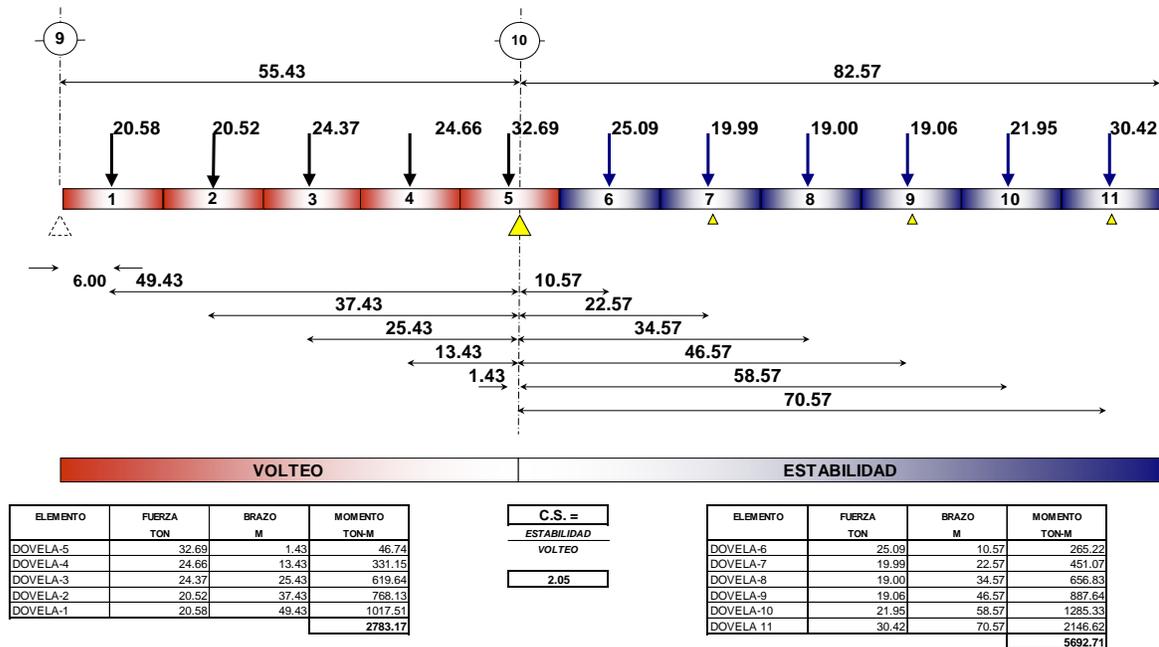


Figura 4.11 Diagrama de cuerpo libre análisis estático de volteo claro 55.43.

### 4.2.2. Mesa de empujado y viga de tiro

Como aditamento del patio de fabricación, punto de partida y de operación del sistema para el lanzamiento del puente, se adecua el estribo en el extremo como mesa de maniobras y operación para el lanzado de las vigas (figura 4.12).

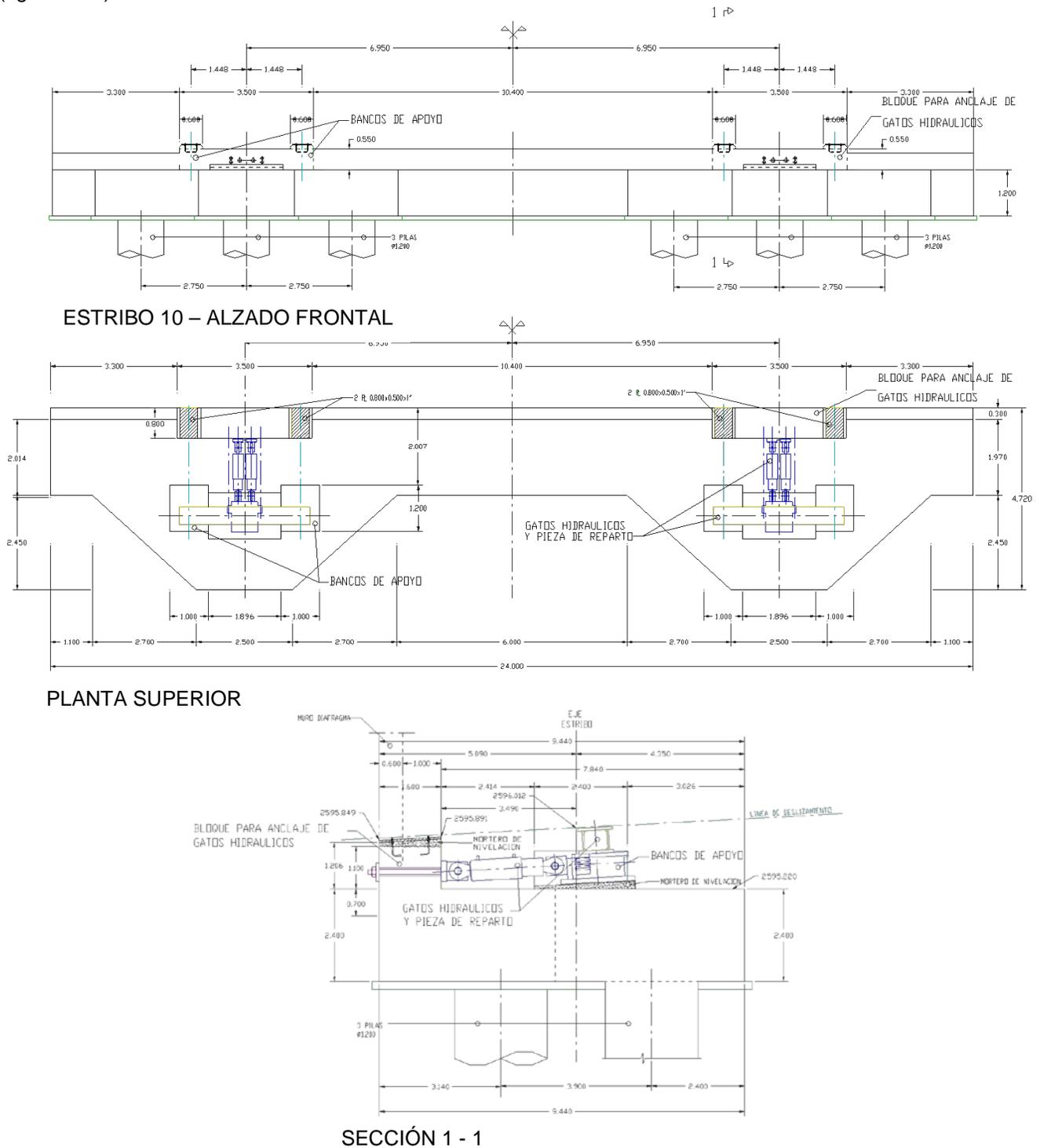


Figura 4.12 Mesa de empujado en estribo 10.

La adecuación del estribo consiste en reforzar el diafragma formando bloques de apoyo para cargar los segmentos de viga durante su fabricación y lanzamiento; además de adecuarse como elemento de reacción horizontal alojando a los émbolos de los gatos de empuje y permitiendo el paso de las barras de presfuerzo hacia la viga de tiro.

Los gatos hidráulicos se localizan en todo momento en el estribo durante el lanzamiento, por lo que las zapatas donde se posicionan los gatos hidráulicos de empuje (de 600 toneladas) y gatos hidráulicos de levante (de 1,000 toneladas), también son revisados para empotrar estos dispositivos; utilizándose en este caso un juego por cuerpo de puente. El sistema de gatos está controlado con una central hidráulica de sincronización con funciones de avance y retroceso automático.

Donde el equipo de empuje (figura 4.13) se compone de un cilindro vertical que al ascender (5 mm. aproximadamente) levanta la viga, por arriba de los bloques de apoyo con lo que la carga vertical en el gato transmite una carga horizontal por fricción entre el acero; poniéndose en marcha los cilindros horizontales que empujan hacia adelante el conjunto del cilindro vertical con la viga en un recorrido de 30 cm.; paso siguiente el cilindro vertical desciende liberando la viga en los bloques de apoyo y el cilindro horizontal se retrae llevando el cilindro vertical a la posición de inicio (figura 4.14).

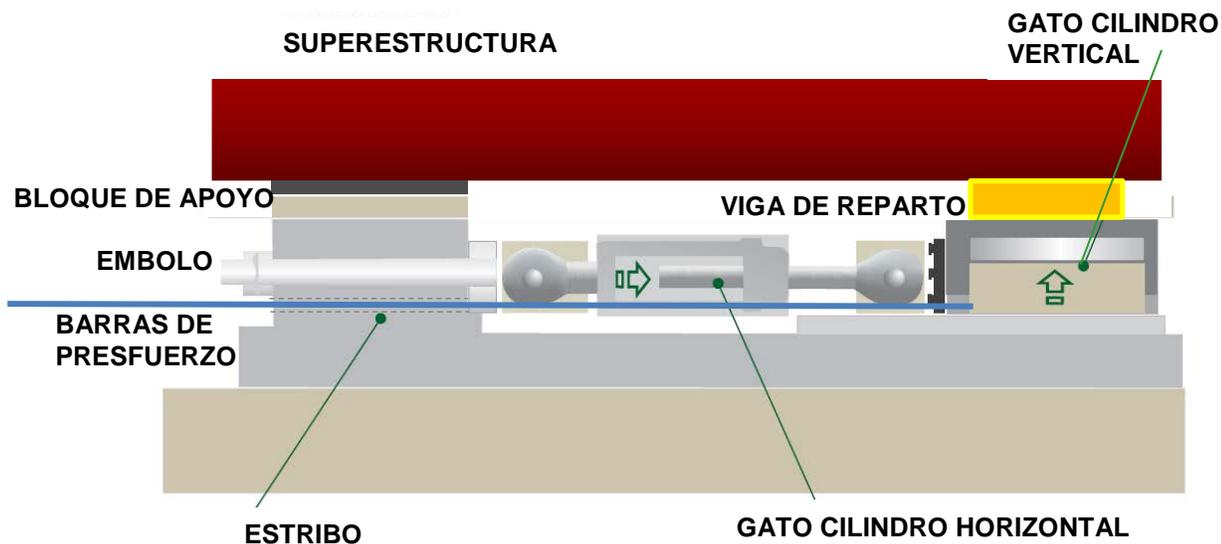


Figura 4.13 Gatos hidráulicos sobre estribo.

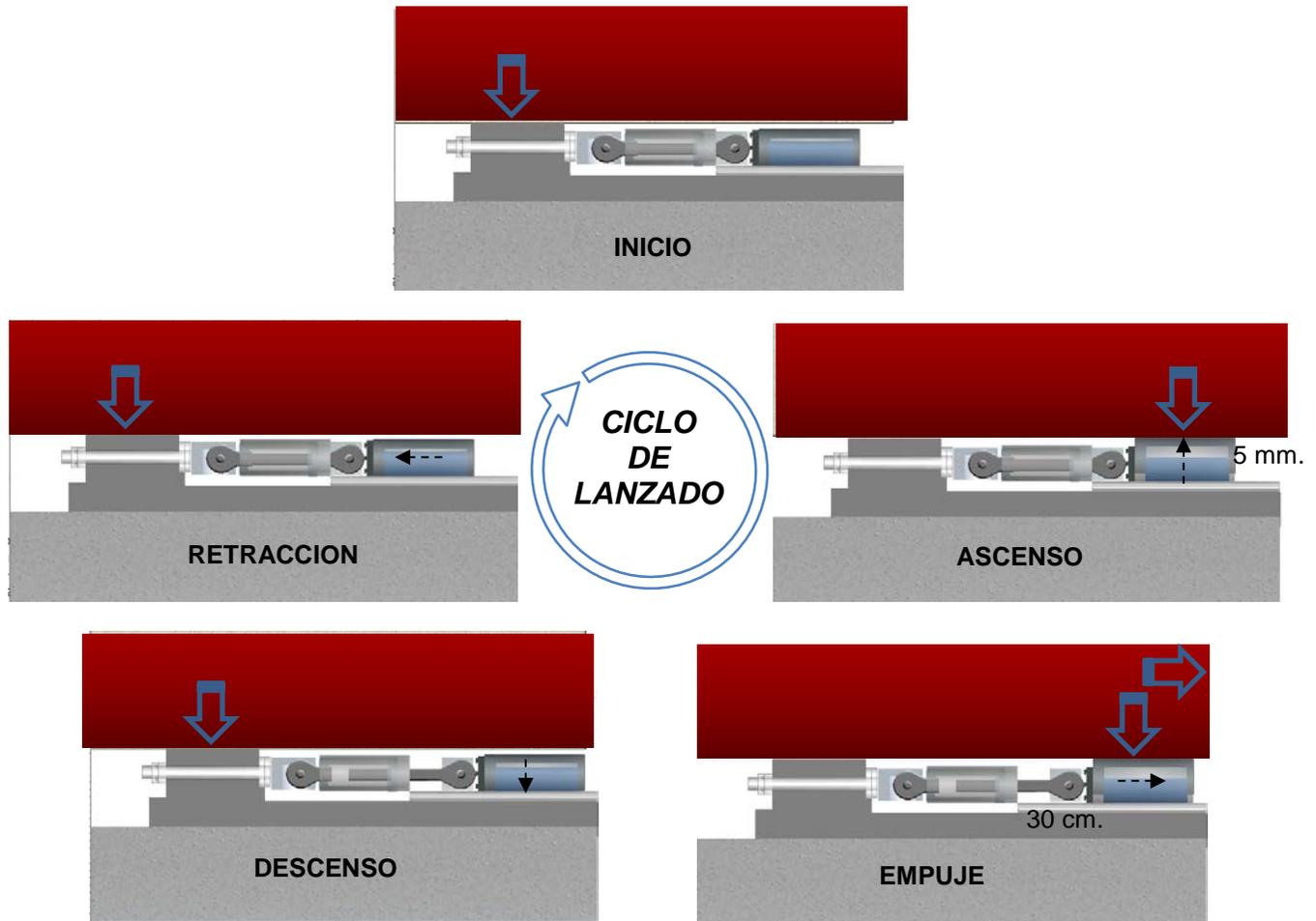


Figura 4.14 Ciclo de trabajo de gatos hidráulicos durante el lanzamiento.

La capacidad total del empuje en el estribo es la fuerza necesaria de rompimiento  $F_E$  en la mesa para mover la estructura, venciendo la reacción horizontal  $R_H$  resultante de la fuerza  $F_H$  que depende del peso de la estructura  $W$  como componente horizontal por la inclinación de la estructura más la fuerza de fricción  $F_R$  (figura 4.15).

La fuerza de fricción  $F_R$  resulta de la sumatoria de reacciones  $R_D$  que se ejerce en los apoyos de deslizamiento  $R_i$  y la componente normal  $N$  que se genera al multiplicar por su correspondiente coeficiente de fricción estática del acero – teflón  $\mu_{at}$ . Las sumatoria de reacciones  $\Sigma R_i$  a su vez es equivalente a la carga total de la estructura menos la reacción en el apoyo de lanzamiento  $R_{10}$ .

En la fase final del lanzamiento la reacción en el estribo de lanzamiento decrece mientras que el peso de la estructura llega a su máximo, por lo que para este caso la fuerza de rompimiento  $F_E$  también es máxima.

La capacidad de levante está en función de las reacciones verticales máximas registradas en el estribo de empuje  $R_{10}$ , por el paso de la estructura sobre el puente, en relación con el número de dovelas y cargas de la estructura durante condiciones del proceso constructivo, en este caso de 230.72 toneladas.

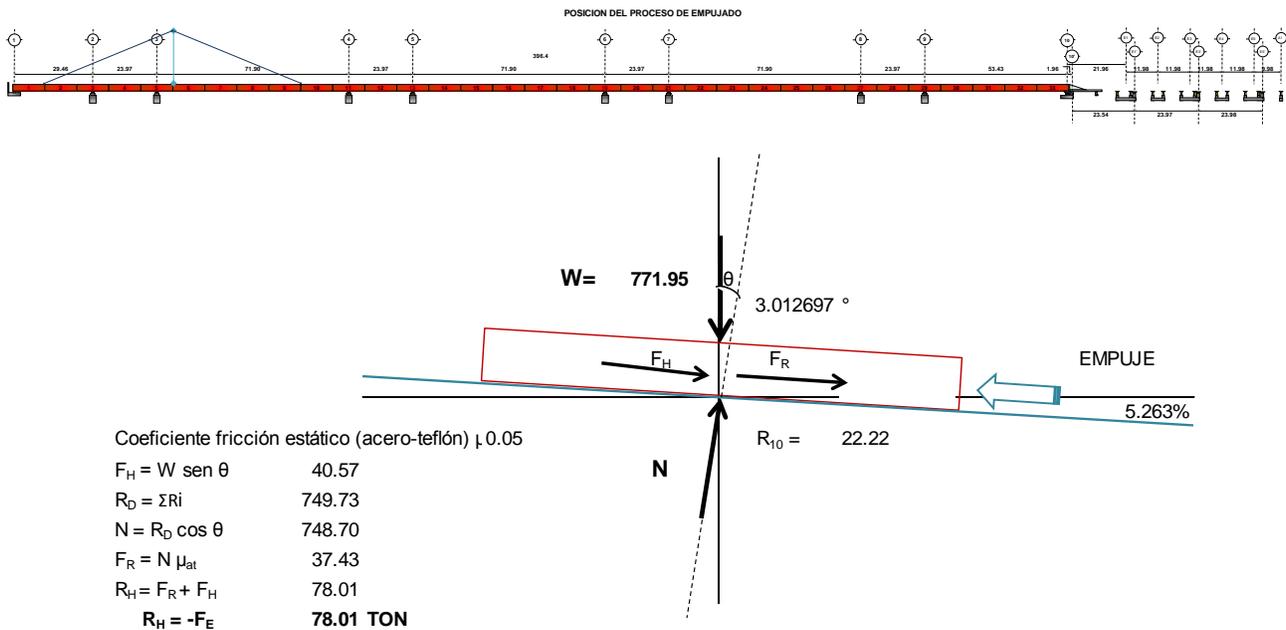


Figura 4.15 Diagrama de empuje total de puente.

Como característica del puente la estructura está diseñada para soportarse sobre los patines en los ejes del alma del cajón de la superestructura, tanto para su posición final, como durante el paso de la viga por los apoyos temporales de deslizamiento. Por lo que para la transmisión de cargas verticales del cajón hacia los gatos de la mesa de lanzado, se utiliza un elemento estructural de soporte intermedio que hace contacto directo con la viga en sus dos puntos de apoyo y que distribuye las cargas del cajón de forma puntual P hacia el sistema de gatos de empuje o viceversa (figura 4.16), ya que este sólo cuenta con una placa de reacción, denominándosele a este elemento estructural como viga de reparto (figura 4.17), misma que se encuentra fija al dispositivo de elevación del gato vertical y se mueve con este en sentido horizontal durante el proceso de lanzamiento.

Otra de las características de la viga de reparto es que cuenta con bridas de sujeción o mordaza metálica, en cada uno de sus extremos que sirven para sujetar a la estructura, fijando la viga al estribo cuando se encuentre libre, compensando la diferencia entre las fuerzas horizontales  $F_H$  y la fuerza de fricción opuesta al movimiento inminente en los apoyos deslizantes.

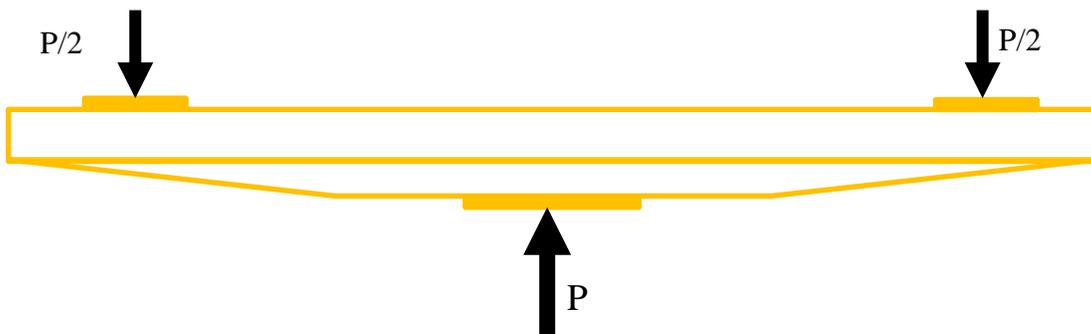


Figura 4.16 Transmisión de cargas de cajón - viga de reparto – cajón.



Otro elemento utilizado es la viga de tiro fija al cajón con mordazas metálicas, tiene como funciones principales mantener la fuerza necesaria  $T_{IRO}$  para el lanzamiento cuando no exista suficiente reacción sobre el gato vertical para vencer la fricción acumulada en todos los apoyos y para garantizar las maniobras de tiro inicial (figura 4.18) cuando el segmento de viga no alcanza a apoyar sobre el gato de empuje.

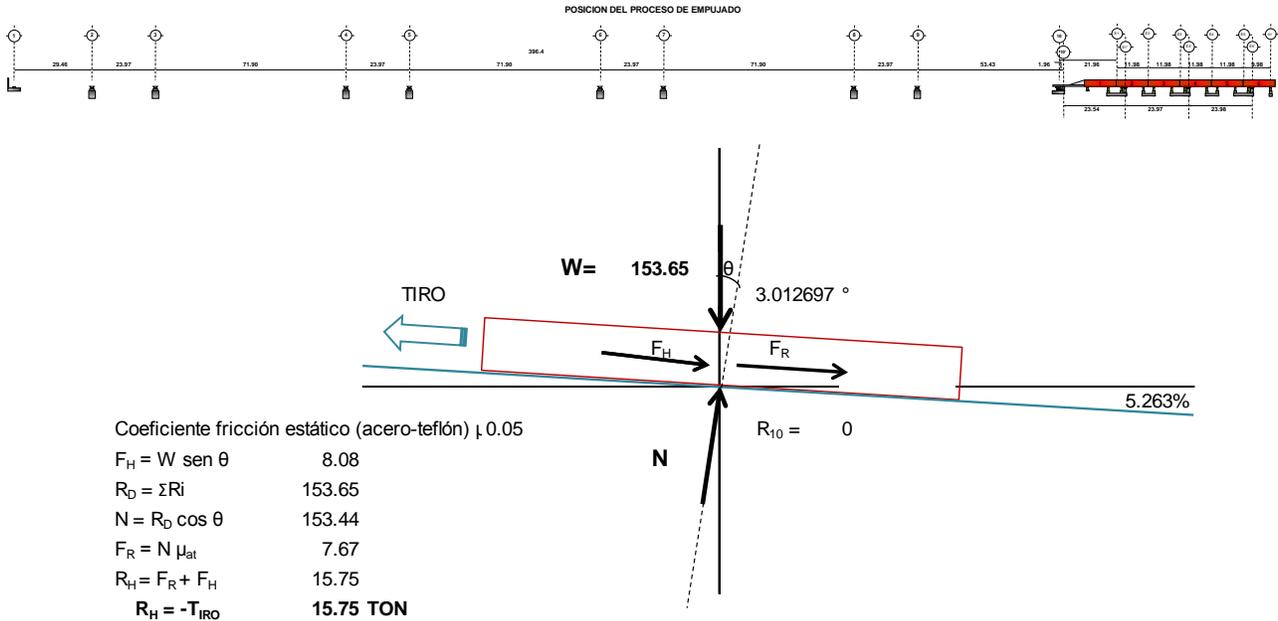


Figura 4.18 Diagrama de tiro inicial de puente.

En la figura 4.19 se observa el diagrama de cuerpo libre de la viga de tiro conteniendo mordazas para sujetarse de la estructura de la figura 4.20. Representando la capacidad que debe tener para transmitir la fuerza de tiro  $T_{IRO}$  al segmento de cajón con su respectivo coeficiente de fricción estática  $\mu_{aa}$  (acero – acero) en el agarre de la estructura a lanzar. El tiro se realiza con barras de presfuerzo de acero grado 150 y 36 mm. de diámetro que pasan por los ductos del diafragma del estribo, uniendo la viga de reparto (gatos hidráulicos) con la viga de tiro.

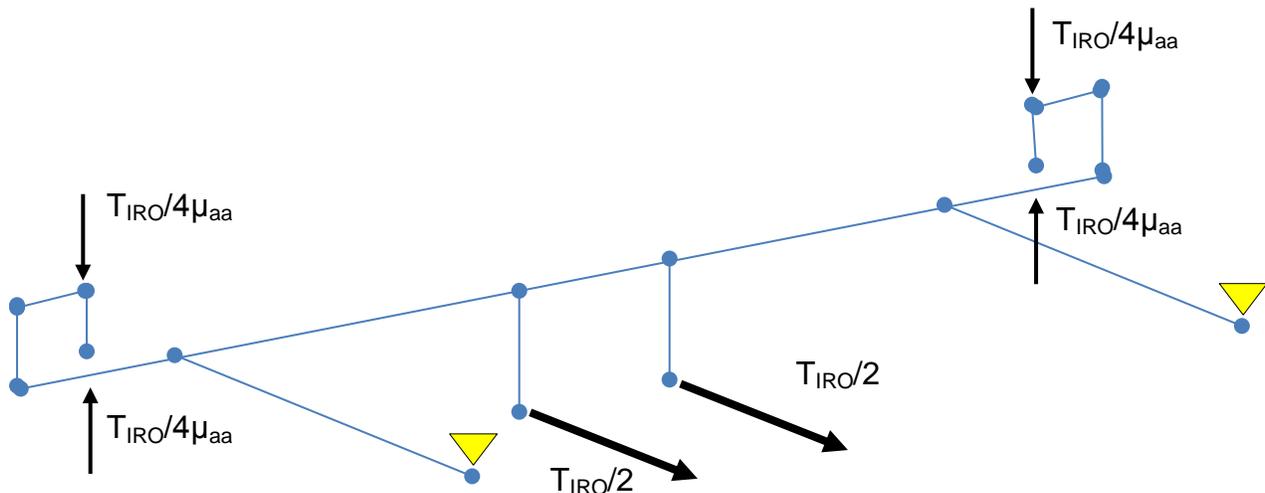
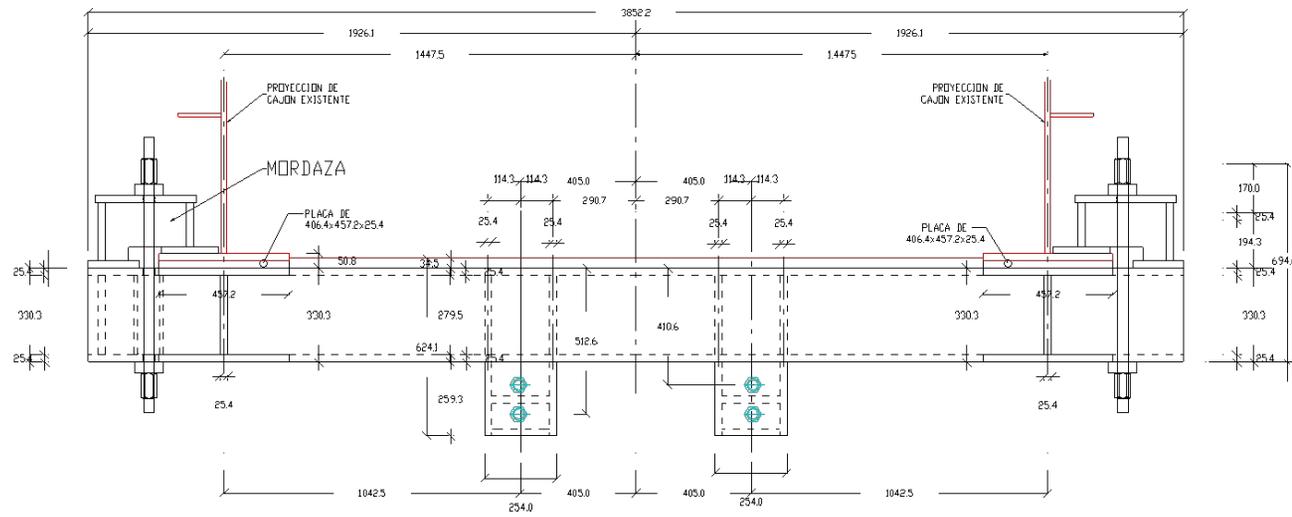
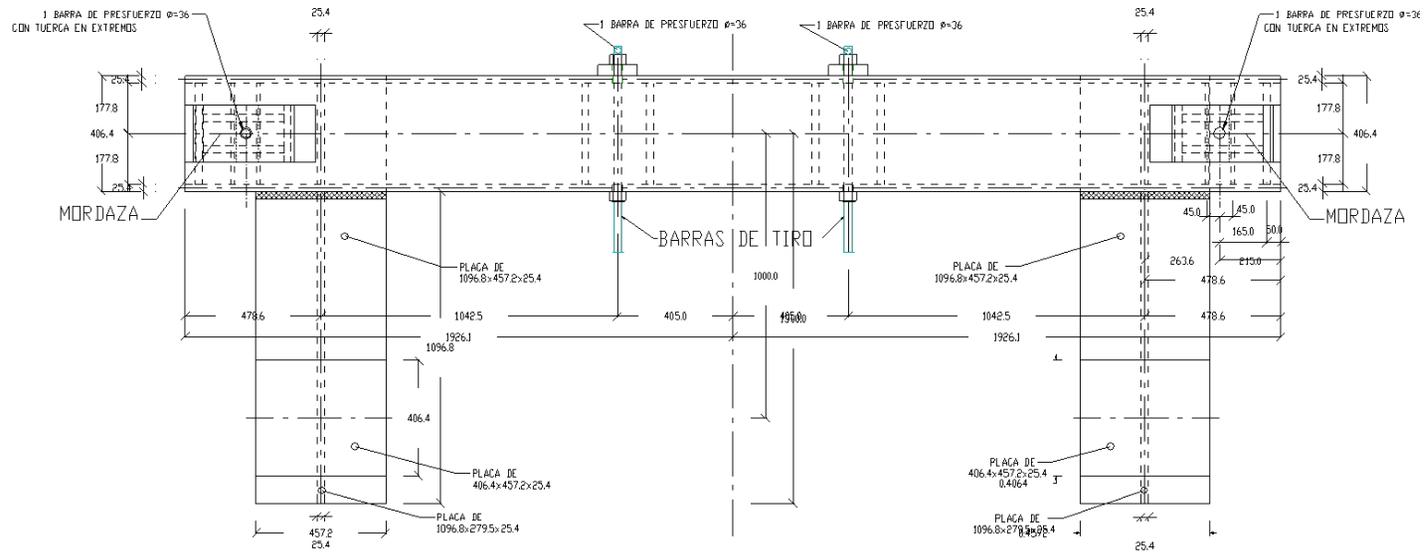


Figura 4.19 Diagrama de cuerpo libre viga de tiro.



ALZADO FRONTAL

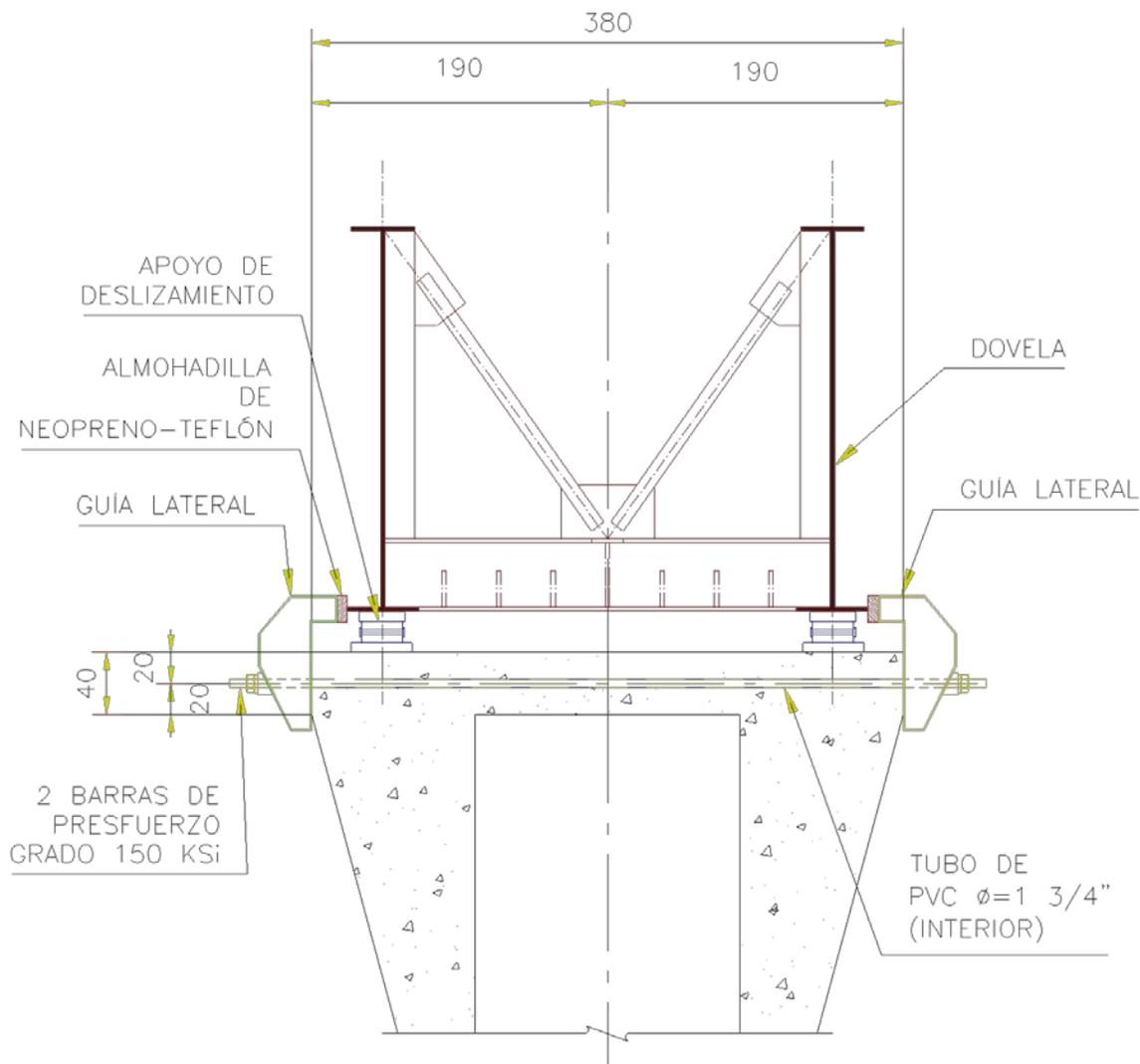


PLANTA SUPERIOR

Figura 4.20 Detalle de viga de tiro.

### 4.2.3. Apoyos sobre columnas y estribo

Las columnas en su capitel también son revisadas estructuralmente y adecuadas para formar parte del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos (figura 4.21).



VISTA TRANSVERSAL

Figura 4.21 Columna durante el lanzado.

Al igual que los apoyos provisionales del patio de fabricación, en las columnas se cuenta con apoyos de deslizamiento durante el proceso de lanzamiento por incrementos sucesivos, cada columna cuenta con dos apoyos basculantes con superficie de acero inoxidable para disminución de la fricción al entrar en contacto con el teflón. Así mismo, en el estribo 1 se cuenta con dos dispositivos de deslizamiento, esto es para el arribo y todo el paso de la superestructura por estos puntos.

Los apoyos de deslizamiento son diseñados de acuerdo a la carga de reacción máxima y por fuerza de fricción para rompimiento que esta requiere, del análisis estructural de la viga se obtuvieron reacciones máximas de 256.26 ton en el apoyo 6, equivalente a 128.13 toneladas por apoyo deslizante en el cuerpo de la columna.

Los apoyos deslizantes se desplantan sobre la columna provisionalmente, considerando un empotramiento en material arenoso que puede ser removido posteriormente para el colado de bancos de concreto definitivos (figura 4.22).

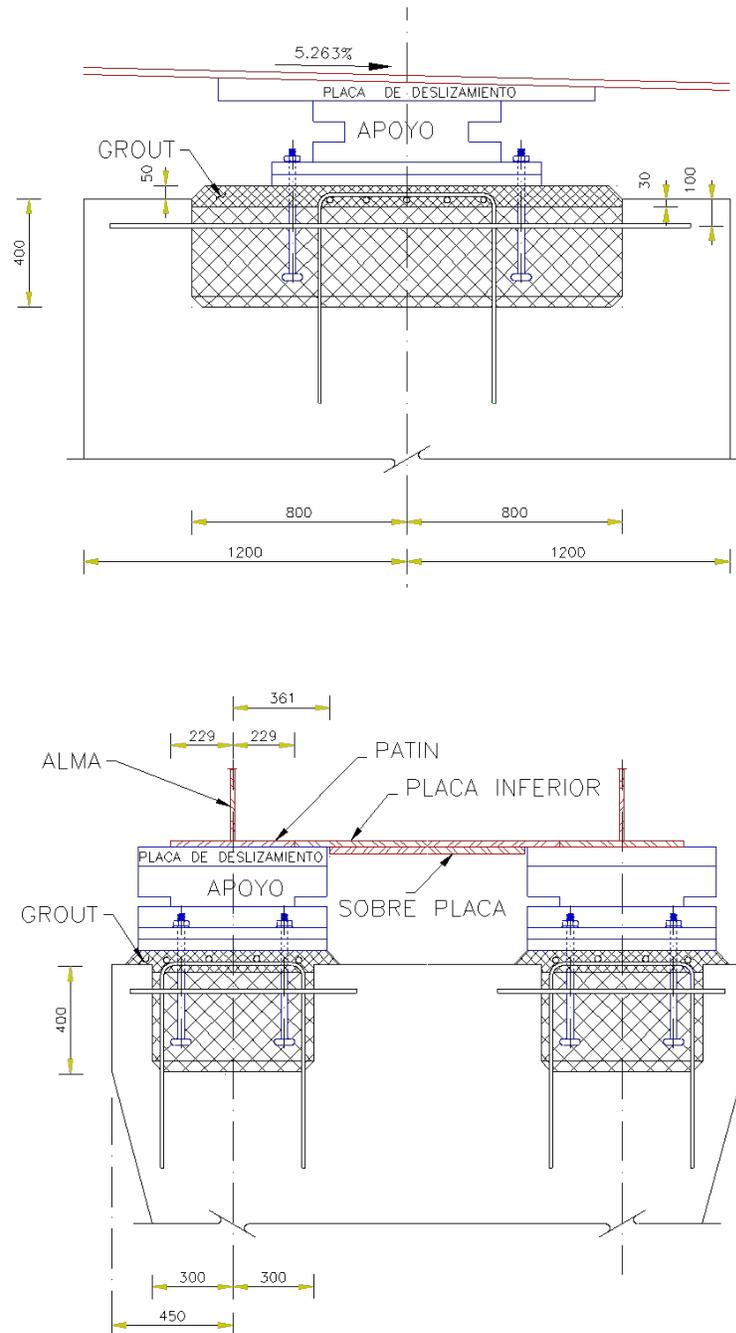
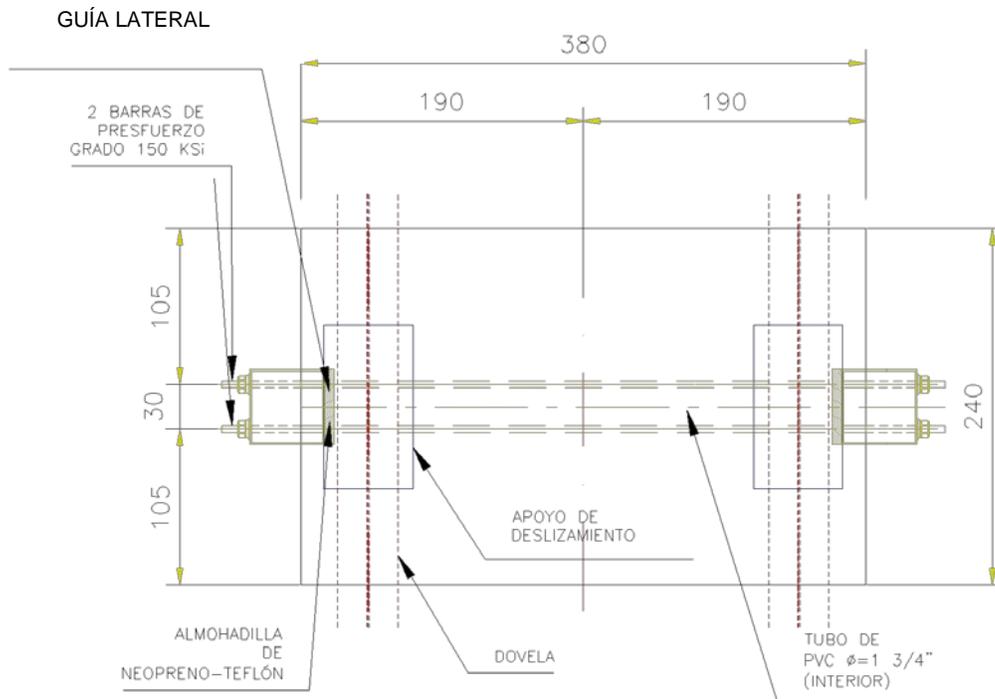


Figura 4.22 Detalle de apoyos provisionales de deslizamiento en columnas.

Durante el proceso de lanzamiento la superestructura se controla lateralmente con guías metálicas, que se sujetan a los costados del capitel y restringen movimientos en el sentido horizontal – transversal, manteniendo la alineación correcta en el paso por los apoyos; resistiendo las acciones de sismo y viento durante la construcción (figura 4.23).



PLANTA COLUMNA

Figura 4.23 Posición de guías laterales en columnas.

En vigas de acero por su ligereza, las solicitaciones accidentales son gobernadas por acciones de viento, en su condición más desfavorable de la estructura en el lanzamiento.

Para su alineación en vigas rectas, por no estar sujetas a fuerzas radiales, el diseño de estos elementos es usualmente empírico, se considera que la fuerza horizontal que actúan sobre las guías laterales, en esta situación es equivalente por lo menos al 3% de la reacción máxima en sus apoyos, lo cual equivale a  $0.03R_6$  en este caso para el puente por ser el de mayor valor.

Se ha hablado de la fricción estática entre el teflón y el acero inoxidable en los apoyos de deslizamiento, la baja fricción para el deslizamiento se logra con la implementación de almohadillas de neopreno – teflón de 30 x 30 x 1.3 cm. en la parte inferior y 15 x 15 x 1.3 cm. en los laterales, el neopreno en contacto directo con la parte baja del patín de la viga y el teflón con los apoyos deslizantes en contacto con su superficie de acero inoxidable.

La utilización de acero inoxidable se debe a que reduce el coeficiente de fricción en comparación con acero de alta resistencia, entre un 8% y 3%, siendo importante que las superficies de deslizamiento en contacto, tanto de almohadillas como de apoyos, se mantengan limpias y lubricadas, libres de excesos de temperatura y humedad que incrementan significativamente la fricción.

Las almohadillas en cada apoyo, tanto en trincheras como en columnas y estribo, al movimiento se insertan entre la superficie de contacto entre aceros, quedando aprisionadas, moviéndose junto con el segmento de

viga, lo que requiere del posicionamiento inmediato de otra almohadilla, saliendo por el otro extremo para reincorporarse nuevamente al inicio en lo que corre la almohadilla que la sucede y así continuamente durante todo el proceso de lanzado mientras exista movimiento por los ciclos de lanzado de los gatos en la mesa (figura 4.24).

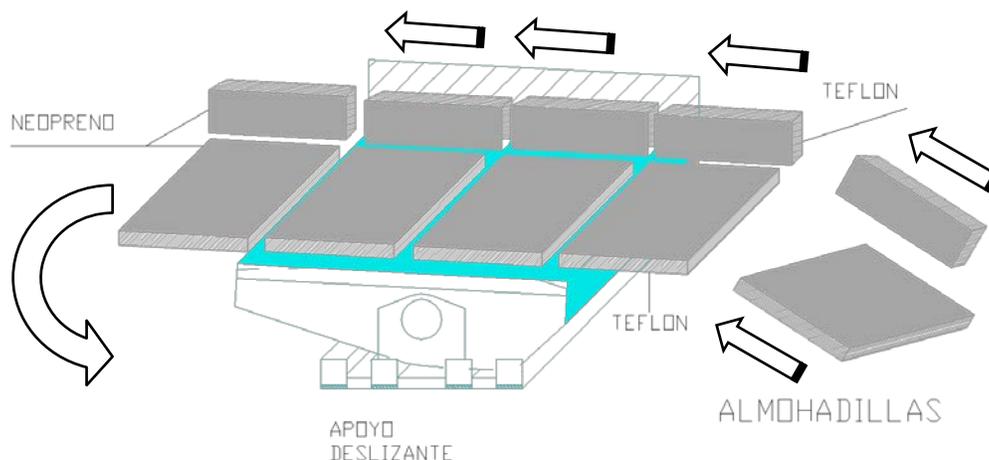


Figura 4.24 Almohadillas de neopreno –teflón.

#### 4.2.4. Nariz de lanzamiento

La estructura se equipa con una nariz de lanzamiento como elemento frontal de acero, con un papel importante durante el lanzamiento por incrementos sucesivos, de la geometría y parámetros de la nariz de lanzamiento (figura 4.25, 4.26 y 4.27) se afectan los esfuerzos que resiste la viga en cajón durante el lanzamiento.

Su objetivo principal es reducir la distancia de alcance en los claros, anticipando el contacto de la viga con la columna, como segmento más ligero de extensión temporal del segmento de viga.

Por su introducción se revisan las condiciones de estabilidad y elementos de flexión primaria en esta condición, conociendo reacciones y deflexiones.

Fabricada con dos vigas tipo I por su conveniencia de ser alineada con los ejes del alma del cajón, de sección en forma de ménsula en el extremo de unión con la dovela, se une con la estructura siendo capaz de transmitir la flexión positiva y cortante producido por la reacción en cada columna al ser arribada; y la flexión negativa producida por el peso propio de la nariz cuando se encuentra en voladizo.

En el puente cuya superestructura es recta, las vigas de la nariz son conectadas con marcos transversales tipo "V" y se arriostra lateralmente en forma horizontal. Los marcos transversales reducen las diferencias de carga entre las dos vigas debido a reacciones excéntricas del apoyo por lo que cuando la viga se tuerce se oponen a la distorsión. Los arriostramientos horizontales en forma de "X", refuerzan las vigas de la nariz para cargas de viento y fuerzas transversales producidas por las guías laterales que centran las almas de la nariz en los apoyos de lanzado.

El comportamiento de un sistema con nariz de lanzamiento es distinguido por parámetros dimensionales como la relación entre la longitud de la nariz  $L_n$  y el claro a cubrir  $L$ , que para estructuras de acero se considera aceptable la condición de una nariz corta para valores de  $0.2 \leq L_n/L \leq 0.4$ .

Este y otros parámetros de peso y rigidez, nos sirven como indicadores para la optimización de la nariz de lanzamiento. Sin embargo los modelos matemáticos desarrollados conocidos se refieren a estructuras de puente en concreto pretensado con rigidez, peso y claros constantes.

Por fabricación se conserva la longitud máxima de la viga de 12 m. con  $L_r/L = 0.17$  la estructura de nariz tiene un peso de 5.7 ton. el 25% del peso promedio de las dovelas.

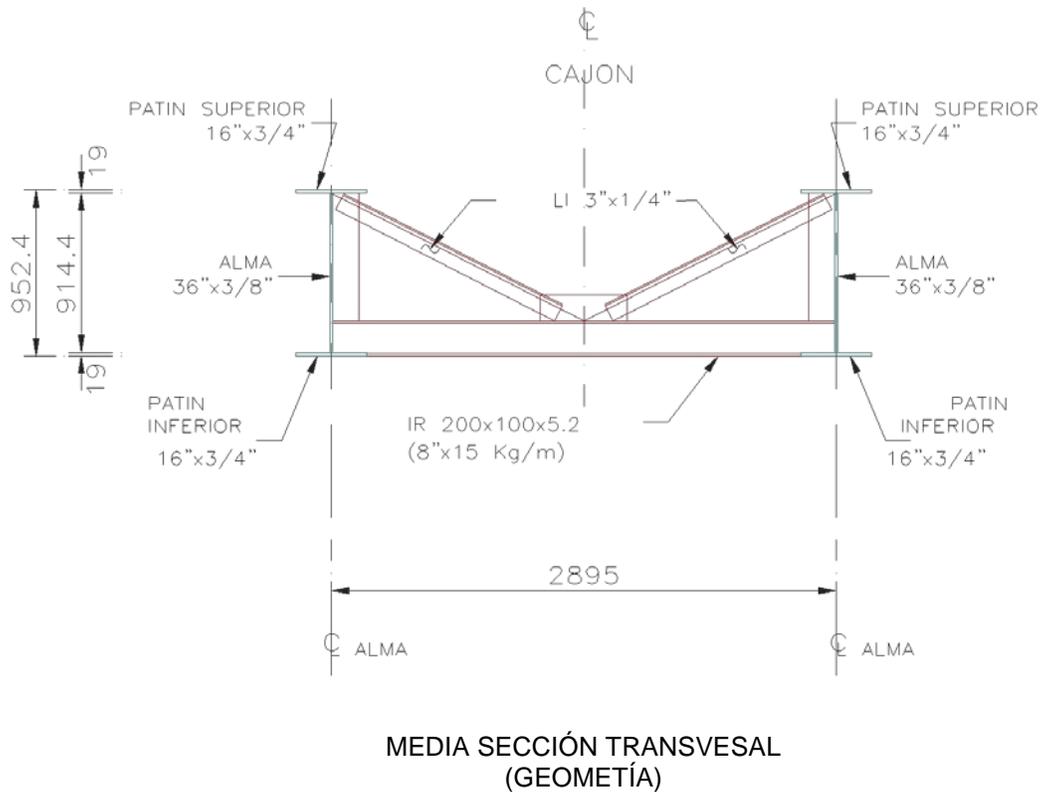


Figura 4.25 Detalle de nariz de lanzamiento.

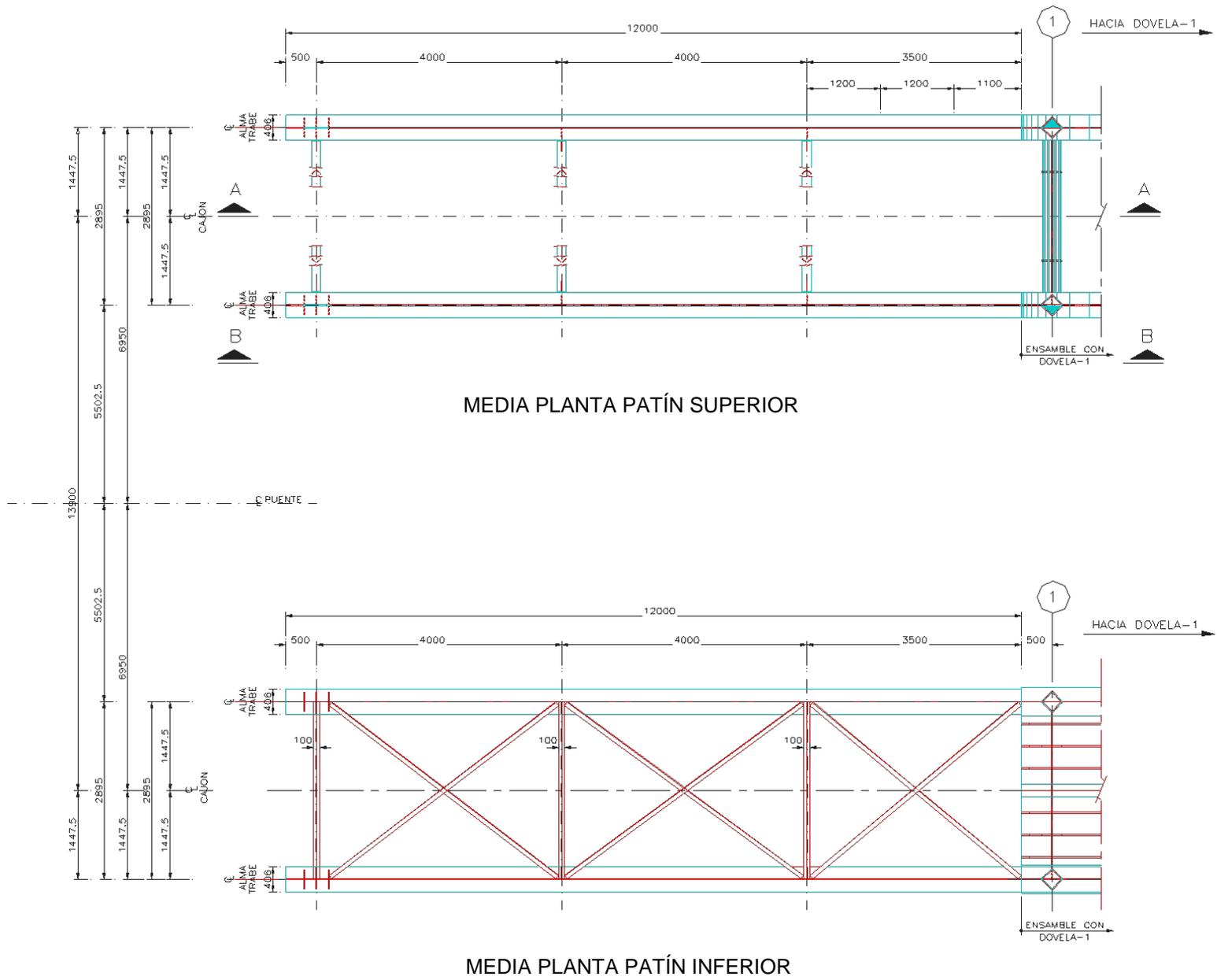
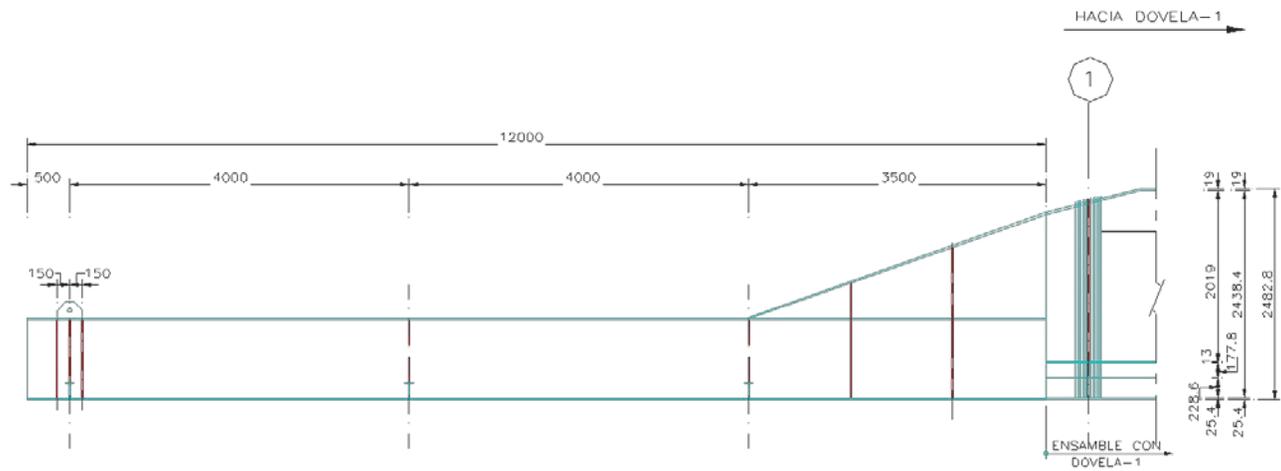
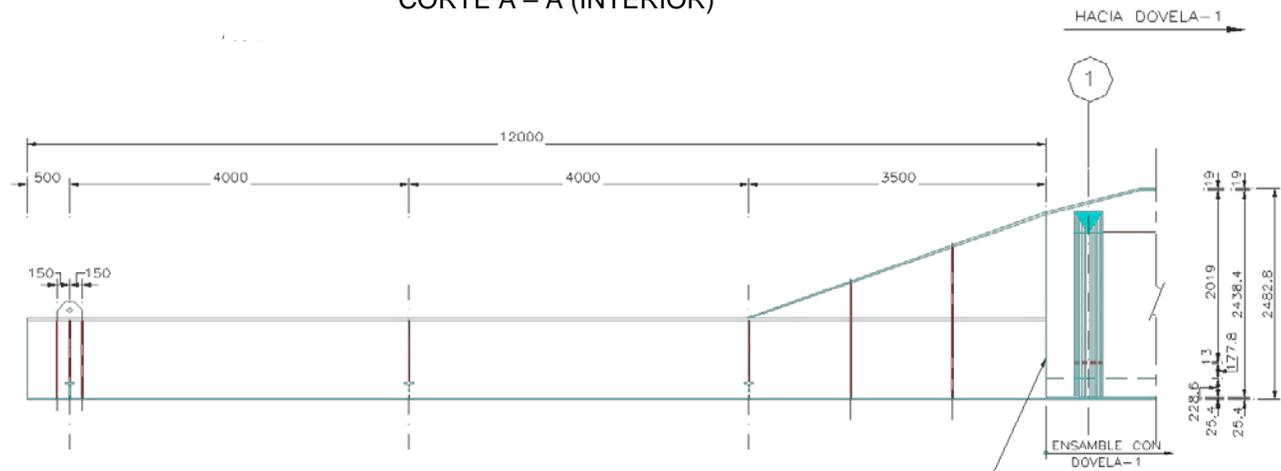


Figura 4.26 Detalle de nariz de lanzamiento.



CORTE A – A (INTERIOR)



CORTE B – B (EXTERIOR)

RECORTAR Y RETIRAR LA NARIZ  
DESPUES DE TERMINADO TOTALMENTE  
EL EMPUJADO

Figura 4.27 Detalle de nariz de lanzamiento.

Para el puente en cada etapa de lanzado se calcula la flecha máxima necesaria para corrección de la estructura que prevalecen como las registradas ante el arribo a cada columna, siendo la condición más desfavorable durante el lanzamiento  $-\Delta y$  103 cm., la cual se da al desplazarse en el claro de 71.90 m. entre la columna 3 y 4 (figura 4.28a).

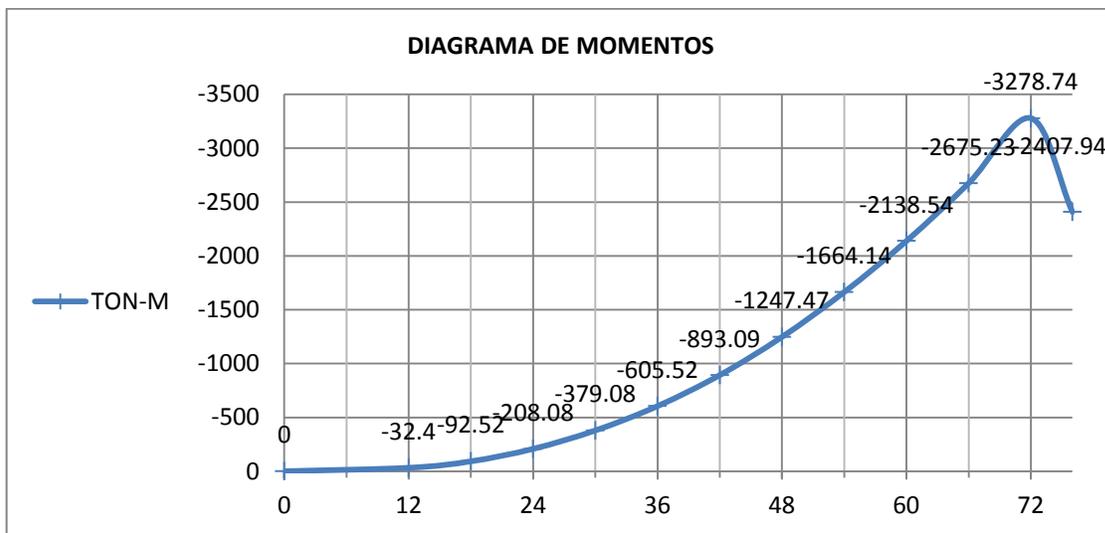
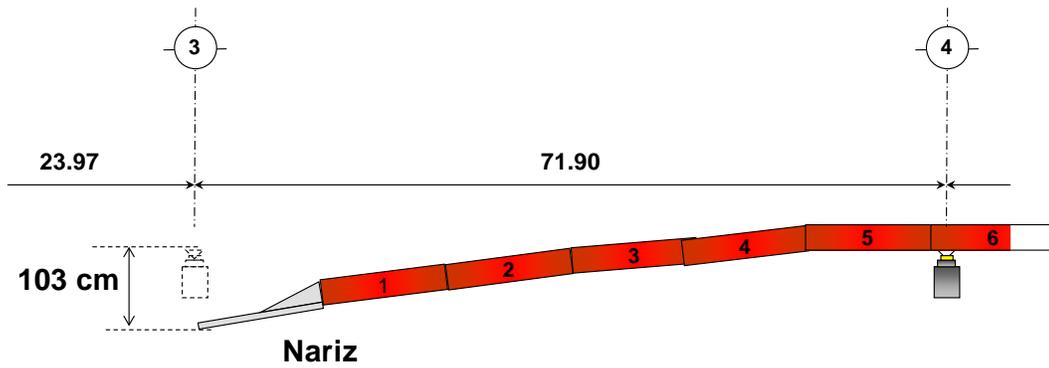


Figura 4.28a Flecha máxima.

Cuando la nariz toma el apoyo el comportamiento de la misma cambia, a flexión positiva máxima también para el caso del claro de 71.90 m. (figura 4.28b).

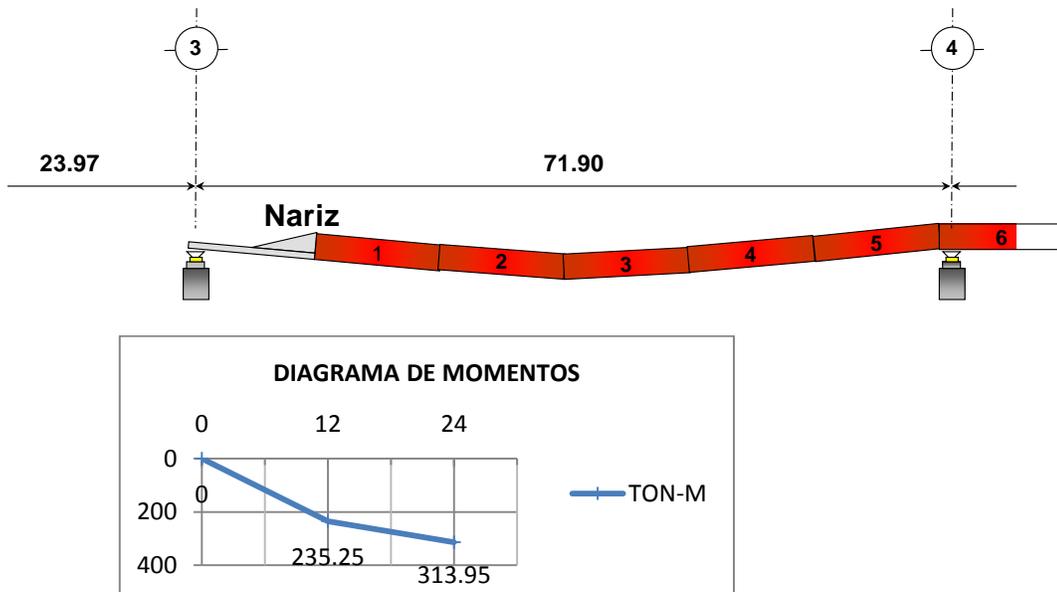


Figura 4.28b Arribo de nariz a columna 3.

Cuando la nariz se aproxima a los apoyos, la deflexión de la viga difiere verticalmente de la línea de lanzado teórica, por lo que se prevé la manipulación para corregir la flecha, hasta hacerla positiva, en el extremo de la nariz del puente esto equivaldría a la aplicación de una fuerza vertical de aproximadamente 28 toneladas (figura 4.28c).

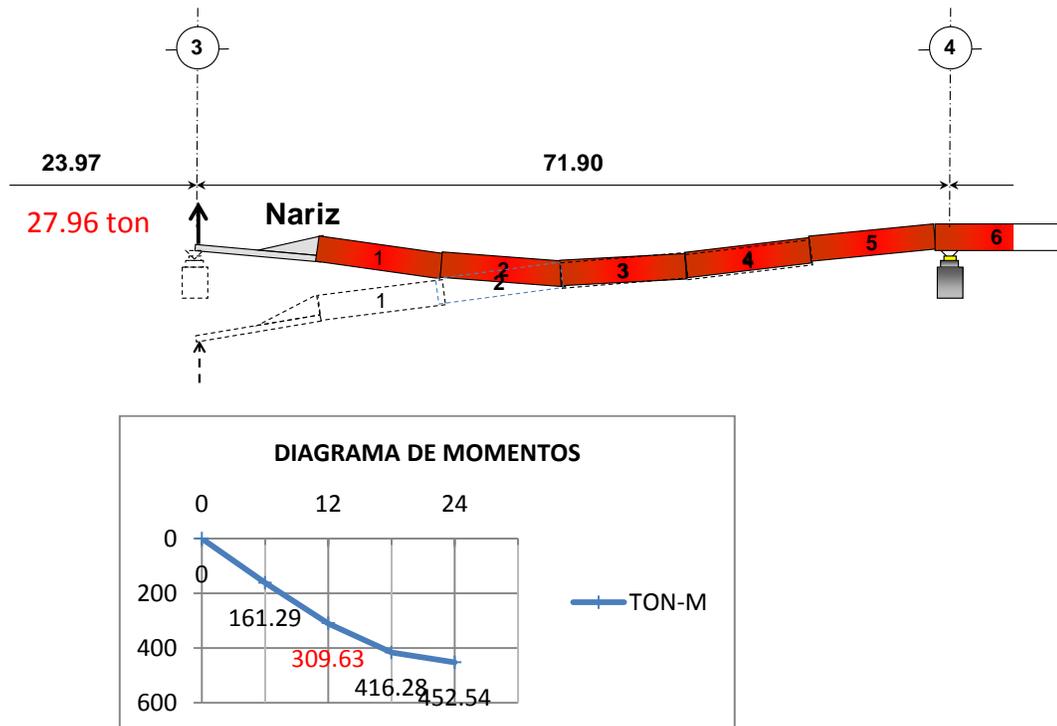


Figura 4.28c Corrección de flecha máxima.

El diseño convencional de la nariz de lanzamiento está en función del momento positivo en la sección del cajón de la superestructura 309.63 ton-m y la reacción máxima vertical actuante.

#### 4.2.5. Torre de atirantamiento

En vigas de acero en cajón de secciones compuestas en voladizo, para que el puente al ser lanzado recobre la línea de deslizamiento teórica, por la deflexión que normalmente es alta en forma descendente. Se da también como solución la utilización de un método de corrección por medio de un sistema de atirantamiento (figura 4.29).

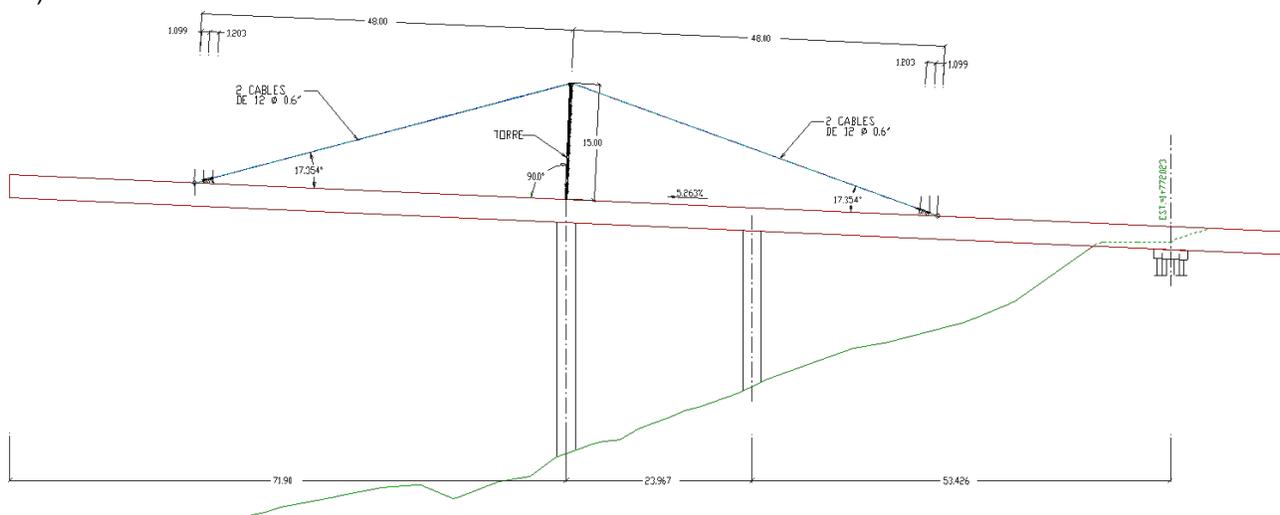


Figura 4.29 Sistema de atirantamiento en posición de máximo voladizo.

El cual consiste en soportar la parte frontal del segmento de viga que contiene la nariz de lanzamiento, con tirantes a base de cables que se sostienen simétricamente a una torre mástil articulada (figura 4.30), pasando por la cabeza de la torre (figura 4.31) y sujetos en sus extremos con estructuras tipo cañón (figura 4.32) fijas al patín superior de la viga, con el ángulo de inclinación requerido, obteniendo un sistema regulable por tensado.

La combinación de una nariz de lanzamiento corta y una torre de atirantamiento, generalmente es utilizada para el lanzamiento de superestructuras de acero y de claros amplios. Esto modifica el comportamiento del sistema durante el lanzamiento, antes de arribar a los apoyos los cables absorben la mayor parte de los excesos de momento negativo resultantes del voladizo; cuando se arriba al apoyo el lanzamiento relativamente se continúa únicamente con la nariz. Por lo que las acciones del sistema de atirantamiento y de la nariz de lanzamiento pueden ser diseñados de acuerdo a criterios independientes.

En todas las fases de lanzamiento, es necesario verificar la tensión de los cables y la carga concentrada que esta transfiere a la torre y a la viga, sobre todo cuando la punta de la nariz en voladizo se aproxima al apoyo siguiente y el sistema se carga por lo que la fuerza es más alta; pero cuando el segmento de viga supera el volado apoyándose con la nariz el momento positivo incrementa y también debe ser verificada la tensión.

La torre de atirantamiento se monta en una posición fija favorable para la estabilización de la estructura, para el puente a 72 metros por detrás de la punta de la nariz, entre la dovela 5 y 6, teniendo una altura de 15 m., con un par de tirantes que pasan sobre silleas del cabezal en su extremo superior y se anclan al cajón en su patín superior a 48 m. por delante (dovela 2) y 48 m. por detrás de la misma (dovela 9). En posición para librar el claro de 71.90 m. se considera para transmitir las cargas hacia la columna que queda prácticamente alineada con el eje de su base en los claros más desfavorables.

Donde para un ángulo de  $17.354^\circ$  nos da una relación del sistema en función de la altura de la torre  $h_t$ , la longitud del claro máximo  $L$  y la longitud de la nariz  $L_n$  igual a  $h_t / (L - L_n) = 0.25$ .







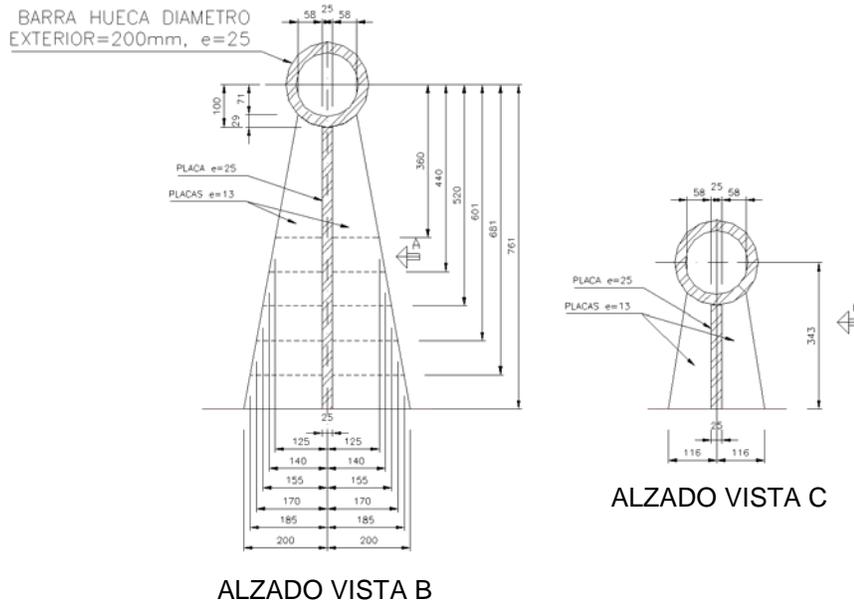
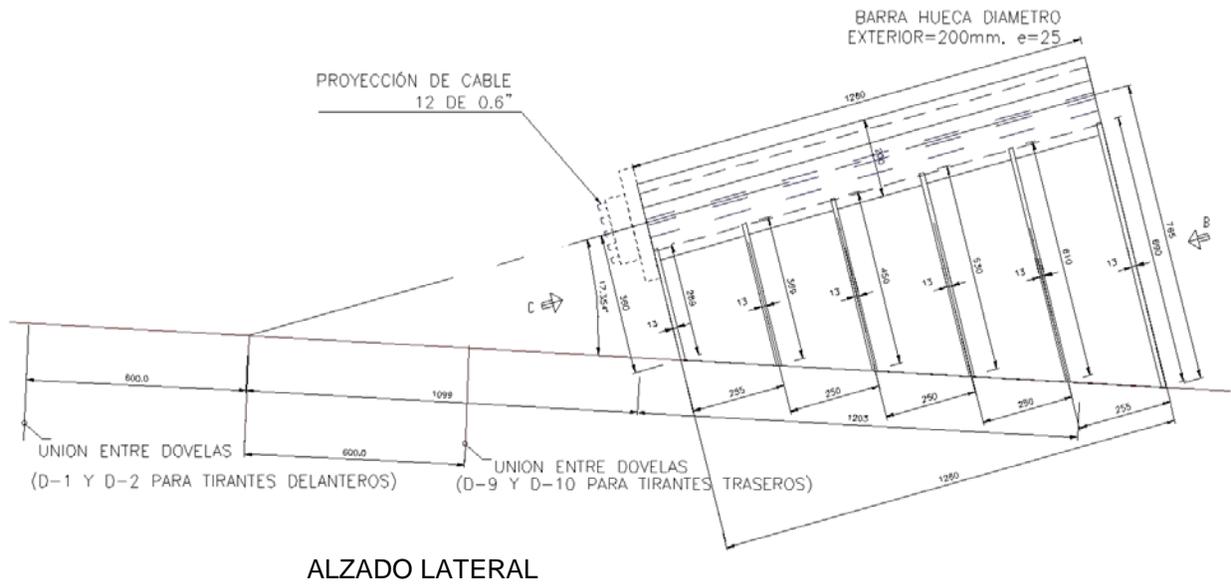


Figura 4.32 Detalle de cañón en sistema de atirantamiento.

La torre compuesta por dos postes principales que en conjunto forman un marco en celosía con los elementos de arriostramiento lateral en el sentido transversal, mismos que contribuyen en la resistencia de la estructura para disminuir los efectos de esbeltez de los postes por carga axial, las acciones temporales de viento transversal y posibles cargas axiales de desbalanceo por la acción de las cables en la torre (figura 4.33).

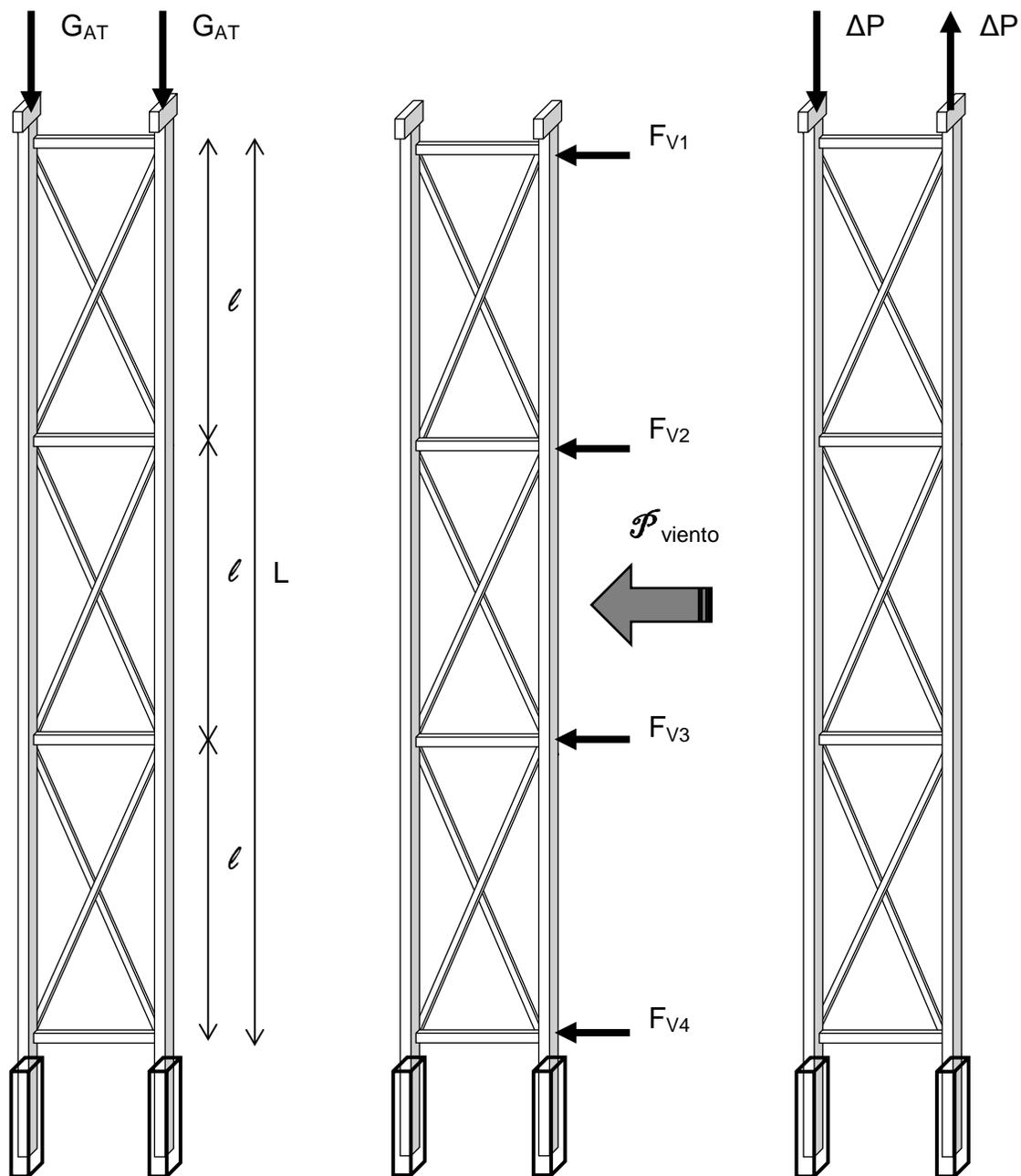
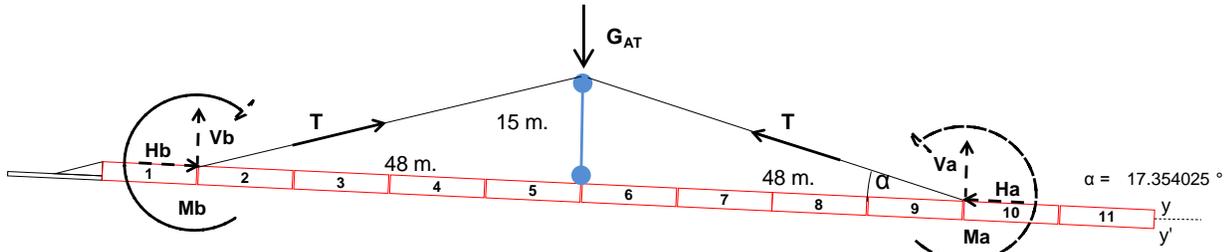


Figura 4.33 Arriostramiento en torre de atirantamiento.

Para el puente, cada uno de los dos tirantes por torre está conformado por 12 cables de 0.6" de diámetro de acero grado 270. La tensión aplicable a la torre para corrección de la flecha máxima calculada es considerada para que al someter los cables al 85% de su capacidad de diseño se encuentre la estructura por arriba de la línea de lanzamiento. Se consideró un 33.33% de cables adicionales 9 más 3 por pie de torre, como factor de seguridad. En estos términos se deduce la resistencia aportada por los 9 cables es equivalente a la resistencia aportada por los 12 cables a 3/4 de su capacidad. Lo que da como resultado el sistema de fuerzas en la viga con acción sobre la torre de atirantamiento que se muestra en la figura 4.34.



$$\begin{aligned} V_b &= T \operatorname{sen} \alpha \\ H_b &= T \operatorname{cos} \alpha \\ M_b &= H_b * y_b \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_b &= V_a \\ H_b &= -H_a \\ G_{AT} &= -V_b - V_a \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_a &= T \operatorname{sen} \alpha \\ H_a &= -T \operatorname{cos} \alpha \\ M_a &= H_a * y_a \end{aligned}$$

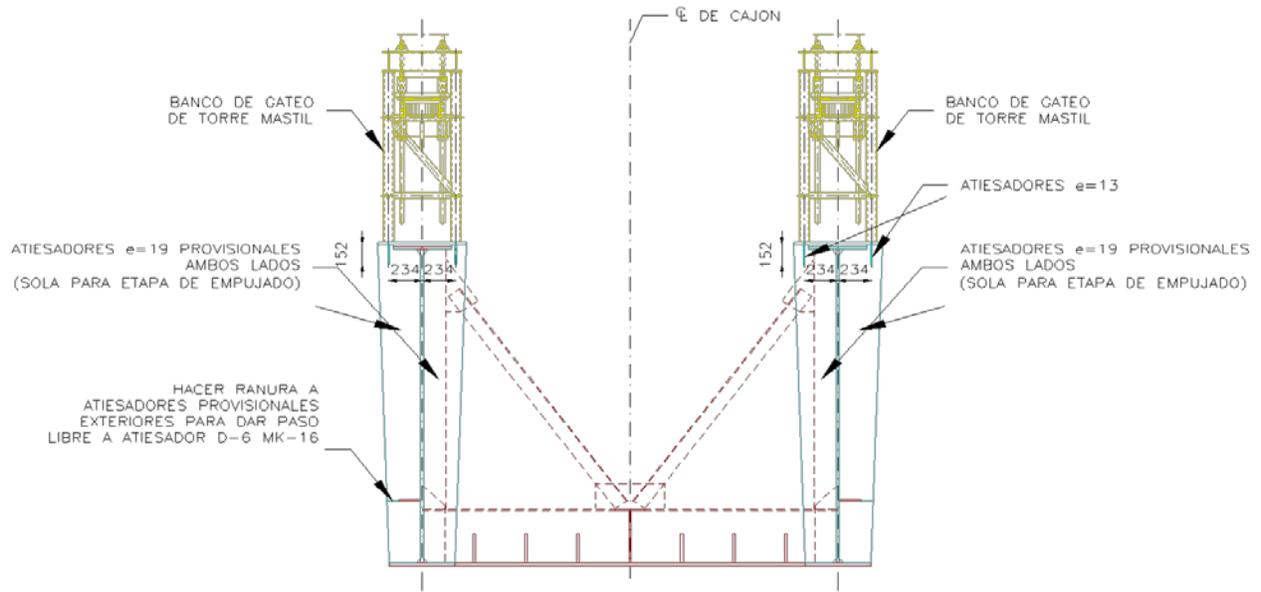
Figura 4.34 Sistema de fuerzas por atirantamiento.

La fuerza de acción total sobre la torre por atirantamiento  $[G_{AT}]$ , como se muestra en la tabla 4.1; es la carga axial considerada al 100% para diseño de la torre, elementos del sistema de atirantamiento y acciones sobre la viga; y considerada al 85% para el análisis en donde el extremo libre de la nariz de lanzamiento genera una contraflecha de  $+\Delta Y$  371 mm. para condiciones de volado máximo de 71.90 m., lo que equivale a corregir la estructura en voladizo 1.401 m. en el puente.

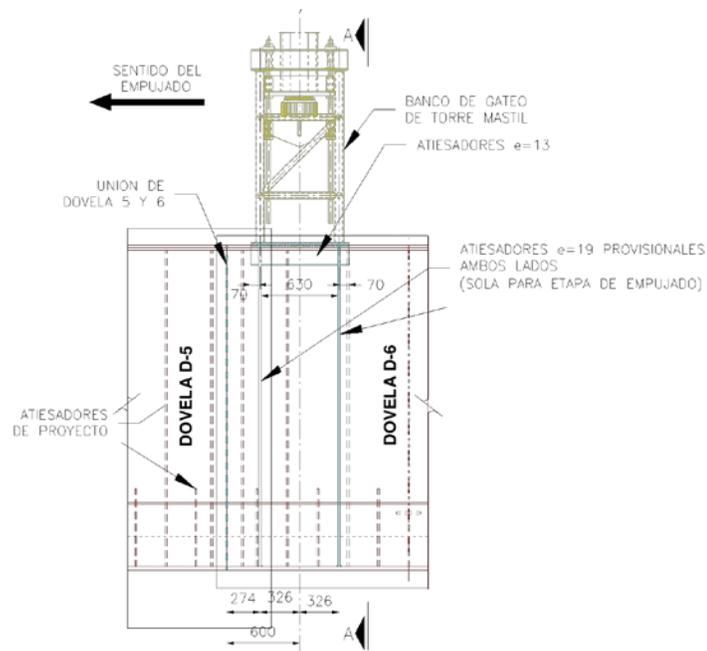
|         | [T]<br>ton | [Vb= T sen α]<br>ton | [Hb= T cos α]<br>ton | y <sub>b</sub> =<br>m | [Mb= Hb * y <sub>b</sub> ]<br>ton - m | [Va= T sen α]<br>ton | [Ha= -T cos α]<br>ton | y <sub>a</sub> =<br>m | [Ma= Ha * y <sub>a</sub> ]<br>ton - m | [G <sub>AT</sub> = -Vb - Va]<br>ton |
|---------|------------|----------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| 85.00%  | 224        | 66.7                 | 213.5                | 1.762                 | 376.1                                 | 66.7                 | -213.5                | 1.649                 | -352.0                                | -133.4                              |
| 100.00% | 263        | 78.5                 | 251.1                | 1.762                 | 442.5                                 | 78.5                 | -251.1                | 1.649                 | -414.1                                | -157.0                              |

Tabla 4.1 Cargas totales máximas del sistema de atirantamiento.

En la base de cada poste de la torre se dispone de un banco de gateo para regular la carga de la torre. Los esfuerzos que transmite el sistema de atirantamiento, son tomados como una solicitud para el rediseño de la sección de cajón en los puntos de acción. Considerando que los patines superiores tendrán la capacidad de redistribución de los esfuerzos normales longitudinales y el alma la capacidad de resistencia a tensión o compresión, junto con sus elementos de refuerzo (atiesadores). (Figura 4.35).



SECCIÓN TRANSVERSAL



ALZADO PARCIAL LATERAL DE DOVELAS Y BANCO DE GATEO (VISTA EXTERIOR)

Figura 4.35 Refuerzo por atirantamiento en viga.

### 4.3. Elementos de refuerzo estructural

Adicional a los refuerzos por la acción de la nariz de lanzamiento y del atirantamiento en sus conexiones con la viga, se requiere de elementos de refuerzo estructural en los cajones de las vigas, para solicitaciones actuantes durante el proceso de lanzamiento, por el paso de la sección sobre los apoyos y la manipulación con gatos en los puntos de apoyo (estos últimos descritos en el inciso 5.5).

Para el puente estos elementos representan el 4 %, en peso sobre el de las secciones determinadas originalmente de las dovelas. Siendo considerados elementos provisionales, pero por practicidad y costo se determina que los elementos a mencionar finalmente se conserven formando parte del sistema de estructura del puente.

#### 4.3.1. Cartabones

Aunque la viga de acero es mucho más ligera que la superestructura compuesta final, debido a que durante el lanzamiento todas las secciones transversales de la viga se apoyan sobre los puntos de deslizamiento. Las reacciones de apoyo concentradas en el plano del patín se revisan por su capacidad de resistir esfuerzos de compresión vertical locales.

*“El alma no rigidizada de un panel sujeto a reacciones de apoyo concentradas en el patín inferior es afectada por tres modos de colapso que dependen de la intensidad de la carga y de la esbeltez del alma del panel:*

- *Fluencia local causada por la fluencia del alma inmediatamente por encima de carga, seguida por la deformación plástica del patín inferior. (figura 4.36).*
- *Pandeo local desencadenado por pandeo localizado en la parte inferior del panel del alma, para una profundidad vertical de alrededor de 50 veces el espesor del plano, seguido por la fluencia del alma y el inicio de un mecanismo plástico en el patín inferior. (figura 4.37).*
- *Pandeo general del alma del panel extendido a la mayor parte de su peralte que es evaluado por las ecuaciones de código para pandeo de panel bajo cortante y flexión.” (figura 4.38).<sup>(3)</sup>*

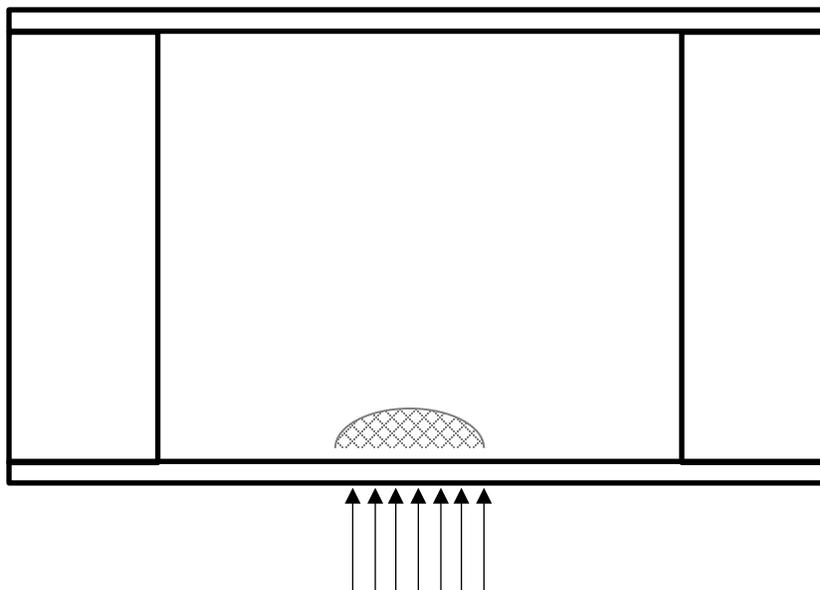


Figura 4.36 Fluencia local por apoyos de lanzado.

(3) Marco Rosignoli. "Bridge Launching". Thomas Telford Publishing. First published 2002. London. Pág.241.

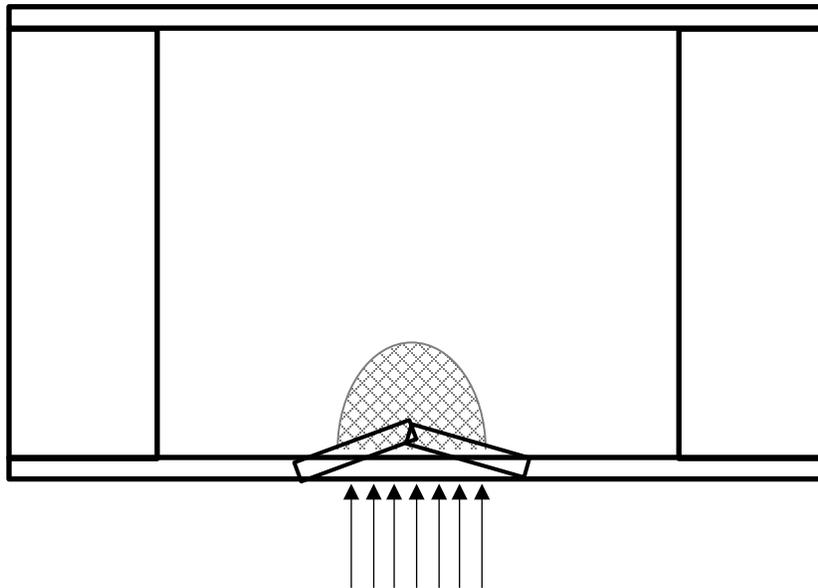


Figura 4.37 Pandeo local por apoyos de lanzado.

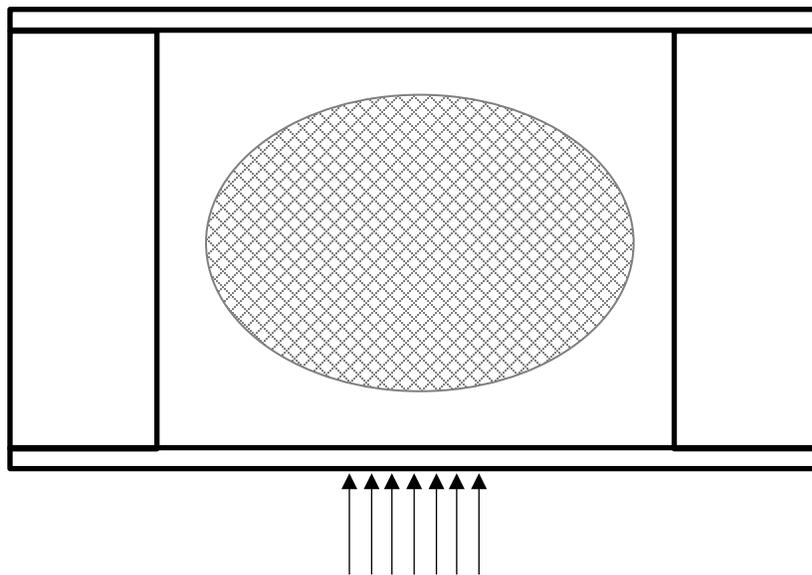


Figura 4.38 Pandeo del panel por apoyos de lanzado.

Para la fluencia y pandeo local se da la adición de cartabones como elementos de refuerzo en el patín inferior (figura 4.39), para rigidizar la estructura por los esfuerzos producidos por las fuerzas de reacción inducidas.



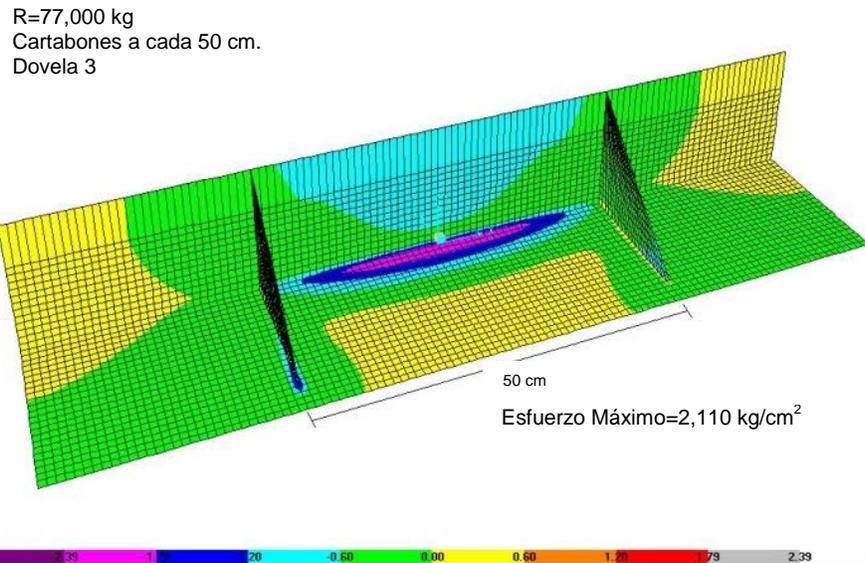


Figura 4.40b Esfuerzos en patín inferior de viga con cartabones a cada 50 cm.

- En la figura 4.40c se muestra la distribución de esfuerzos en un segmento de patín inferior y alma con cartabones a cada 25 cm. para una fuerza de reacción en apoyo de 108 ton. El estrechamiento de los cartabones reduce los esfuerzos maximos registrados del orden de 1,700 kg/cm<sup>2</sup>, no obstante que la fuerza se incrementa en comparación con los casos anteriores.

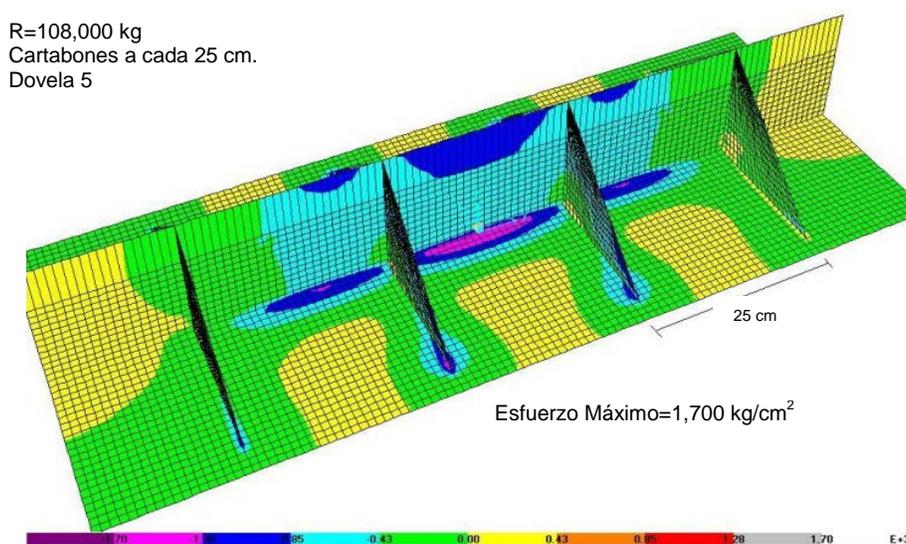


Figura 4.40c Esfuerzos en patín inferior de viga con cartabones a cada 25 cm.

### 4.3.2. Elementos de rigidez superior

Son elementos de arriostramiento lateral horizontal en la parte superior de la viga; entre las dos almas de la viga y cercano al plano de los patines superiores de la misma; con la función de cubrir posibles desbalances de carga durante el proceso de lanzado, que causan efectos de torsión en vigas de sección abierta.

Las fuerzas en los miembros de un sistema de arriostramiento lateral horizontal superior en vigas con curvatura puede provenir de efectos de torsión, flexión vertical, inclinación lateral, geometría de la sección transversal, distorsión y estabilidad. A excepción de vigas relativamente rectas, donde los esfuerzos de torsión predominan como las fuerzas actuantes en los miembros de refuerzo.

Durante el proceso constructivo antes de que el concreto participe en la resistencia de la viga, las secciones sin un sistema de arriostramiento lateral superior se encuentran abiertas, estudios indican que en esta circunstancia el centro de corte, también llamado centro de torsión, se encuentra por debajo del patín inferior (figura 4.41). Teniendo así importantes esfuerzos de alabeo por torsión y deformaciones, donde el total de su resistencia al pandeo lateral por torsión se reduce.

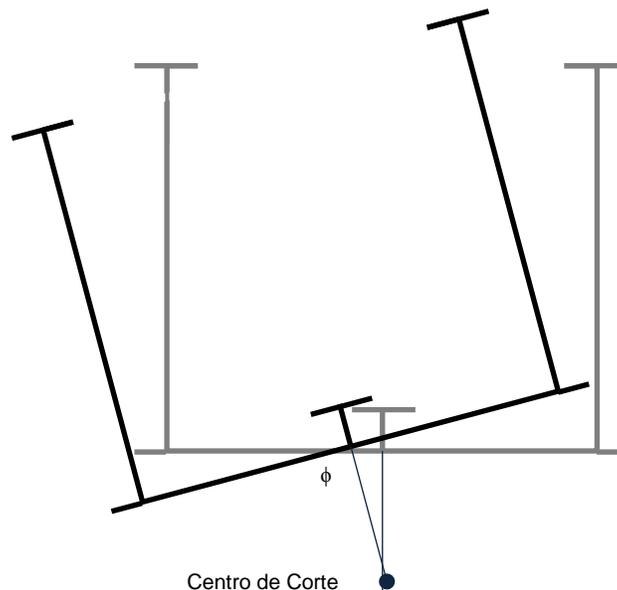


Figura 4.41 Localización de centro de corte en rotación de sección transversal abierta por torsión.

El adicionar en la parte superior el arriostramiento lateral eleva el centro de corte de la sección en el ahora pseudo-cajón, mejorando significativamente la rigidez a torsión.

Dependiendo del tipo de carga, analíticamente la torsión en las vigas puede ser vista ya sea como un par horizontal o vertical de fuerzas actuantes como se muestra en la figura 4.42.

En el caso de cargas gravitacionales desbalanceadas el momento torsional  $M_t$  en una viga recta en cajón, actuando como un par de fuerzas horizontales con un brazo de palanca  $d$ .

De igual forma una carga excéntrica efectiva  $P$  puede idealizarse como dos cargas, carga a flexión pura  $P/2$  más torsión consistente en un par de cargas verticales  $eP/w$ .

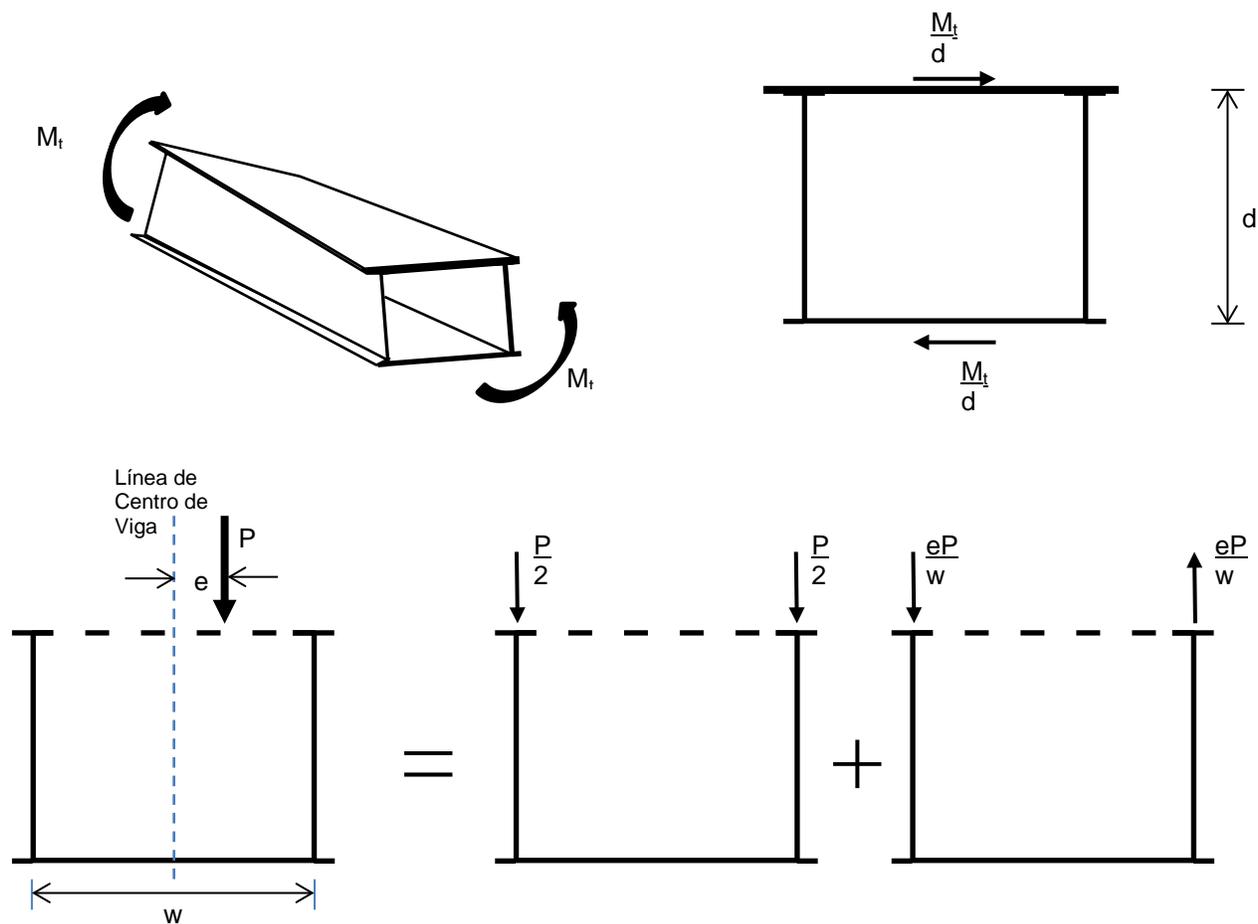
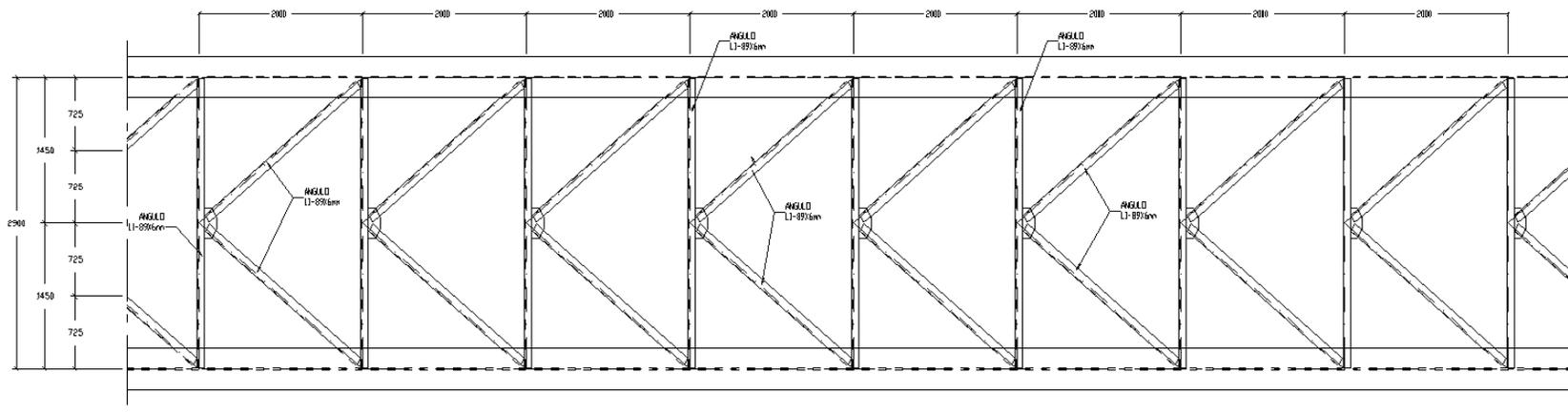


Figura 4.42 Esquema de fuentes de torsión en vigas de cajón.

Por su característica recta y simétrica del cajón de la viga; para el puente se considera por lo tanto un sistema de arriostramiento lateral horizontal superior, analizado por las acciones temporales por viento y por un posible desbalance provocado por la aplicación de fuerzas en los gatos de la torre de atirantamiento; ambas se consideran constantes a lo largo de toda la viga previendo cualquier otra carga excéntrica conocida como fuerzas actuantes sobre la estructura en condiciones de montaje.

En el puente, con el objeto de continuar con la simetría del cajón y de contar con el menor número de conexiones posible, el arriostramiento lateral superior se forma con tres barras a base de ángulo de acero A36 en forma de "K" dispuesto en el lecho superior de la viga a cada 2 m. como se muestra en la figura 4.43.

El refuerzo en particular por tratarse de una viga recta, como se ha mencionado es provisional durante el proceso de lanzamiento, no se considera su aportación estructural para efectos de flexión; sin embargo para el puente es útil durante la manipulación y el montaje de las dovelas para formar el segmento de viga en el patio de fabricación; aportan rigidez y continuidad de esfuerzos al elemento. Adicionalmente para el puente se determinó que estos soportes fueran utilizados como obra falsa de soporte para el cimbrado de la losa sobre cajón.



PLANTA PATÍN SUPERIOR

Figura 4.43 Elementos de rigidez superior tipo "K" en dovelas

Para el puente se toman dos criterios de análisis significantes para la acción de esfuerzos cortantes y el flujo uniforme alrededor de la sección transversal, por efectos de tipo transitorio durante el lanzamiento:

- En el primero, se considera una variación del 5% entre las tensiones de los cables del sistema de atirantamiento, por posibles desbalances entre las fuerzas en gatos de la torre mástil (figura 4.44).

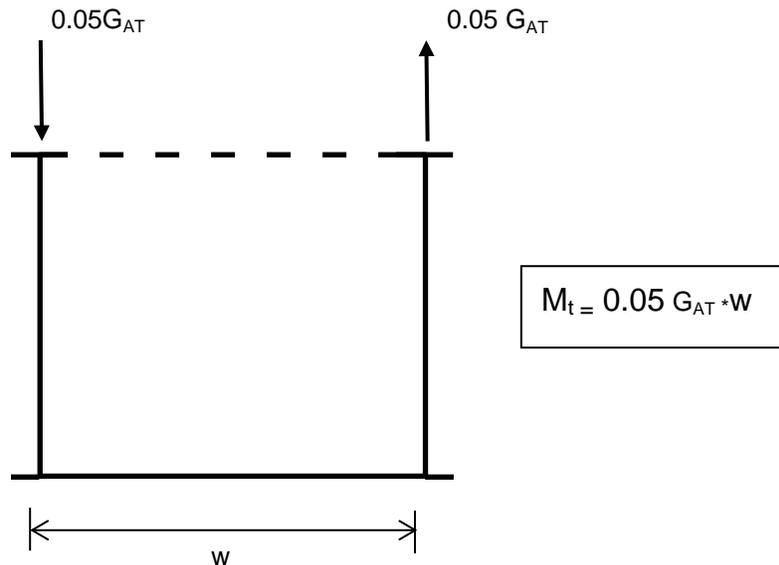


Figura 4.44 Torsión por desbalance de fuerzas en torre de atirantamiento.

Utilizando la analogía de membrana el flujo cortante  $q$  considerado actuante en la parte superior sobre una placa ficticia (figura 4.45), determinado usando la ecuación de Bredt en función del momento torsionante  $M_t$  entre dos veces el ares neta  $A_0$ , esta se utiliza para obtener la fuerza sobre el arriostramiento lateral superior  $F_T$  por este efecto de desbalance de las tensiones en el atirantamiento.

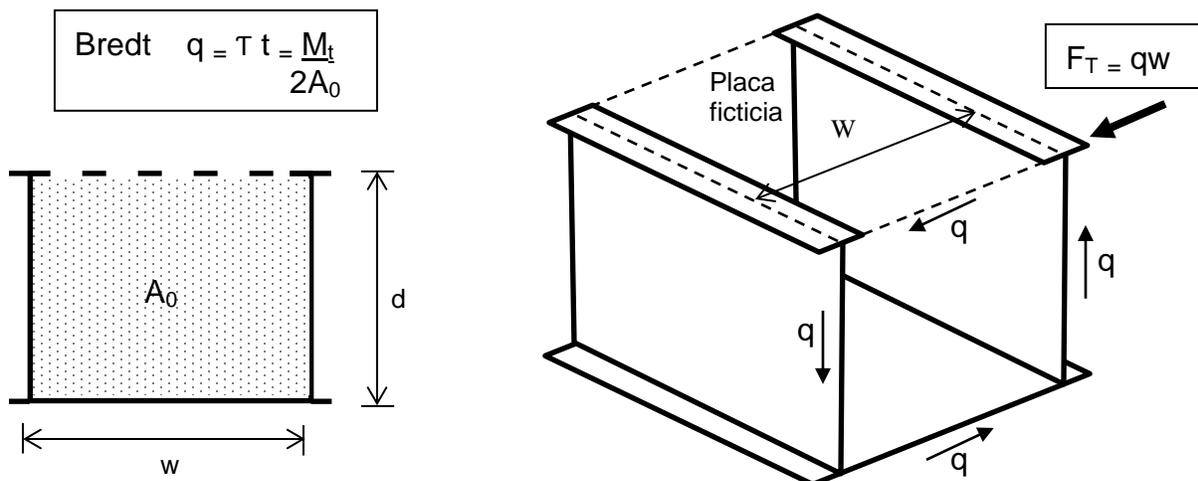


Figura 4.45 Fuerza sobre arriostramiento lateral superior  $F_T$ .

- El segundo consiste en la consideración de la presión ejercida por el viento  $P_V$  sobre la estructura durante el proceso constructivo, en función del área tributaria de contacto  $A$  y su interpretación como fuerza  $F_V$  concentrada con acción en el sistema de arriostramiento lateral horizontal superior (figura 4.46). La velocidad mínima de viento para estructuras en voladizo no deberá ser menos a 90 km/hr (AASHTO 5.14. 2.4.4) cuando no se tengan análisis o registros meteorológicos de la zona.

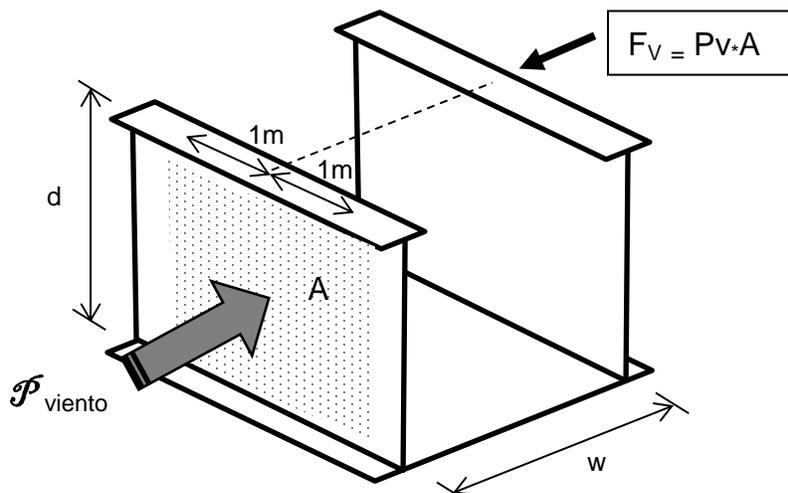


Figura 4.46 Fuerza de viento sobre arriostramiento lateral superior.

Para el sistema de arriostramiento tipo “K” en el puente, por seguridad se determina que la fuerza puntual de torsión  $F_s$  por acción de desbalanceo en el atirantamiento de la torre y por viento se mantienen constantes en la distribución longitudinal del arriostramiento de toda la viga y las fuerzas (compresión o tensión) sobre las barras de la celosía actuando como se muestran en la figura 4.47. Donde para este caso se desprecia el efecto de flexibilidad en la unión sobre los patines superiores ya que en puentes rectos estas fuerzas no se consideran significativas.

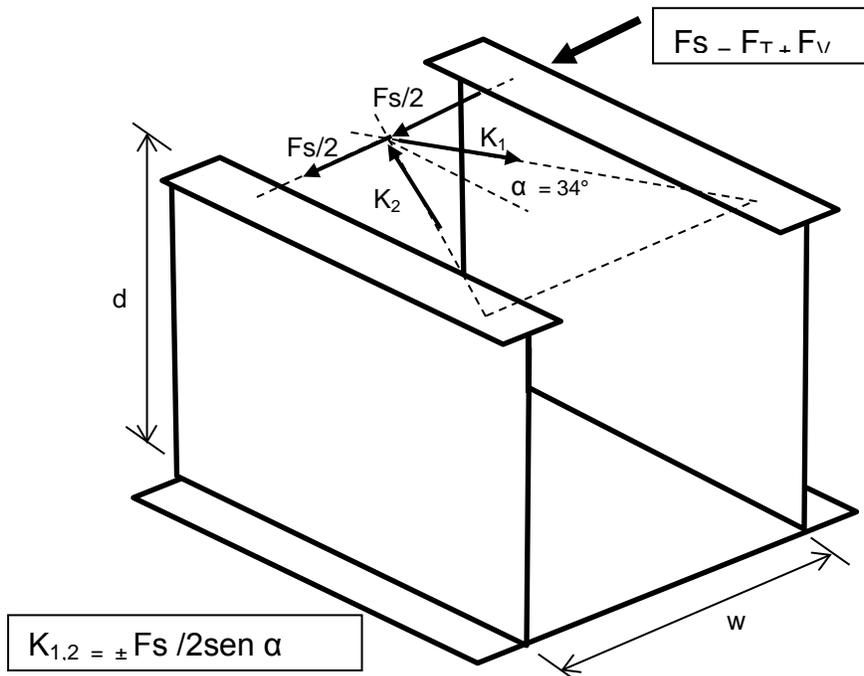


Figura 4.47 Fuerzas sobre barras de celosía tipo K.

## **CAPITULO V**

### **Procedimiento constructivo durante el lanzamiento de vigas de acero de la superestructura**

Una vez que se definieron en el capítulo anterior los elementos básicos que integran el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, se conoce su función y su comportamiento estructural; se describe en este capítulo el procedimiento constructivo como parte operativa del sistema de lanzamiento, a través de la interpretación de resultados que se derivan del análisis de los segmentos de viga, su posición a lo largo del recorrido sobre la línea de lanzamiento y las diferentes facetas que desarrolla la estructura hasta llegar a su posición final.

#### **5.1. Partida sobre la mesa de lanzamiento**

Una vez definidos el patio de fabricación de dovelas, la mesa de empujado, los apoyos deslizantes sobre columnas, la nariz de lanzamiento, la torre de atirantamiento y en general todos los componentes del sistema de lanzamiento; se determinan las condiciones de equilibrio reales y las reacciones sobre la mesa de empujado; para los segmentos de viga desde su primer tramo de ensamble en el patio de fabricación y hasta que la viga es lanzada en su totalidad, obteniendo así la definición de zonas de empuje de la superestructura y la definición de las zonas de tiro de la superestructura en la cual la fuerza de reacción en el estribo no es suficiente para vencer las fuerzas horizontales que ejercen la estructura y la fricción de los apoyos de deslizamiento; de acuerdo a lo ya mencionado en el inciso 4.2.2.

Para esta última situación a través de la viga de tiro se transmite la fuerza horizontal necesaria para el lanzamiento de la superestructura, por medio de las barras de presfuerzo (barras de tiro) que se encuentran conectadas a la barra de reparto sobre el gato de empuje.

La viga de tiro se monta y sujeta al cajón de la viga por medio de las mordazas de amarre por detrás de la mesa de empuje en la parte inferior del segmento de viga a una distancia aproximada de 22 m. en la parte libre entre el estribo y la trinchera, como se muestra en la figura 5.1 (a).

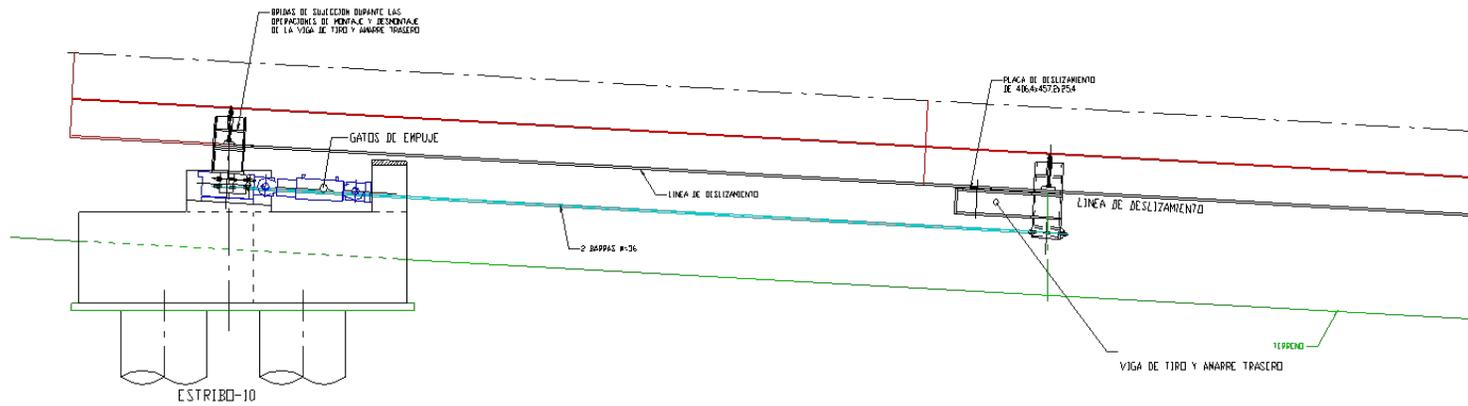
En el otro extremo se ajustan las tuercas que se encuentran por ambos extremos de la placa de sujeción en la viga de reparto de forma tal que el gato de lanzamiento tire de la viga en cada ciclo de lanzamiento de los gatos hidráulicos. Previo a realizar la retracción del gato a su posición inicial, se libera la tuerca posterior para permitir el regreso del gato en ambas barras de presfuerzo. Una vez que el gato de empuje corre hacia su posición inicial se ajustan nuevamente las tuercas frontales.

Se realiza el ciclo de tiro descrito en el párrafo anterior, tantas veces como sea necesario, hasta agotar la longitud de las barras, esto es hasta que la viga de tiro quede a una distancia aproximada de 3 m. cerca del estribo de la mesa de empuje, como se muestra en la figura 5.1 (b).

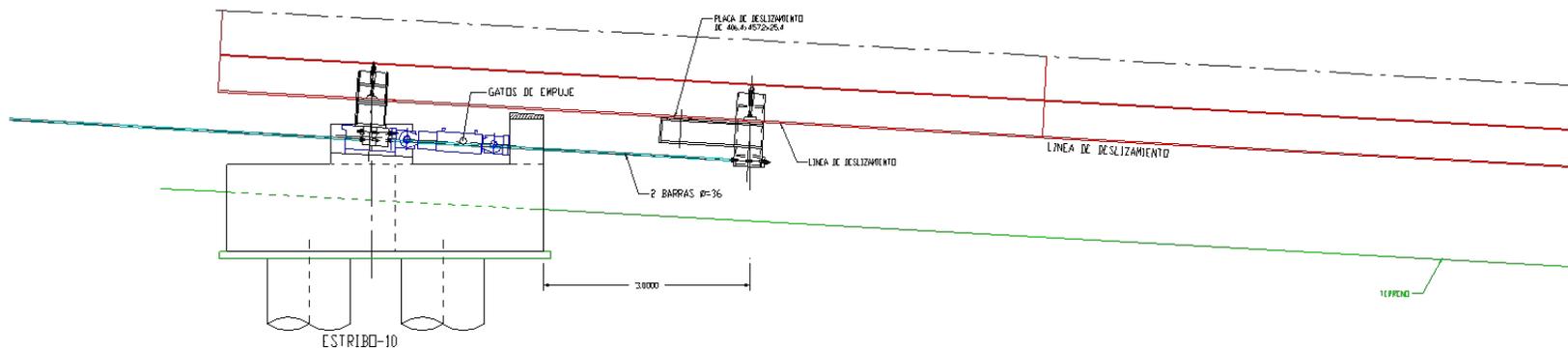
Al llegar a este punto la estructura se sujeta a la mesa de empuje con las mordazas de la viga de reparto, seguido del desmontaje de la viga de tiro y así proceder a montarla nuevamente en su posición inicial de tiro en el siguiente tramo; para así continuar con el lanzamiento del segmento de viga programado para la fase de lanzamiento considerada.

Obligadamente se tiene que para las acciones de deslizamiento del segmento de viga donde la nariz de lanzamiento no ha superado la mesa de lanzamiento y partida sobre el estribo; se realizarán por medio de la viga de tiro y barras de presfuerzo.

En ambos casos, empuje o tiro, durante el proceso de lanzamiento los bancos de apoyo y nivelación en las trincheras son retraídos con la finalidad de liberar a la viga, la cual queda libremente apoyada sobre los apoyos de deslizamiento del sistema.



(A) ALZADO LATERAL. POSICIÓN INICIAL DE LA VIGA DE TIRO Y AMARRE TRASERO (MONTAJE)



(B) ALZADO LATERAL. POSICIÓN FINAL DE LA VIGA DE TIRO Y AMARRE TRASERO (DESMONTAJE)

Figura 5.1 Posición de la viga de tiro durante el lanzamiento por incrementos sucesivos.

Para el puente, el patio de fabricación tiene la capacidad para el ensamble de cinco dovelas continuas sin requerimiento de movimiento, con esta consideración y tomando en cuenta los elementos finales, así como su estabilidad ante el volteo estático. Se registran las fases operativas óptimas conforme al siguiente ordenamiento:

**FASES OPERATIVAS EN PATIO DE FABRICACION**

| No. | OPERACIÓN  | DISTANCIA M | ARRIBO              | VOLADIZO M |
|-----|--|-------------|---------------------|------------|
| 1   | Ensamble de dovelas 1, 2, 3, 4, 5 y nariz de lanzamiento |             |                     |            |
| 2   | Deslizamiento  | 24.00       | Estribo 10          | 14.05      |
| 3   | Ensamble de dovelas 6 y 7                                |             |                     |            |
| 4   | Deslizamiento  | 24.00       |                     | 38.05      |
| 5   | Ensamble de dovelas 8 y 9                                |             |                     |            |
| 6   | Deslizamiento  | 12.00       |                     | 50.05      |
| 7   | Ensamble de dovela 10                                    |             |                     |            |
| 8   | Montaje de torre de atrantamiento                        |             |                     |            |
| 9   | Deslizamiento  | 12.00       | Apoyo 9             | 8.62       |
| 10  | Ensamble de dovela 11                                    |             |                     |            |
| 11  | Deslizamiento  | 60.00       | Apoyo 8             | 44.65      |
| 12  | Ensamble de dovelas 12, 13, 14, 15 y 16                  |             |                     |            |
| 13  | Deslizamiento  | 60.00       | Apoyos 7 y 6        | 8.78       |
| 14  | Ensamble de dovelas 17, 18, 19, 20 y 21                  |             |                     |            |
| 15  | Deslizamiento  | 60.00       |                     | 68.78      |
| 16  | Ensamble de dovelas 22, 23, 24, 25 y 26                  |             |                     |            |
| 17  | Deslizamiento  | 60.00       | Apoyos 5 y 4        | 32.91      |
| 18  | Ensamble de dovelas 27, 28, 29, 30 y 31                  |             |                     |            |
| 19  | Deslizamiento  | 60.00       | Apoyo 3             | 21.01      |
| 20  | Retiro de nariz de lanzamiento                           | 12.00       |                     | 9.01       |
| 21  | Ensamble de dovelas 32 y 33                              |             |                     |            |
| 22  | Ensamble de estructura auxiliar de amarre posterior      |             |                     |            |
| 23  | Deslizamiento hasta posición final                       | 44.91       | Apoyo 2 y Estribo 1 | 0.48       |

Como se observa una vez ejecutados los primeros deslizamientos que llevan a la viga hasta arribar al apoyo número 9 (condición máxima de volteo estático), con el ensamble de la dovela 11, a partir de este momento cada fase de operación de deslizamiento se contempla para dar espacio a la capacidad máxima del patio de fabricación.

De las fases operativas en el patio de fabricación se definen las zonas de empujado y zonas de tiro con la interpretación de resultados del análisis estructural, donde una vez que la viga tiene acción vertical sobre el gato de lanzado.

- Para el caso de zona de empuje la fuerza de reacción en el estribo  $R_{10}$  debe ser suficiente para que la fricción horizontal debido a esta, contrarreste las fuerzas horizontales actuantes, dándose el caso simple de empuje a través de los gatos hidráulicos con la viga de reparto en el proceso de lanzado.
- Para el caso de zona de tiro la fuerza de reacción en el estribo  $R_{10}$  no es suficiente para que la fricción horizontal debido a esta, contrarreste las fuerzas horizontales actuantes, por lo que el diferencial de la fuerza requerida es aportada por el tiro del segmento de viga, a través de los gatos hidráulicos con las barras de presfuerzo y la viga de tiro en el proceso de lanzado.

Por ello de la cinemática del lanzado para las fases operativas en el patio de fabricación donde existen incrementos de peso del segmento de viga por el ensamble de dovelas, se obtienen las reacciones mínimas  $R_{MIN}$  sobre el estribo requeridas para el empuje:

CINEMATICA DE LANZADO

| FASE | W      | $F_H = W \text{ sen } \theta$ | $R_D = \Sigma Ri$ | $N = R_D \text{ cos } \theta$ | $F_R = N \mu_{at}$ | $R_H = F_R + F_H$ | $R_H = -F_{MOV}$ | $R_{MIN} = F_{MOV} / \mu_{aa} \text{ cos } \theta$ |
|------|--------|-------------------------------|-------------------|-------------------------------|--------------------|-------------------|------------------|--|
| 1    | 128.56 | 6.76                          | 128.56            | 128.38                        | 6.42               | 13.18             | 13.18            | 26.39  |
| 3    | 173.64 | 9.13                          | 125.82            | 125.65                        | 6.28               | 15.41             | 15.41            | 30.82  |
| 5    | 211.70 | 11.13                         | 97.20             | 97.07                         | 4.85               | 15.98             | 15.98            | 31.96  |
| 8    | 233.64 | 12.28                         | 2.94              | 2.94                          | 0.15               | 12.43             | 12.43            | 24.85  |
| 10   | 271.41 | 14.26                         | 158.77            | 158.55                        | 7.93               | 22.19             | 22.19            | 44.38  |
| 12   | 383.78 | 20.17                         | 292.48            | 292.08                        | 14.60              | 34.77             | 34.77            | 69.55  |
| 14   | 507.57 | 26.68                         | 427.99            | 427.40                        | 21.37              | 48.05             | 48.05            | 96.09  |
| 16   | 608.58 | 31.99                         | 507.56            | 506.86                        | 25.34              | 57.33             | 57.33            | 114.66   |
| 18   | 732.37 | 38.49                         | 652.61            | 651.71                        | 32.59              | 71.08             | 71.08            | 142.15   |
| 22   | 766.21 | 40.27                         | 683.89            | 682.94                        | 34.15              | 74.42             | 74.42            | 148.83   |
| 23   | 771.95 | 40.57                         | 749.73            | 748.70                        | 37.43              | 78.01             | 78.01            | 156.01   |

La fuerza mínima dada por el valor teórico del empuje  $F_{MOV}$  necesario para iniciar el movimiento, es definida por la fuerza normal a la estructura que provoca la reacción mínima requerida en la mesa de lanzado  $R_{MIN}$  por la acción de la fricción estática con el coeficiente acero-acero  $\mu_{aa}$  (figura 5.2). Donde  $R_i$  es la reacción en determinado apoyo de deslizamiento,  $R_D$  es la sumatoria de las reacciones en los apoyos de deslizamiento del sistema  $\Sigma Ri$  y  $N$  es la componente normal de la fuerza  $R_D$ .

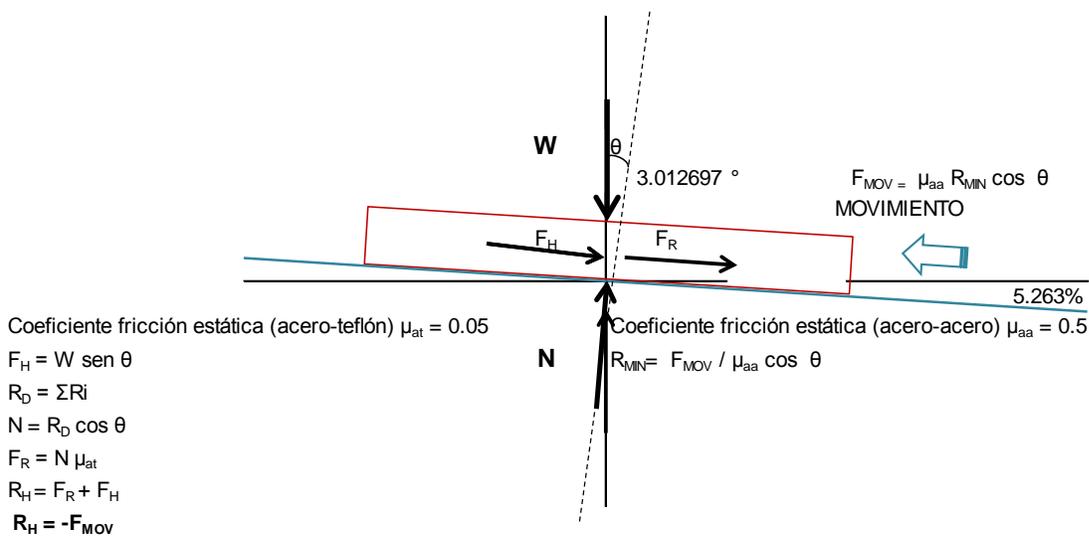


Figura 5.2 Diagrama reacciones mínimas en el estribo.

En esta etapa de estudio, para el puente las reacciones en el estribo de empuje  $R_{10}$ , para los segmentos de viga a lo largo del lanzamiento, son consideradas con el añadido de dovelas una a una conforme va quedando libre el sitio en el patio de fabricación.

Y la relación entre las reacciones registradas por el análisis estructural en cada fase contra las reacciones mínimas requeridas de empuje, definen el sistema de deslizamiento para las fases operativas de la estructura, para valores teóricos iguales o mayores a la unidad como acciones de rompimiento de la estabilidad horizontal como empuje y para valores teóricos menores a la unidad como tiro.

**DEFINICION DE SISTEMA DE DESLIZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA**

| FASE OPERATIVA | REACCION MINIMA PARA MOVIMIENTO $R_{MIN}$ (ton) | REACCION EN ESTRIBO $R_{10}$ (ton) | RELACION $R_{10}/R_{MIN}$ | SISTEMA DE DESLIZAMIENTO |
|----------------|---|------------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| 1              | 26.39   | 0.00                               | -                         | TIRO                     |
| 3              | 30.82   | 47.82                              | 1.55                      | EMPUJE                   |
| 5              | 31.96   | 114.50                             | 3.58                      | EMPUJE                   |
| 8              | 24.85   | 230.70                             | 9.28                      | EMPUJE                   |
| 10             | 44.38   | 112.64                             | 2.54                      | EMPUJE                   |
| 12             | 69.55   | 91.30                              | 1.31                      | EMPUJE                   |
| 14             | 96.09   | 79.58                              | 0.83                      | TIRO                     |
| 16             | 114.66  | 101.02                             | 0.88                      | TIRO                     |
| 18             | 142.15  | 79.76                              | 0.56                      | TIRO                     |
| 22             | 148.83  | 82.32                              | 0.55                      | TIRO                     |
| 23             | 156.01  | 22.22                              | 0.14                      | TIRO                     |

Para el sistema de tiro, se determina la aportación (fuerza de tiro requerida) que es aplicada en las barras de presfuerzo y la viga de tiro, por la diferencia entre las fuerzas de reacción:

**TIRO REQUERIDO EN SISTEMA DE DESLIZAMIENTO**

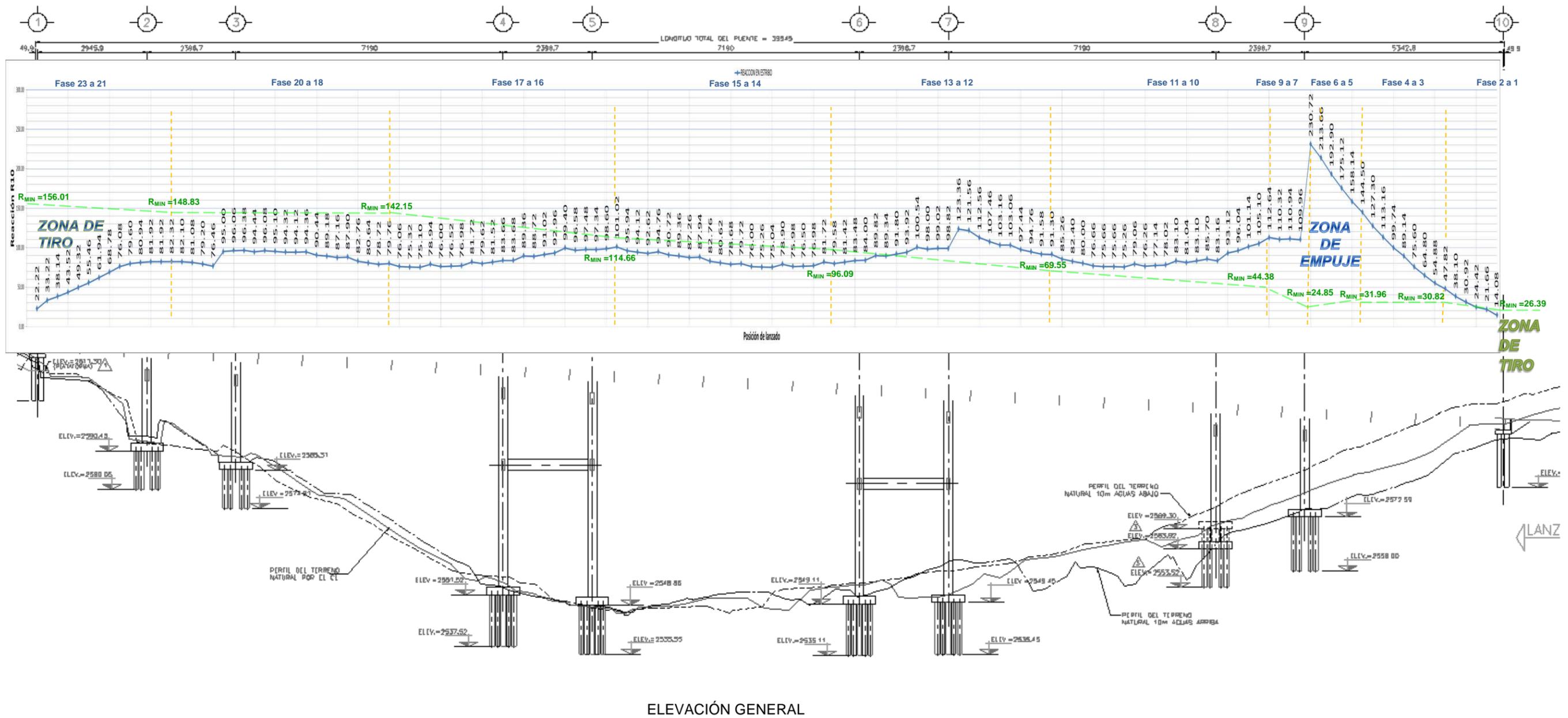
| FASE OPERATIVA | REACCION MINIMA PARA MOVIMIENTO $R_{MIN}$ (ton) | REACCION EN ESTRIBO $R_{10}$ (ton) | DIFERENCIAL $R_{MIN}-R_{10}$ (ton) | TIRO APORTADO $T_{IRO} = \mu_{aa} R_{MIN} \cos \theta$ (ton) |
|----------------|---|------------------------------------|------------------------------------|--|
| 1              | 26.39   | 0.00                               | 26.39                              | 13.18  |
| 14             | 96.09   | 79.58                              | 16.51                              | 8.26   |
| 16             | 114.66  | 101.02                             | 13.64                              | 6.82   |
| 18             | 142.15  | 79.76                              | 62.39                              | 31.20  |
| 22             | 148.83  | 82.32                              | 66.51                              | 33.26  |
| 23             | 156.01  | 22.22                              | 133.79                             | 66.90  |

El valor máximo obtenido de la aportación por tiro registrado en las fases de operación (66.90 ton.), es tomado en cuenta para el diseño de la viga de tiro, mientras que la máxima reacción máxima obtenida en el estribo (230.72 ton.) como se ha mencionado se toma en cuenta para la revisión de capacidad de levante del gato sobre la mesa de lanzado.

La grafica 5.1 muestra para el puente el recorrido de los segmentos de viga, dovela a dovela en avances promedio de 2.8 metros (10 ciclos de lanzado aproximadamente) a partir de que la nariz de lanzamiento aborda el gato de empuje, registrando las reacciones verticales en el estribo 10 en azul y las reacciones mínimas necesarias obtenidas en las fases operativas en color verde.

El sistema de deslizamiento se define para el caso en que la línea de reacciones mínimas se encuentra por debajo de la línea de reacciones en el estribo como zona de empuje y cuando la línea de reacciones mínimas se encuentra por arriba de la línea de reacciones en el estribo como zona de tiro.





Grafica 5.1 Reacciones en estribo de Empuje del sistema de deslizamiento.

## 5.2. Montaje y puesta en carga del atirantamiento

El procedimiento para el ajuste y control del sistema de atirantamiento provisional se realiza sobre los dos bancos de ganeo que se localizan en cada uno de los postes de la torre, los cuales recibirán las cargas del mástil a través de cuatro barras roscadas que penden de su extremo superior.

Dentro de los bancos de ganeo del mástil, se dispondrá de una placa de apoyo, un gato hidráulico y una placa de reacción; accesorios que siempre estarán suspendidos de las cuatro barras (figura 5.3). El mencionado sistema de bancos de ganeo en la base asegura obligadamente el funcionamiento estructural en doble articulación del mástil.

Cada una de las barras roscadas, trabajara con tres tuercas de anclaje descritas como sigue:

- Tuerca en extremo superior. Tuercas A
- Tuerca bajo placas de apoyo. Tuercas B
- Tuerca bajo placas de reacción. Tuercas C

Mientras no se tengan que ajustar las cargas del sistema, la base del mástil quedara apoyada hasta la placa de reacción aseguradas por las tuercas C, así como las tuercas B contra la placa de apoyo.

Al momento de requerir un incremento de carga, se presionará de forma simultánea con ambos gatos, los cuales están conectados a un mismo circuito hidráulico, hasta agotar su carrera (el sistema de dobles tuercas obliga a ser accionadas máximo cada 5 cm. para evitar errores al incrementar las cargas con los gatos). Acto seguido se ajustan nuevamente las tuercas B contra la placa de apoyo, una vez aseguradas estas, se retornan los émbolos de los gatos, se ajustaran las tuercas C contra la placa de reacción aprisionando al gato ya retornado y se reiniciara un nuevo incremento hasta conseguir el estado de carga y elevación requerido.

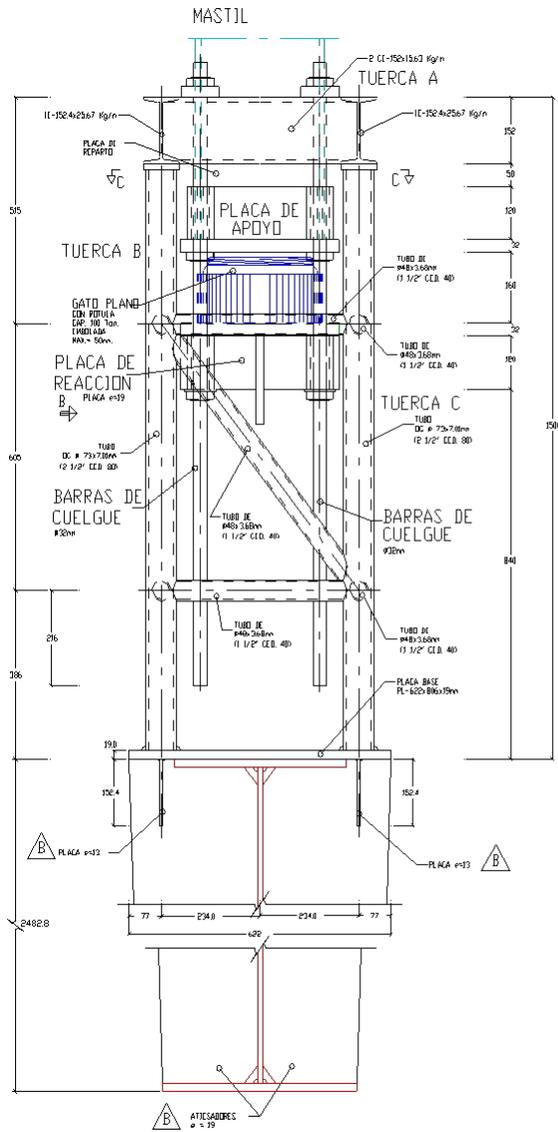
Dependiendo de la longitud el sistema de atirantamiento, de la capacidad del patio de fabricación y de la longitud del primer claro a librar con el segmento de viga. Se determina el momento óptimo para el montaje y puesta en operación de la torre y su atirantamiento.

Para el caso del puente el montaje se consideró para realizar en la fase operativa 8, con una longitud del segmento de viga compuesto por la nariz de lanzamiento más diez dovelas y con parte de la estructura en voladizo antes del arribo al apoyo de deslizamiento en la columna 9.

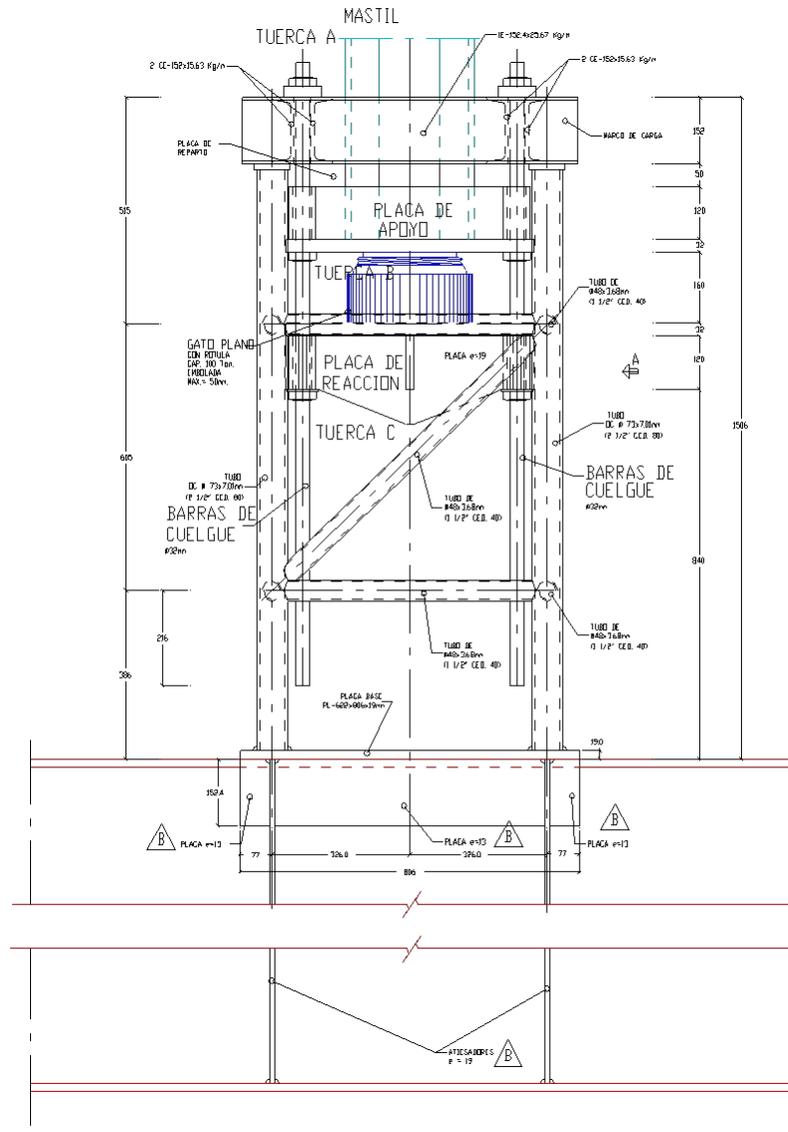
Para el proceso de puesta en carga del sistema de atirantamiento, se toma en consideración la carrera de recorrido que tendrán los gatos hidráulicos para proporcionar las tensiones requeridas durante el proceso de lanzamiento, dato que también es tomado en cuenta para el dimensionamiento por altura de los bancos de apoyo del mástil.

Para descensos del cajón al abordar sobre las columnas, o para eventual descarga de los tirantes, se procederá de la misma forma, en acciones sucesivas aseguradas a cada 50 mm, pero iniciando cada ciclo con el embolo extendido del gato en lugar de retraído, de forma que se pueda descargar el sistema con la apertura de válvulas hidráulicas que permitan el retorno de los gatos.

Considerando la acción simultanea de los gatos de cada apoyo en la base de la torre, se conviene analizar la carrera de los gatos en uno solo de los tirantes del sistema de atirantamiento, por su simetría.



ALZADO FRONTAL VISTO POR A



ALZADO FRONTAL VISTO POR B

Figura 5.3 Detalle de banco de gateo en mástil.

La carrera que tendrá el banco de gato y sus barras colgantes, se obtiene por el análisis elástico (figura 5.4) en el que dividiendo el incremento de longitud  $\Delta L$  entre la longitud del tirante  $L$  en uno de sus extremos se define la deformación  $\epsilon$ . En la parte elástica recta del diagrama de esfuerzo - deformación, el esfuerzo  $\sigma$  es considerado directamente proporcional a la deformación con una relación  $\sigma = E\epsilon$  (ley de Hooke),  $E$  como módulo de elasticidad o módulo de Young. De igual forma el esfuerzo se define como la carga  $\Delta T$  dividida entre el área de la sección del tirante  $A_{TIR}$ , al hacer la sustitución de valores y despejar de la igualdad se obtiene  $\Delta L$ . Geométricamente es posible conocer la longitud inicial  $L'$  y su ángulo  $\alpha'$ , dimensionando la elevación inicial  $h'$  y la carrera del gato  $\Delta h$  que darán los gatos a la estructura de la torre en su base por medio de los bancos de apoyo durante el tensado.

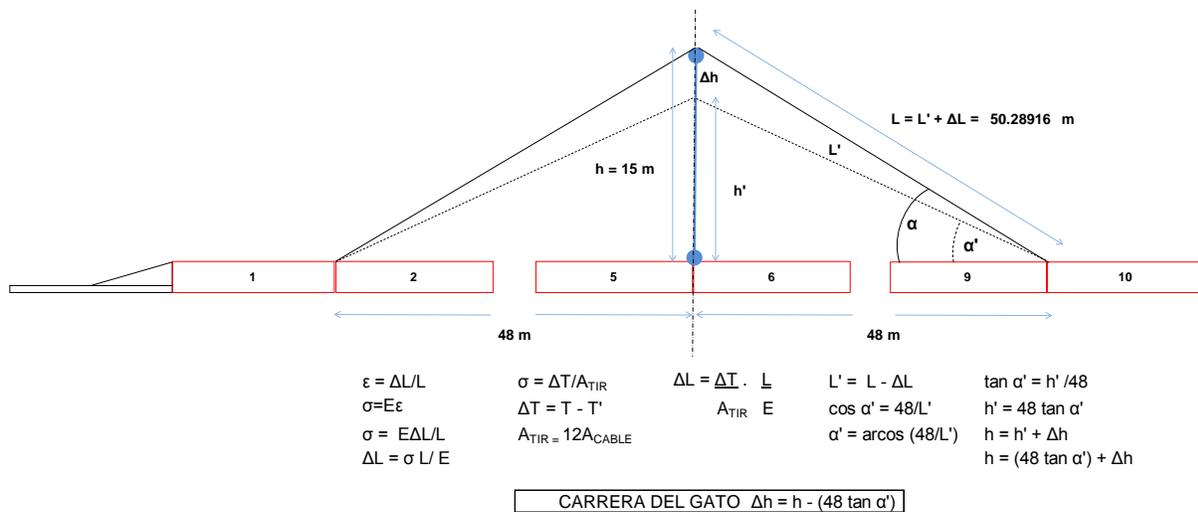


Figura 5.4 Esquema de elevación y carrera de gatos en torre de atirantamiento.

En el puente considerando una carga inicial  $T'$  de dos toneladas por cable, equivalente a 24 toneladas por tirante, superior a la tensión mínima requerida de estabilidad del sistema de atirantamiento y con la tensión final máxima  $T$  presentada en la tabla 4.1 de la sección 4.2.5 al 100%. Obteniéndose una carrera mínima del gato de aproximadamente 60 cm., resultados que se presenta para un tirante en la tabla 5.1.

| T<br>ton | T' > T <sub>MIN</sub><br>ton | ΔT<br>ton | A <sub>CABLE</sub><br>m <sup>2</sup> | A <sub>TIR</sub><br>m <sup>2</sup> | L<br>m   | E<br>ton/m <sup>2</sup> | ΔL<br>m | L'<br>m  | cos α'  | 48 tan α' | Δh<br>m |
|----------|------------------------------|-----------|--------------------------------------|------------------------------------|----------|-------------------------|---------|----------|---------|-----------|---------|
| 131.50   | 24.00                        | 107.50    | 0.00014                              | 0.00168                            | 50.28916 | 1.95E+07                | 0.1650  | 50.12414 | 0.95762 | 14.43709  | 0.56    |

Tabla 5.1 Elevación y carrera de gatos en torre de atirantamiento para un tirante.

El mástil se monta en su posición inicial con la torre retraída  $h'$  y sujeto provisionalmente hasta que se colocan los tirantes, considerando una tensión inicial mínima  $T_{MIN}$  que garantiza el estabilizar la torre ante las acciones horizontales  $H_{AT}$  por su propio peso  $W_{TA}$  en relación con inclinación de la estructura y por la acción del viento sobre la torre en el mismo sentido  $F_V$ .

Donde la componente normal de las cargas por la fuerza ejercida en la torre  $G_{TA}$  por la acción de la tensión de los tirantes del sistema, ejerce una fuerza de fricción  $F_{RT}$  al contacto de los tirantes con la cabeza de la torre opuesta a la carga horizontal mencionada, contrarrestando el movimiento del atirantamiento y obteniéndose la tensión mínima de los tirantes sobre la torre como se muestra en la figura 5.5.

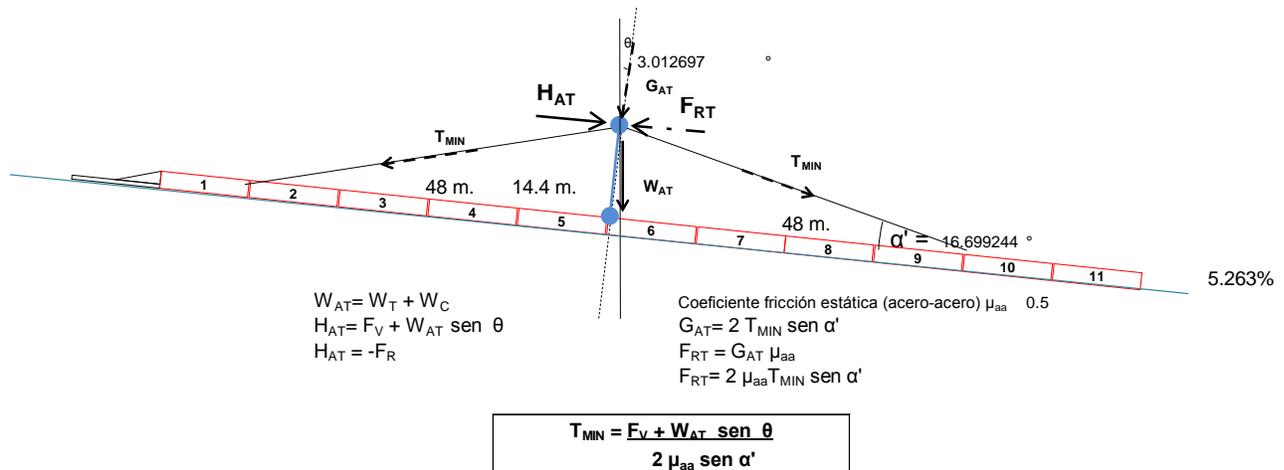


Figura 5.5 Tensión mínima en sistema de atirantamiento.

Considerando las fuerzas totales sobre el atirantamiento con una presión de viento para una estructura temporal de  $167.71 \text{ kg/m}^2$ , para obtener una fuerza actuante de viento en sentido longitudinal del puente sobre la torre de 2.25 ton  $[F_V]$ , un peso de la torre de 7.35 ton.  $[W_T]$  y un peso unitario de cables de  $1.103 \text{ kg/m}$  para un total de 2.66 ton  $[W_C]$ , se obtiene la tensión mínima  $[T_{MIN}]$  en los tirantes con los resultados de la tabla 5.2.

| $[F_V]$<br>ton | $[W_T]$<br>ton | $[W_C]$<br>ton | $[W_{AT}]$<br>ton | $[H_{AT}]$<br>ton | $[T_{MIN}]$<br>ton | $[T \times \text{CABLE}]$<br>ton |
|----------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|--------------------|----------------------------------|
| 2.25           | 7.35           | 2.66           | 10.01             | 2.78              | <b>9.66</b>        | 0.40                             |

Tabla 5.2 Tensión mínima en tirantes.

La puesta en carga inicial de los tirantes se realiza tensando unitariamente los cables, con las consideraciones del análisis de isotensión - isodeformación, datos que se muestran para el atirantamiento del puente en la tabla 5.3 para una carga inicial de 48 toneladas por los dos tirantes, 2 toneladas por cable.

| NUMERO CABLE | CARGA ton | $\Delta$ FUERZA ton |
|--------------|-----------|---------------------|
| 12           | 2,000     | 0.096               |
| 11           | 2,096     | 0.101               |
| 10           | 2,197     | 0.106               |
| 9            | 2,303     | 0.111               |
| 8            | 2,414     | 0.116               |
| 7            | 2,530     | 0.122               |
| 6            | 2,652     | 0.128               |
| 5            | 2,780     | 0.134               |
| 4            | 2,914     | 0.140               |
| 3            | 3,054     | 0.147               |
| 2            | 3,201     | 0.154               |
| 1            | 3,355     |                     |

Tabla 5.3 Cargas inicial en los cables en sistema de atirantamiento isotensión - isodeformación.

El análisis de isotensión – isodeformación, es el realizado a la estructura de cables por un proceso inverso, partiendo la hipótesis de la aplicación de tensión total requerida, en el que se retira uno a uno los cables, determinando el incremento de fuerza unitaria por cable que produce la deformación del sistema, registrándose así la nueva carga del sistema en el siguiente paso, continuando de esta forma sucesivamente hasta llegar a obtener la tensión que debe tener el primer cable al inicio del proceso.

El principio de isotensión se basa en la situación que se presenta durante la operación de tensado, ya cada vez que se aplica tensión a los cables, por la deformación la carga unitaria disminuye hasta que cada cable obtiene la misma carga límite siguiente. De acuerdo a los datos mostrados en la tabla anterior, para la instalación se parte en orden ascendente de cables para la aplicación de tensión como se muestra en la figura 5.6.

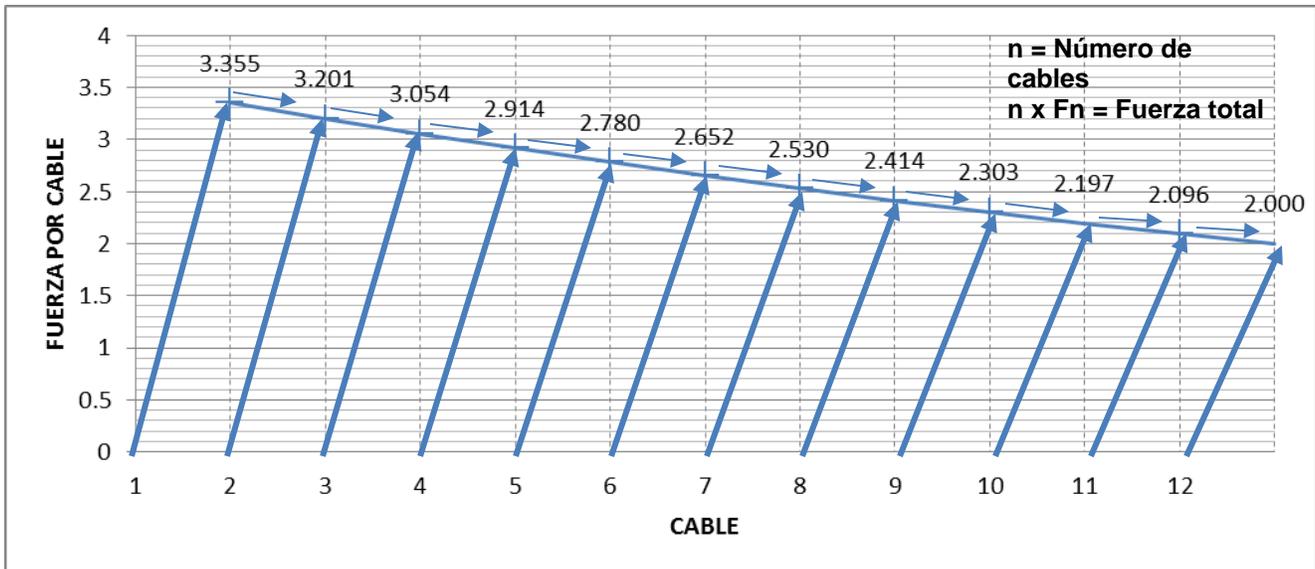


Figura 5.6 Diagrama de isotensión para carga inicial de atirantamiento.

Puesto que la tensión es aplicada a los cables de la torre mástil en ambos tirantes simultáneamente con gatos monotorón, una vez terminada esta operación la carga en los tirantes será de 48 toneladas y la carga del mástil para esta fuerza total en la torre con la corrección por la altura real a 14.40 m será de 27.6 toneladas (figura 5.7 y tabla 5.4), el resto de la carga como se ha mencionado se da por elevación del mástil con los gatos hidráulicos de forma simultánea en ambos pies de apoyo.

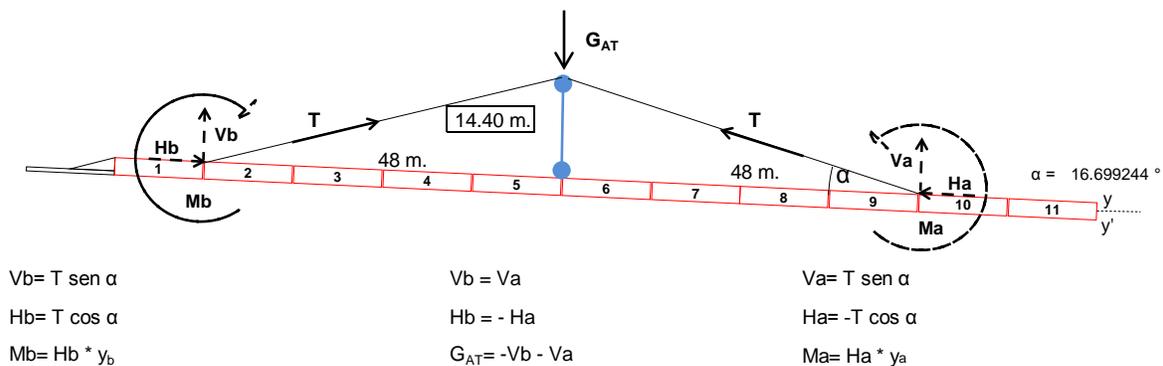


Figura 5.7. Sistema de atirantamiento en carga inicial (14.40 m de altura)

|         | [T]<br>ton | [Vb= T sen α]<br>ton | [Hb= T cos α]<br>ton | y <sub>b</sub> =<br>m | [Mb= Hb * y <sub>b</sub> ]<br>ton - m | [Va= T sen α]<br>ton | [Ha= -T cos α]<br>ton | y <sub>a</sub> =<br>m | [Ma= Ha * y <sub>a</sub> ]<br>ton - m | [G <sub>AT</sub> = -Vb - Va]<br>ton |
|---------|------------|----------------------|----------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|
| INICIAL | 48         | 13.8                 | 46.0                 | 1.762                 | 81.0                                  | 13.8                 | -46.0                 | 1.649                 | -75.8                                 | -27.6                               |

Tabla 5.4 Cargas reales iniciales del sistema de atirantamiento.

En el análisis estructural de los segmentos de viga por el paso del puente sobre los apoyos durante el lanzamiento, el modelo matemático involucra una torre con altura constante de 15 metros; sin embargo en realidad la altura de la torre varía y el ángulo de inclinación de los cables cambia de acuerdo a la posición de la carrera en los bancos de gateo a partir de su primera posición por la carga de inicio.

Tabulando los incrementos de carga a cada 5 mm de la carrera de los gatos en los bancos de apoyo (Anexo A), se conoce el rango de la fuerza de acción sobre la torre G<sub>AT</sub> y por tensión T en uno de los tirantes. Identificando como carga cien G<sub>100</sub> la carga máxima calculada en el funcionamiento del atirantamiento G<sub>AT</sub> para el claro más desfavorable, en el puente la carga cien corresponde a 66.7 toneladas por acción de uno de los tirantes (133.4 toneladas totales).

Como condición de carga en el análisis estructural por montaje, dependiendo de la precisión requerida la carga 100 se divide en múltiplos de 10 para realizar corridas del análisis estructural con la presencia del atirantamiento (G<sub>90</sub>, G<sub>80</sub>, G<sub>70</sub>... etc.).

En los datos en la tabla 5.5 se muestran las flechas positivas calculadas (contraflecha +ΔY), como la sumatoria de las deformaciones unitarias a lo largo del segmento de viga producidas por la flexión.

| ARRIBO APOYO | CONDICION DE CARGA                    | CARGA EN TORRE (ton) | CARGA SIMULTANEA (ton) | CONTRAFLECHA +ΔY (mm) |
|--------------|---------------------------------------|----------------------|------------------------|-----------------------|
| 7, 5 Y 3     | G <sub>100</sub>                      | 133.40               | 66.70                  | 371                   |
| 9            | G <sub>90</sub> = 0.9G <sub>100</sub> | 120.06               | 60.03                  | 246                   |
|              | G <sub>80</sub> = 0.8G <sub>100</sub> | 106.72               | 53.36                  |                       |
| E-1          | G <sub>70</sub> = 0.7G <sub>100</sub> | 93.38                | 46.69                  | 106                   |
| 8            | G <sub>60</sub> = 0.6G <sub>100</sub> | 80.04                | 40.02                  | 41                    |
|              | G <sub>50</sub> = 0.5G <sub>100</sub> | 66.70                | 33.35                  |                       |
| 6, 4 y 2     | G <sub>40</sub> = 0.4G <sub>100</sub> | 53.36                | 26.68                  | 66                    |
|              | G <sub>30</sub> = 0.3G <sub>100</sub> | 40.02                | 20.01                  |                       |
|              | G <sub>20</sub> = 0.2G <sub>100</sub> | 26.68                | 13.34                  |                       |

Tabla 5.5 Contraflecha por condición de carga G en torre de atirantamiento de 15 m.

Al graficar la tabulación de incrementos de carga, calculada bajo los principios elásticos de cargas actuantes en el sistema de atirantamiento, utilizados para determinar la carrera del gato (figura 5.8).

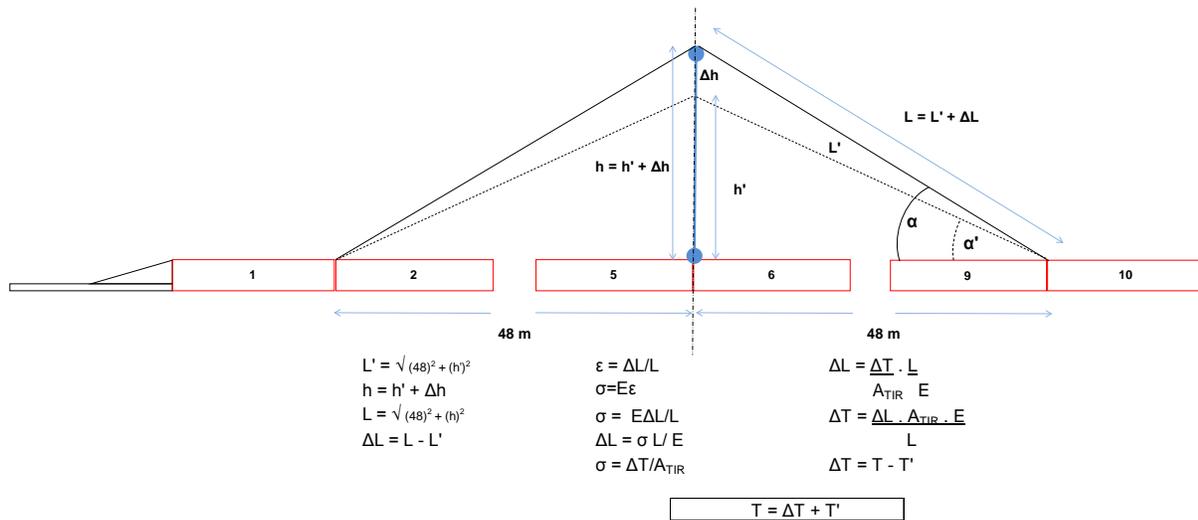
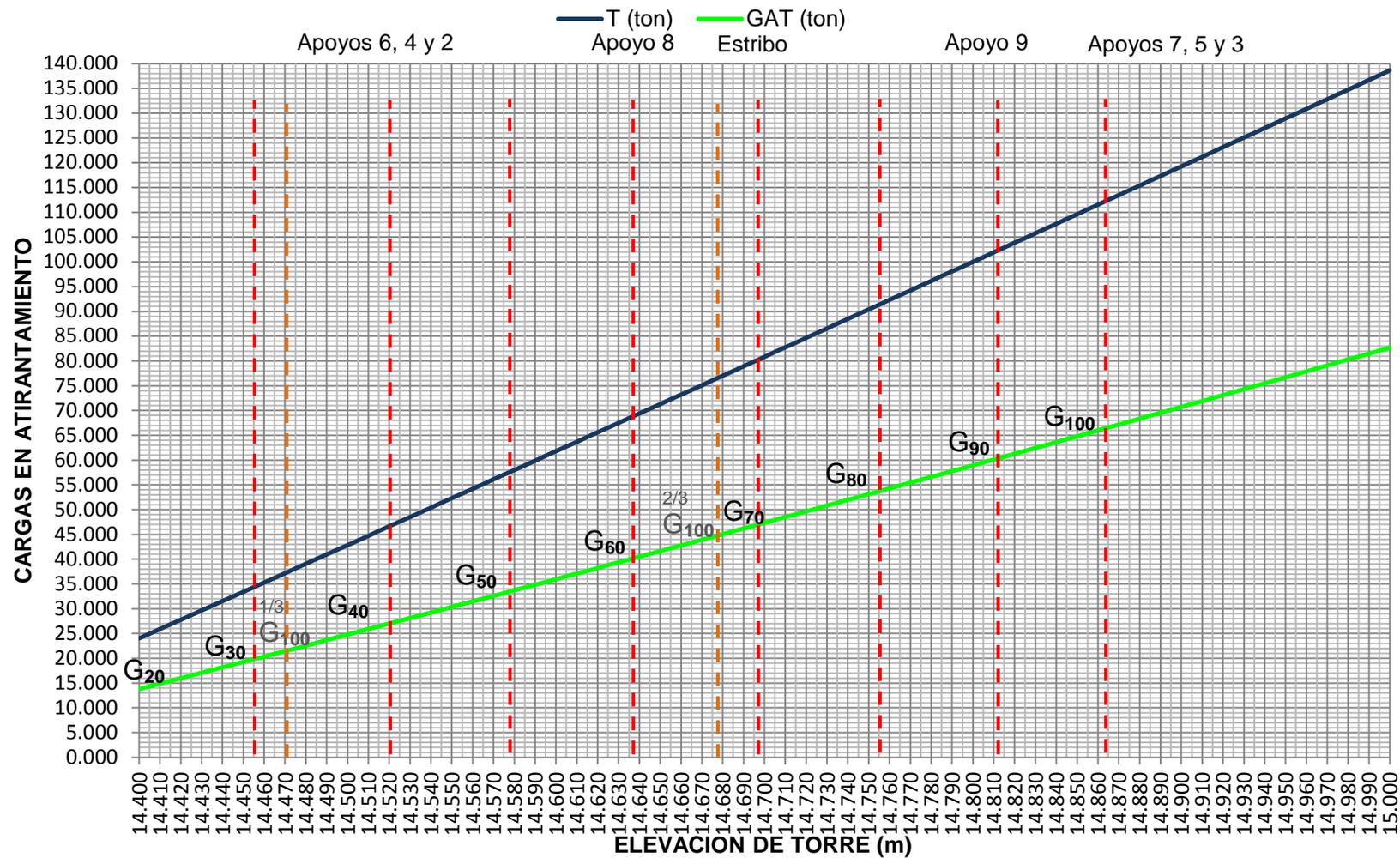


Figura 5.8 Tensiones en tirante por incremento de carrera de gato.

Con incrementos  $\Delta h$  (a cada 5 mm) en los cables con una tensión inicial  $T'$ , la nueva altura de la torre  $h$  nos define la longitud  $L$  y por lo tanto el incremento de longitud  $\Delta L$  provocada por la aplicación de la fuerza  $\Delta T$  que produce esta acción en términos de esfuerzos y por ende la tensión  $T$  de los tirantes en esta nueva condición. La carga  $G_{AT}$  que depende de las tensiones y de la nueva geometría del atirantamiento sigue en función de las fuerzas verticales de levante  $V$  que produce la tensión.

Así es posible conocer la condición de carga  $G$  de montaje y la elevación que se deberá dar en campo los gatos en los bancos de gateo, cada vez que se tenga que librar un claro durante el lanzamiento por incrementos sucesivos. (Gráfica 5.2).



Grafica 5.2 Carga de sistema de atirantamiento por la elevación de torre.

### 5.3. Etapas generales del proceso

Con el estudio de las fases operativas en la partida sobre la mesa de lanzamiento y puesta en carga del atirantamiento, se definen las etapas generales para el proceso de lanzamiento por incrementos sucesivos.

Tomando para el caso del puente las siguientes consideraciones:

- Para los claros de mayor longitud la carga del sistema de atirantamiento requerida se determinó que se realizara en incrementos por tercios.
- La carga del atirantamiento se eleva a la carga  $G$  requerida con la nariz de lanzamiento entre 1 y 3 m. cercana al apoyo en turno.
- El abordaje de la estructura al apoyo se considera realizado cuando la nariz sobrepasa por 1 metro el eje transversal del apoyo.
- Una vez realizado el abordaje se reducirá la carga del atirantamiento al mínimo establecido, en este caso  $G_{20}$  que se encuentra en el rango aceptable de tensión mínima del atirantamiento, para continuar con el deslizamiento.
- El empuje libre es considerado para relación de reacciones en el estribo  $R_{10}/R_{MIN}$  mayores a 2.
- Por la capacidad del patio de fabricación se tiene como restricción, siempre que esté completo el patio las distancias de lanzamiento no serán mayores a 60 metros.
- Por situación particular del proyecto la nariz de lanzamiento se retira en el momento que se encuentre situada entre los apoyos 2 y 3. Lo que requiere de incrementar las cargas en la torre por la revisión del modelo en condiciones de volado para librar los últimos dos apoyos.

#### 5.3.1. Etapas de lanzamiento del cajón metálico

Los cinco pasos fundamentales del proceso de lanzamiento por incrementos, con sus respectivas variantes, conforman las etapas establecidas para el viaje de la estructura, en estos términos tenemos las siguientes acciones:

- |                           |   |   |
|---------------------------|---|---|
| ○ Ensamble                | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Dovelas</li> <li>➤ Nariz de lanzamiento</li> <li>➤ Torre atirantamiento</li> <li>➤ Barras finales</li> </ul> |
| ○ Empuje                  | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Deslizamiento</li> <li>➤ Arribo</li> <li>➤ Trincheras libres</li> </ul>                                      |
| ○ Tiro                    | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Arrastre</li> <li>➤ Arribo</li> <li>➤ Trincheras libres</li> </ul>   |
| ○ Carga en atirantamiento | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Inicial</li> <li>➤ Incremento</li> <li>➤ Total</li> </ul>  |
| ○ Descarga                | { | <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ <math>G_{20}</math></li> <li>➤ Total</li> </ul>  |

Generando el secuencial para el puente de las etapas definitivas del proceso constructivo del lanzamiento por incrementos sucesivos, descripción tanto textual en la que la última columna se adiciona con el fin de observar el cruce de información que se realiza, auxiliado de la información visual que se genera para cada uno de los pasos, como se presenta a continuación:

**ETAPAS DEL PROCESO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS SUCESIVOS (1ª. PARTE)**

| ETAPA | ENSAMBLE   | EMPUJE  | TIRO  | CARGA ATIRANTAMIENTO  | DESCARAGA ATIRANTAMIENTO         | FASE OPERATIVA |
|-------|--|---|---|---|----------------------------------|----------------|
| 1     | Dovelas D-1 a D-5, en trincheras 1 a 5. Nariz Lanzamiento con apoyo provisional. | 24 m.   | Segmento D-1 a D-5, (24.0m). Libres trincheras 4 y 5. Arriba apoyo 10 (14.05m)                  |   |                                  | 1 y 2          |
| 2     | Dovelas D-6 a D-7, en trincheras 4 y 5.  | 24 m.   | Segmento D-1 a D-7, (24.0m) hasta voladizo de 38.05m sobre estribo 10. Libres trincheras 4 y 5. |   |                                  | 3 y 4          |
| 3     | Dovelas D-8 a D-9, en trincheras 4 y 5   | Segmento D-1 a D-9, (12.0m) hasta voladizo de 50.05m sobre estribo 10. Libre trincheras 5 | 12 m.   |   |                                  | 5 y 6          |
| 4     | Dovela D-10, en trincheras 5. Montaje torre atirantamiento.                      |   |   | Isotensión inicial 24 ton x tirante. Carga G <sub>90</sub> (58.9 ton) |                                  | 7 y 8          |
| 5     |  | Segmento D-1 a D-10, (4.38m). Arriba apoyo 9 (1 m)  |   |   | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 9              |
| 6     |  | Segmento D-1 a D-10, (7.62m) hasta voladizo de 8.62m sobre apoyo 9. Libre trincheras 5.   | 12 m.   |   |                                  | 9              |
| 7     | Dovela D-11, en trincheras 5.  |   | Segmento D-1 a D-11, (13.88m) hasta voladizo de 22.5 m sobre estribo 9.                         | Carga G <sub>60</sub> (39.2 ton)                                      |                                  | 10 y 11        |
| 8     |  | 60 m.   | Segmento D-1 a D-11, (2.47m). Arriba apoyo 8 (1 m).   |   | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 11             |
| 9     |  |   | Segmento D-1 a D-11, (43.65m) hasta voladizo de 44.65m sobre apoyo 8. Libres trincheras 1 a 5.  |   |                                  | 11             |
| 10    | Dovelas D-12 a D-16, en trincheras 1 a 5.  |   | Segmento D-1 a D-16, (15.35m) hasta voladizo de 60.0m sobre apoyo 8.                            | Carga 1/3 G <sub>100</sub> (22.2 ton)                                 |                                  | 12 y 13        |
| 11    |  |   | Segmento D-1 a D-16, (3.0m) hasta voladizo de 63.0m sobre apoyo 8.                              | Carga 2/3 G <sub>100</sub> (44.5 ton)                                 |                                  | 13             |
| 12    |  |   | Segmento D-1 a D-16, (3.0m) hasta voladizo de 66.0m sobre apoyo 8.                              | Carga G <sub>100</sub> (66.7 ton)                                     |                                  | 13             |
| 13    |  | 60 m.   | Segmento D-1 a D-16, (6.9m). Arriba apoyo 7 (1 m).  |   | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 13             |
| 14    |  |   | Segmento D-1 a D-16, (21.5m) hasta voladizo de 22.5 m sobre apoyo 7.                            | Carga G <sub>40</sub> (26.5 ton)                                      |                                  | 13             |

**ETAPAS DEL PROCESO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS SUCESIVOS (2ª. PARTE)**

| ETAPA | ENSAMBLE                                  | EMPUJE | TIRO  | CARGA ATIRANTAMIENTO                  | DESCARAGA ATIRANTAMIENTO         | FASE OPERATIVA |
|-------|---|--------|---|---------------------------------------|----------------------------------|----------------|
| 15    |   |        | Segmento D-1 a D-16, (2.47m).<br>Arribo apoyo 6 (1 m).  |                                       | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 13             |
| 16    |   |        | Segmento D-1 a D-16, (7.78m) hasta voladizo de 8.78m sobre apoyo 6.<br>Libres trincheras 1 a 5.   |                                       |                                  | 13             |
| 17    | Dovelas, D-17 a D-21 en trincheras 1 a 5. |        | Segmento D-1 a D-21, (51.22m) hasta voladizo de 60.0m sobre apoyo 6.                              | Carga 1/3 G <sub>100</sub> (22.2 ton) |                                  | 14 y 15        |
| 18    |   |        | Segmento D-1 a D-21, (3.0m) hasta voladizo de 63.0m sobre apoyo 6.                                | Carga 2/3 G <sub>100</sub> (44.5 ton) |                                  | 15             |
| 19    |   | 60 m.  | Segmento D-1 a D-21, (3.0m) hasta voladizo de 66.0m sobre apoyo 6.                                | Carga G <sub>100</sub> (66.7 ton)     |                                  | 15             |
| 20    |   |        | Segmento D-1 a D-21, (2.78m) hasta voladizo de 68.78m sobre apoyo 6.<br>Libres trincheras 1 a 5.  |                                       |                                  | 15             |
| 21    | Dovelas D-22 a D-26 en trincheras 1 a 5.  |        | Segmento D-1 a D-26, (4.12m).<br>Arribo apoyo 5 (1 m).  |                                       | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 16 y 17        |
| 22    |   |        | Segmento D-1 a D-26, (21.5m) hasta voladizo de 22.5 m sobre apoyo 5                               | Carga G <sub>40</sub> (26.5 ton)      |                                  | 17             |
| 23    |   | 60 m.  | Segmento D-1 a D-26, (2.47m).<br>Arribo apoyo 4 (1 m).  |                                       | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 17             |
| 24    |   |        | Segmento D-1 a D-26, (31.91m) hasta voladizo de 32.91 m sobre apoyo 4.<br>Libres trincheras 1 a 5 |                                       |                                  | 17             |
| 25    | Dovelas D-27 a D-31 en trincheras 1 a 5.  |        | Segmento D-1 a D-31, (27.09m) hasta voladizo de 60.0m sobre apoyo 4.                              | Carga 1/3 G <sub>100</sub> (22.2 ton) |                                  | 18 y 19        |
| 26    |   |        | Segmento D-17 a D-31, (3.0m) hasta voladizo de 63.0m sobre apoyo 4.                               | Carga 2/3 G <sub>100</sub> (44.5 ton) |                                  | 19             |
| 27    |   | 60 m.  | Segmento D-1 a D-31, (3.0m) hasta voladizo de 66.0m sobre apoyo 4.                                | Carga G <sub>100</sub> (66.7 ton)     |                                  | 19             |
| 28    |   |        | Segmento D-1 a D-31, (6.9m).<br>Arribo apoyo 3 (1 m).   |                                       | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton) | 19             |

**ETAPAS DEL PROCESO DE LANZAMIENTO POR INCREMENTOS SUCESIVOS (3ª. PARTE)**

| ETAPA | ENSAMBLE  | EMPUJE   | TIRO  | CARGA ATIRANTAMIENTO             | DESCARAGA ATIRANTAMIENTO  | FASE OPERATIVA |
|-------|---|----------|---|----------------------------------|---|----------------|
| 29    |   |          | Segmento D-1 a D-31, (20.01m) hasta voladizo de 21.01 m sobre apoyo 3.<br>Libres trincheras 1 a 3 |                                  |   | 19             |
| 30    | Desmontar nariz de lanzamiento.   |          | Voladizo de 9.01 m sobre apoyo 3.   |                                  |   | 19 y 20        |
| 31    | Dovelas D-32 a D-33 en trincheras 1 y 2.<br>Nariz de lanzamiento inversa en trinchera 3 |          | Segmento D-1 a D-33, (13.49) hasta voladizo de 22.5m sobre apoyo 3.                               | Carga G <sub>60</sub> (39.2 ton) |   | 21, 22 y 23    |
| 32    |   |          | Segmento D-1 a D-33, (2.47m).<br>Arribo apoyo 2 (1 m).  |                                  | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton)  | 23             |
| 33    |   | 44.91 m. | Segmento D-1 a D-33, (27.5m) hasta voladizo de 28.5m sobre apoyo 2.                               | Carga G <sub>90</sub> (58.9 ton) |   | 23             |
| 34    |   |          | Segmento D-1 a D-33, (1.44m).<br>Posición final estribo 1 (0.48m).                                |                                  | Carga G <sub>20</sub> (13.8 ton)<br>Carga G <sub>0</sub> en el momento de retiro. | 23             |
| 35    | Desmontar Torre de atirantamiento.<br>Desmontar nariz de lanzamiento en parte posterior |          |   |                                  |   |                |

La representación gráfica del proceso de lanzamiento (Anexo B) se considera para ser incluida dentro del paquete de planos ejecutivos de proyecto de lanzamiento para construcción y la planeación de actividades durante el proceso de lanzado.

### 5.3.2. Ensamble de segmentos en patio de fabricación

En la etapa de ensamble de dovelas sobre el patio de fabricación, una de las actividades más importantes es la alineación y nivelación de las dovelas para su conexión por soldadura, por lo que bajo la hipótesis de obtener un tablero de losa sin deflexiones y nivelado en su rasante con toda la carga muerta al final de la construcción del puente, se determinan las flechas y contra flechas a considerar en los puntos de unión, donde las flechas máximas calculadas se dan en el claro de 71.90 m. entre los apoyos 5 y 6; aplicando contraflechas máximas de 53 mm. en la unión de dovelas 15 - 16 y la unión de dovelas 16 -17 (figura 5.9).

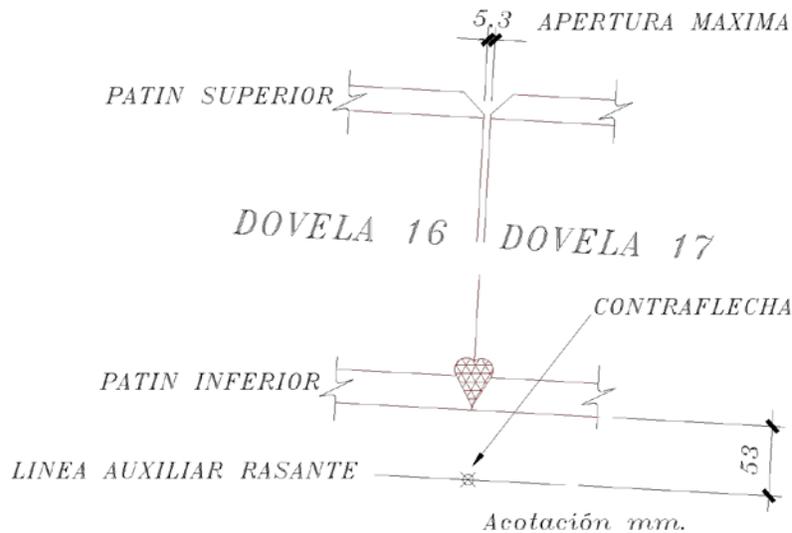


Figura 5.9 Detalle de contraflecha máxima entre dovelas

Antes de iniciar el ensamble de dovelas deberán verificarse sus dimensiones, forma, acabados y alineamiento; de acuerdo con el proyecto y de acuerdo a las tolerancias especificadas.

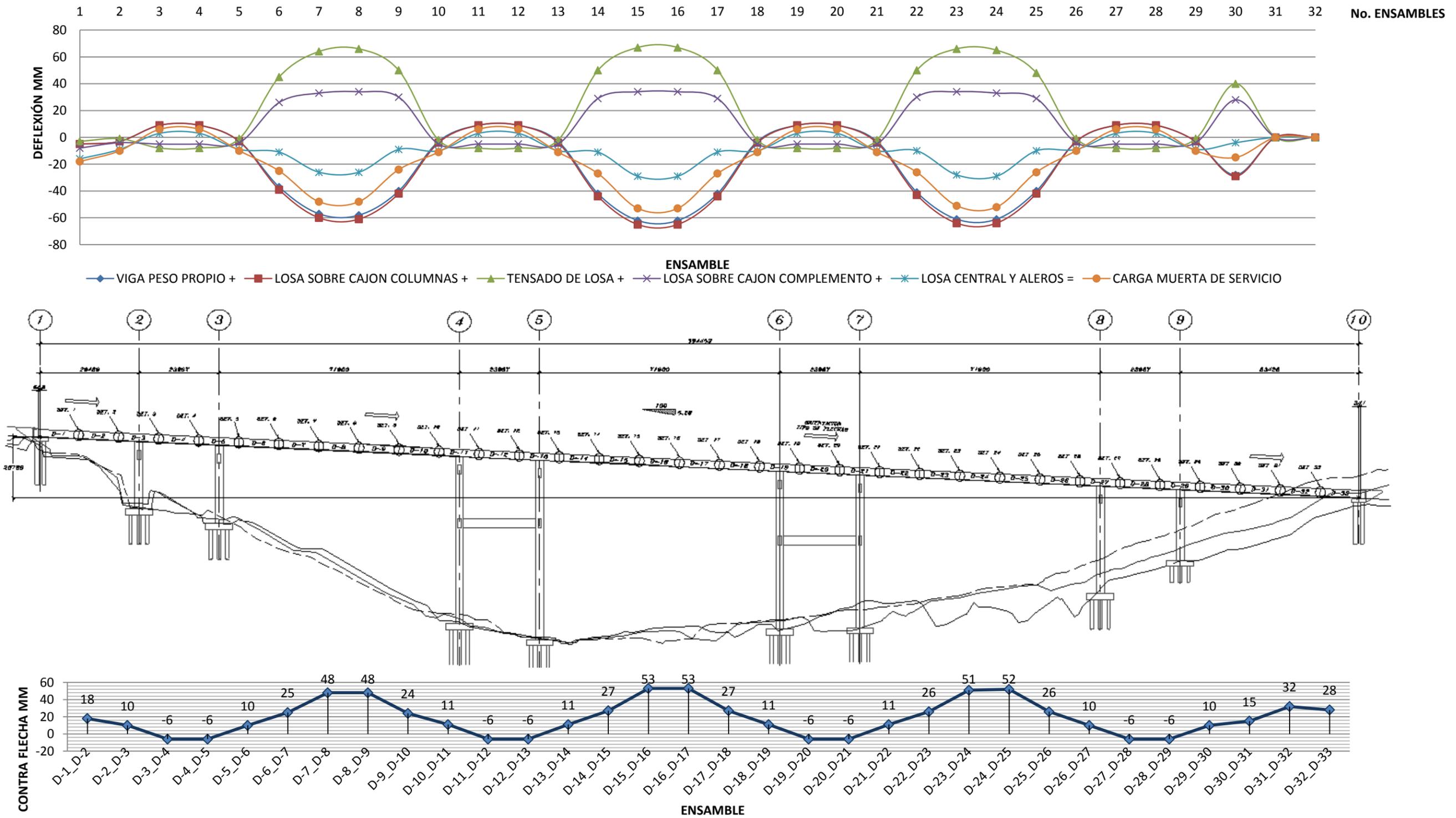
Trabajando siempre en forma secuencial para la colocación de dovelas, se nivela y alinean las dovelas sobre los bancos de apoyo, hasta no tener controlada la conexión e inmovilización de una dovela con respecto al segmento de viga anterior, no se inicia su conexión con la subsiguiente. Una vez ensambladas las dovelas y antes de iniciar cualquier proceso de empujado, se realiza el proceso de inspección en soldaduras de campo y una vez aprobadas, los bancos de nivelación deberán retraerse, de forma que quede libre la viga sobre los apoyos de deslizamiento tomando su forma.

Las deflexiones verticales son analizadas conforme al comportamiento de la viga para cargas muertas en las fases de proceso constructivo a partir de que las vigas se encuentran en su posición final con la secuencia siguiente:

- Peso propio de la viga
- Fase de colado de losa sobre cajón en apoyos
- Tensado de losa sobre cajón
- Fase de colado de losa sobre cajón del resto de la viga
- Fase de colado de losa central y aleros
- Carga muerta total de servicio

De la sumatoria de deflexiones obtenidas en cada punto de unión, se dan las contraflechas a tomar en cuenta durante el ensamble de los segmentos de viga (grafica 5.3).





Grafica 5.3 Contraflechas en dovelas para etapa de ensamblado.



- Tipo I.- Indispensable, cuya falla pone en peligro la totalidad de la estructura. Uniones entre patines con alma de la viga y unión entre dovelas.
- Tipo II.- Muy importantes para la totalidad y necesarias en miembros particulares. Uniones en diafragmas transversales de placa en eje de apoyos.
- Tipo III.- De costura muy importante para el miembro. Uniones de atiesador transversal en patín inferior.
- Tipo IV.- De filete sin preparación, necesaria para el trabajo en conjunto. Todas las demás uniones.

De acuerdo a la clasificación anterior, se determinan los porcentajes de longitud de inspección por los métodos requeridos, para las uniones tipo I el 100% de la longitud, para las uniones tipo II el 50% de la longitud, para las uniones tipo III el 20% de la longitud y para las uniones tipo IV el 0% de la longitud.

Para soldaduras tipo I, se determina la aplicación del método de inspección no destructiva de pruebas por ultrasonido. Mientras que para soldaduras tipo II y III, se determina la aplicación del método de inspección no destructiva de pruebas por líquidos penetrantes.

Brevemente podemos describir estas pruebas que son utilizadas para descubrir las irregularidades en la soldadura conocidas también como discontinuidades:

- Inspección visual.- Siendo la más simple de las pruebas, constituye el primer paso de toda inspección en soldaduras, realizándose durante y después de la operación de soldado, las discontinuidades más comunes que se buscan para el rechazo o aprobación de la soldadura son: fisuras, falta de fusión en superficie, inclusiones de escoria, porosidad superficial, socavación, convexidad, sobreespesor de la soldadura, salpicaduras, pliegues y aspectos dimensionales.
- Líquidos penetrantes.- Consiste en la aplicación de un líquido en el área de la soldadura, el retiro del exceso y la aplicación de un polvo o líquido revelador, para detectar principalmente fisuras en la superficie, así como también revela discontinuidades superficiales como grietas, socavamientos y porosidades.
- Ultrasonido.- Consiste en la emisión de pulsos sonoros de alta frecuencia, que al detectar una discontinuidad son reflejados hacia un transductor, que los transforma a señales eléctricas. El componente electrónico decodifica los pulsos graficándolos. Con esta prueba un operador experimentado puede determinar dónde se encuentran las discontinuidades tanto superficiales como subsuperficiales. La inspección ultrasónica se realiza por espacios de 40 cm. de longitud.

De los resultados de inspección de soldaduras, se produce el dictamen de reparación de soldaduras, el cual para el puente en el caso de las soldaduras de campo representó la reparación de aproximadamente el 5% de las longitudes de ensamble.

Una vez realizadas las reparaciones se realizan las reinspecciones y al ser aprobadas se libera el segmento de viga para proceder al lanzamiento.

### 5.4. Retiro de elementos provisionales.

Una vez que el proceso de lanzamiento de la viga va concluyendo se requiere del retiro de los elementos provisionales utilizados en el sistema, para continuar con las siguientes actividades de construcción de la vialidad y en este caso en particular para ser reutilizados en los siguientes puentes programados, iniciando por el desmantelamiento del patio de fabricación se identifican las etapas en donde las trincheras quedan libres y hasta que la mesa de lanzamiento deja de funcionar, de la siguiente forma:

- Termina de tiro en etapa 25 – Libres apoyo final y trincheras 5.
- Termina de tiro en etapa 31 – Libres trincheras 4 y 3.
- Termina de tiro en etapa 33 – Libres trincheras 2 y 1.
- Termina de tiro en etapa 34 – Libres mesa de lanzamiento.

Para el desmantelamiento de la mesa de lanzamiento (figura 5.11) el puente encontrándose en su posición final referenciado longitudinalmente, se restringe al movimiento horizontal contra el estribo de lanzamiento con elementos de atraque en el extremo desfavorable (estribo 10). Verticalmente se apoya a la viga sobre la zapata con bancos de apoyo adyacentes para liberar los gatos de lanzamiento y la nariz de lanzamiento invertida que queda sobre los bloques de apoyo en el diafragma del estribo. Se debe contemplar entonces el retiro de almohadillas de neopreno-teflón que hubieren quedado entre los apoyos y la superestructura.

Ambos tipos de dispositivos (atraques y apoyos adyacentes) se conservan durante el resto del proceso constructivo de la superestructura, hasta contar con los apoyos definitivos

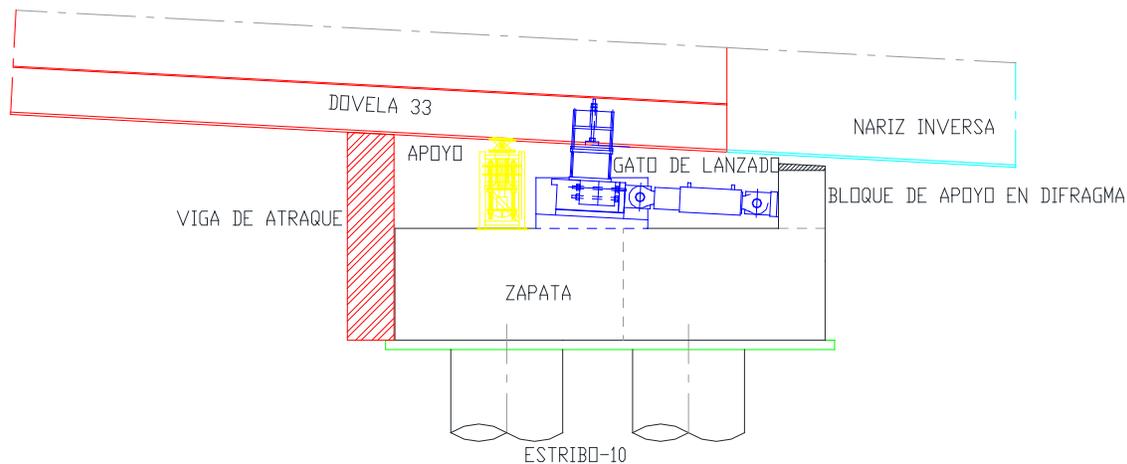


Figura 5.11 Atraque y apoyo en desmantelamiento de mesa de lanzamiento y retiro de nariz.

Los elementos del atirantamiento (cables, torre y cañones) se desmonta en la etapa 34 del proceso de lanzamiento, se prevé que la torre al igual que en su montaje esté sujeta por una grúa para su retiro. La descarga de tirantes se realiza totalmente por medio del descenso de la torre por la carrera de los gatos, por lo que con el mismo criterio utilizado para su carga se analiza la carrera de los gatos para llegar desde la carga inicial a cero (anexo A).

Este dato indica la distancia adicional libre que debe considerarse para la geometría de los bancos de ganeo y los recorridos de las barras de cuelgue de los mismos.



Grafica 5.4 Descarga total de sistema de atirantamiento.

Para el retiro de elementos provisionales como son apoyos de deslizamiento y guías laterales sobre las columnas 9 a 2 y estribo 1, se depende de las condiciones descritas en los incisos 5.5 y 5.6.

### 5.5. Colocación de apoyos definitivos

Con el objeto de permitir que la estructura, tenga la libertad de deformarse y trabajar libremente durante el resto del proceso constructivo; los apoyos definitivos son colocados hasta el momento en que en el puente cuenta con la construcción total de la losa de calzada. Se conservan así, hasta ese momento los apoyos deslizantes provisionales y las guías laterales (en columnas y estribo 1).

Como ya se mencionó la losa central y aleros; se construye con la implementación de carros de colado viajero; en el puente 4 carros de colado viajeros son utilizados para llevar a cabo esta tarea simultáneamente. Partiendo de la posición inicial de los carros sobre las dovelas, se generan los modelos matemáticos para cada fase de colado de losa, considerando las cargas que actúan en la estructura en condiciones de carga de peso propio de la viga en cajón y cargas que se generan por el paso de los carros en cada colado (peso propio de la estructura del carro, concreto armado y carga viva de montaje).

Por esta situación la capacidad de carga de los apoyos deslizantes provisionales en las columnas, considerada para resistir la reacción máxima actuante durante el lanzamiento, no es suficiente para resistir el paso de los carros de colado viajeros y de la losa que va dejando a su paso (figura 5.12). Esto a partir de que se realiza el colado inicial de losa sobre dovelas 9, 17, 26 y 33 cuando presenta una reacción vertical mayor sobre los ejes de las columnas 3, 5, 7 y 8; incrementándose durante el proceso hasta su etapa final, llegando a tener reacciones aún mayores en los apoyos 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9; siendo necesario el reforzamiento.

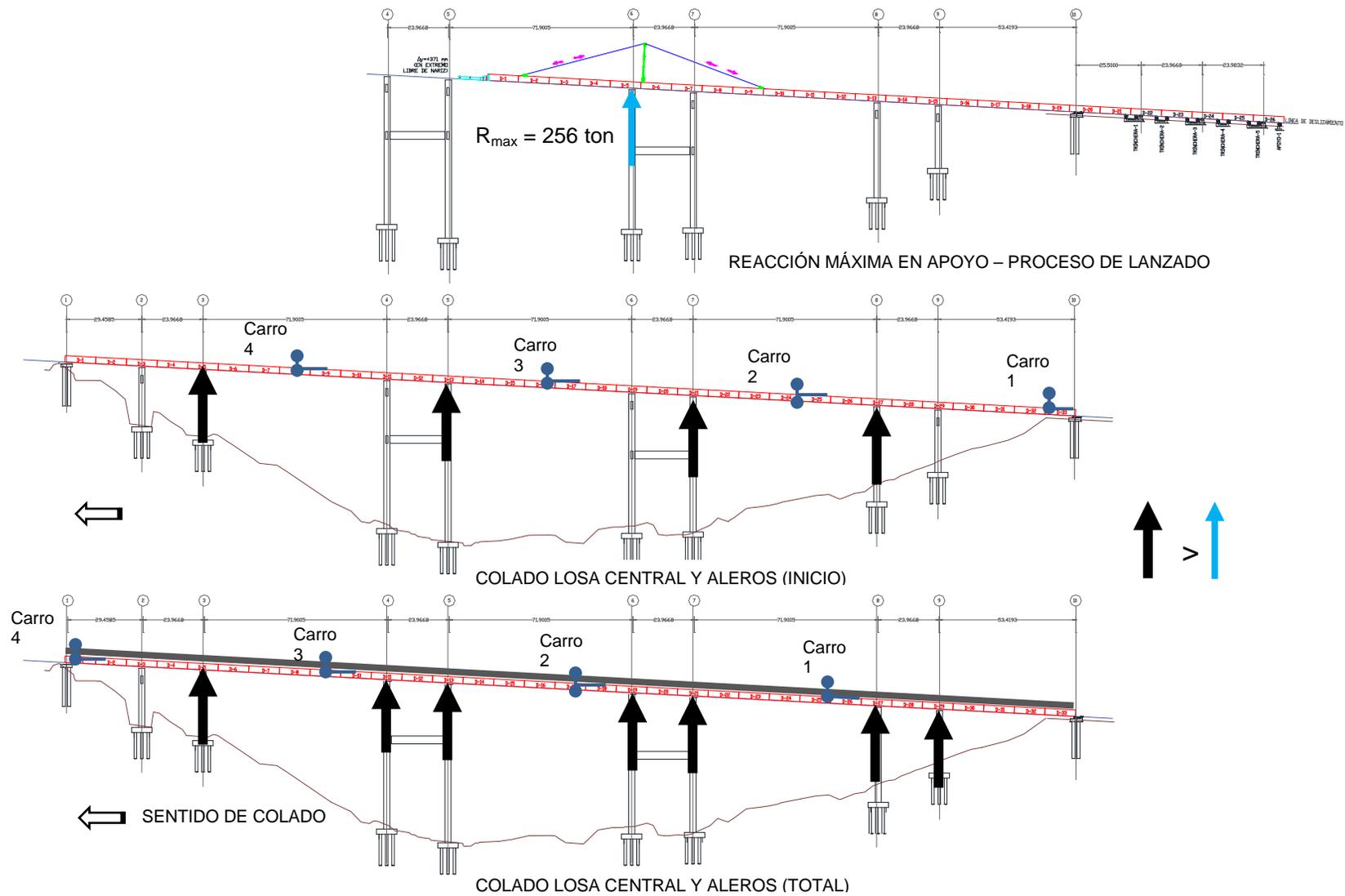


Figura 5.12 Fuerzas de reacción por carros de colado que superan la reacción máxima en apoyo de lanzado.

El tipo de refuerzo que es utilizado en los puntos de apoyo, son bancos de acero tubular con placas; provisional sobre los capiteles y adyacentes al apoyo de deslizamiento, capaces de resistir las cargas totales que ejerce la superestructura en cada apoyo, esto es sin la presencia del apoyo de deslizamiento (figura 5.13).

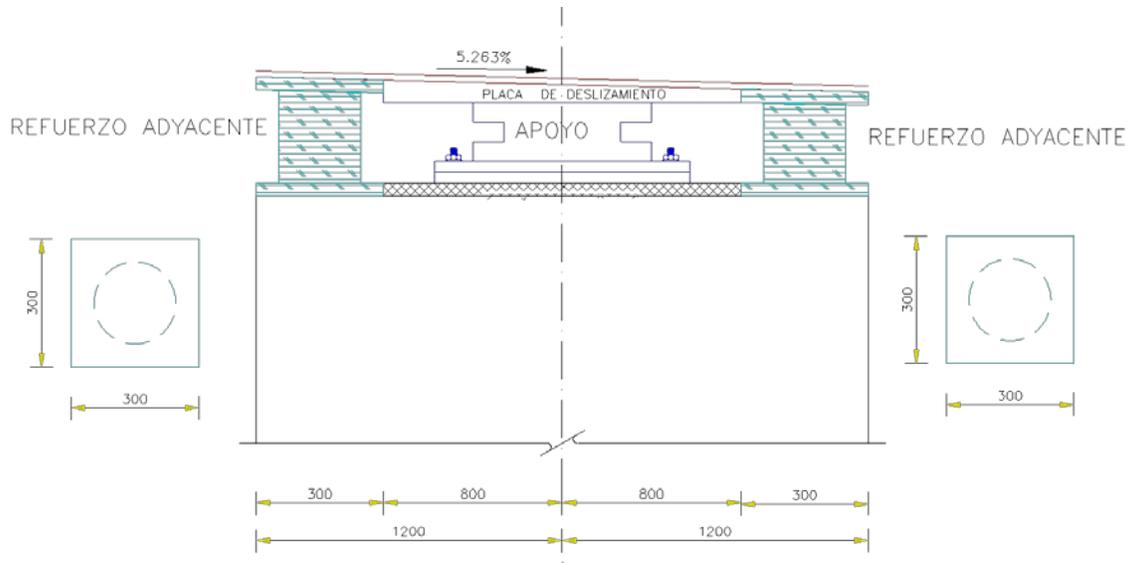


Figura 5.13 Bancos de apoyo adyacentes a apoyo de deslizamiento.

### 5.6. Descenso de superestructura a su posición final.

Al término de construcción de la losa de calzada, se procede a colocar los apoyos definitivos, elevando la superestructura con gatos hidráulicos, respetando la siguiente secuencia por eje:

- Elevación de superestructura.
- Colocación de los cuatro bancos adyacentes, si es que no fueron ya colocados en el proceso de colado de losa.
- Descenso de superestructura, verificando que descansa uniformemente y únicamente en los apoyos adyacentes.
- Retiro de los apoyos provisionales deslizantes y vaciado arena en el cajón sobre en el capitel como se menciona en la sección 4.2.3.
- Colado y nivelado de bases de concreto con los elementos de fijación.
- Curado con vapor.
- Una vez que el concreto adquiere su resistencia, se instalan y fijan los apoyos definitivos, como los indicados en la sección 2.2.1.6, al capitel asentados con cemento expansivo.
- En este punto la superestructura se eleva nuevamente la para retirar los apoyos adyacentes y descende para tomar su posición sobre los apoyos definitivos.

El descenso de la superestructura, se realiza en el sentido ascendente de la pendiente del puente, fijando los apoyos definitivos al patín inferior de la viga, una vez terminada esta acción en todos los apoyos, finalmente se retira tanto los atraques como las guías laterales.

La manipulación de la viga en las columnas, se realiza con gatos hidráulicos en cada eje por la cercanía a la parte central del patín inferior, por lo que la revisión del esfuerzo provocado en estas maniobras de ascenso y descenso en esta zona, requiere de la adición de placas centrales de refuerzo como sobreplacas (figura 5.14).

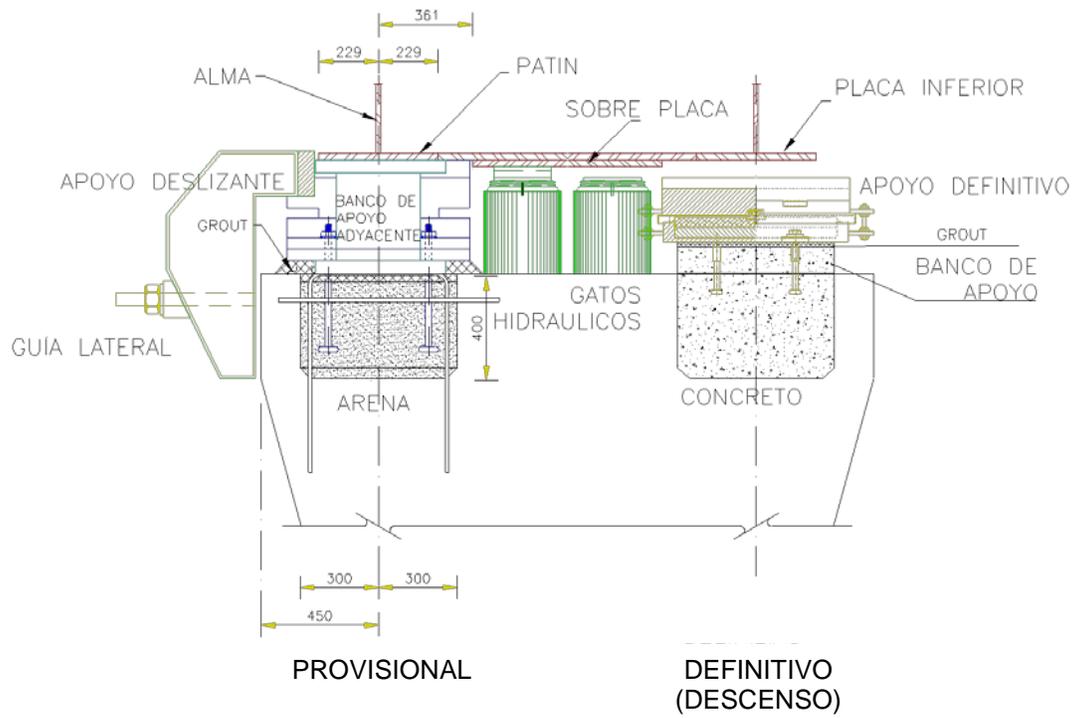


Figura 5.14 Sobre placa en patín inferior.



## CAPITULO VI

### Protocolo del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos en puentes

Un protocolo nos el conjunto de pasos secuenciales del sistema, como estándares a seguir de un proceso, incluyendo la toma de decisiones, para alcanzar la optimización de recursos y del proyecto al que sea aplicable.

Si bien el protocolo del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos se simplifica con el contenido del capítulo V y complementa con las definiciones del capítulo IV; la organización en un diagrama de flujo incluyendo aspectos correlacionados de interpretación de resultados, en líneas de producción que contienen los procesos y subprocesos del sistema de lanzamiento; nos dan la visión general de los aspectos a considerar para la aplicación de la técnica en puentes.

El inicio del diagrama, parte de la premisa de estar definida la elección del tipo de puente “puente de vigas en cajón compuesto” y el diseño estructural bajo cargas de servicio con sus diferentes combinaciones de carga.

#### 6.1. Descripción

Convergentes en el mismo objetivo el crear un puente cuyo proceso constructivo es el sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos, el diagrama se centra en tres líneas principales de acción:

- Diseño (condición de montaje).

Línea donde se operan las herramientas de análisis (obtención de elementos mecánicos) y diseño estructural (resistencia de los elementos) de la superestructura, en las que se considera el generar el mínimo de modelos matemáticos, para procesar los resultados requeridos para el estudio y definición del sistema.

Los modelos matemáticos pueden ser tan complejos o simplificados, dependiendo de las herramientas de ingeniería estructural con que se cuente y de los elementos a analizar.

También es considerada que en esta parte se da el análisis y diseño de elementos principales provisionales y de refuerzo estructural de la viga.

La experiencia del diseñador, con la aplicación de factores de seguridad o presuposición de cargas de los elementos de refuerzo estructural y provisionales; nos lleva a la posible reducción y/o eliminación de procesos iterativos en el proceso de diseño. Sin embargo el diagrama de flujo conserva el principio de algoritmo con iteraciones.

Para investigación la sobreposición de diagramas de elementos de flexión primaria, conforme se desliza la estructura a través del puente con sus diferentes variables, (viga en cajón, con nariz de lanzamiento, con presencia de sistema de atirantamiento, etc.); nos muestra el comportamiento del sistema, en la búsqueda de optimización del mismo.

- Estudio y definición (sistema de lanzamiento).

Línea donde se opera la interpretación de datos provenientes del diseño; además del análisis de los procesos y sistemas que integran el lanzamiento por incrementos sucesivos.

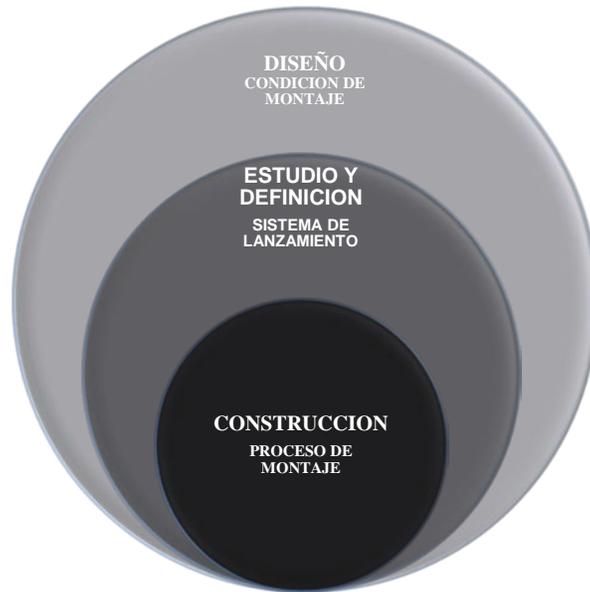
Involucra aspectos auxiliares o preliminares como dimensionamiento, solicitudes por análisis estáticos y elásticos; factibilidad, eficiencia, definición de fases y de etapas. Y en general toma de decisiones para la retroalimentación al diseño y transmisión de información a la parte constructiva.

Así como también se definen los elementos del sistema de lanzamiento por incrementos sucesivos para ir formando (en términos industriales) la línea de producción en la parte constructiva de cada sistema.

La participación coordinada de las diferentes partes que intervienen en el proyecto de puente es fundamental para tener clara la dirección que llevara el proyecto.

- Construcción (proceso de montaje).

Línea donde se opera la integración de los elementos individuales para ir conformando los sistemas constructivos, empleados durante el lanzamiento por incrementos sucesivo. Así como la formación de las etapas de construcción principales del sistema de lanzado, desde su inicio hasta concluir con el montaje de la superestructura al quedar en su posición final.



Basados en las líneas del protocolo el diagrama de flujo se subdivide en ocho procesos fundamentales, con sus respectivos subprocesos:

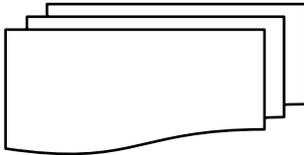
- Diagrama de flujo.- Patio de fabricación.
- Diagrama de flujo.- Nariz de lanzamiento.
- Diagrama de flujo.- Deslizamiento en columnas.
- Diagrama de flujo.- Mesa de empujado.
- Diagrama de flujo.- Sistema de deslizamiento.
- Diagrama de flujo.- Sistema de atirantamiento.
- Diagrama de flujo.- Etapas del sistema de lanzamiento.
- Diagrama de flujo.- Descenso de la superestructura.

Para indicar los subprocesos, la simbología utilizada en los diagramas de flujo tiene en forma breve los significados siguientes:



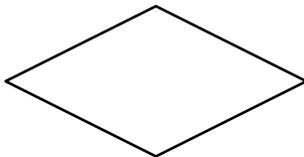
Requerimiento de proceso:

Símbolo del diagrama de flujo que indica donde se debe realizar una operación. Ya sea análisis, acción, fabricación o construcción.



Documento:

Símbolo del diagrama de flujo que indica la salida de datos y/o resultados de un proceso.



Requerimiento de decisión:

Símbolo del diagrama de flujo de toma de decisión ante un criterio de respuesta a una especificación, que indica trayectorias al cumplirse o no.



Conector de requerimiento:

Símbolo que representa la unión numérica de subprocesos en la línea de flujo del diagrama, que transfiere a una posición única.



Conector de página:

Símbolo que representa la entrada y salida alfabética de procesos o de cambio de página en la línea de flujo del diagrama.

### 6.2. Diagrama de flujo

Diagrama de flujo.- Patio de fabricación.

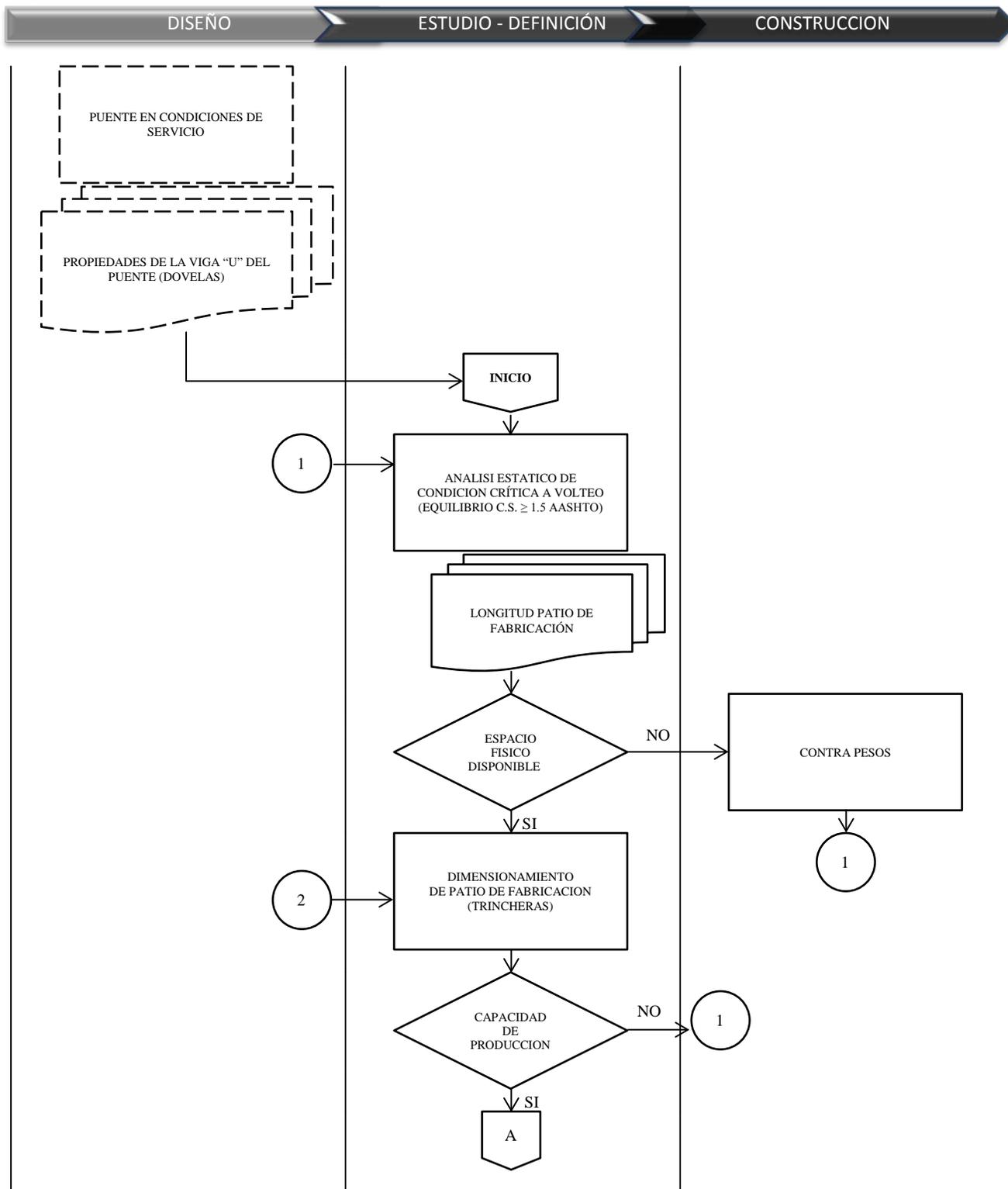


Diagrama de flujo.- Patio de fabricación.

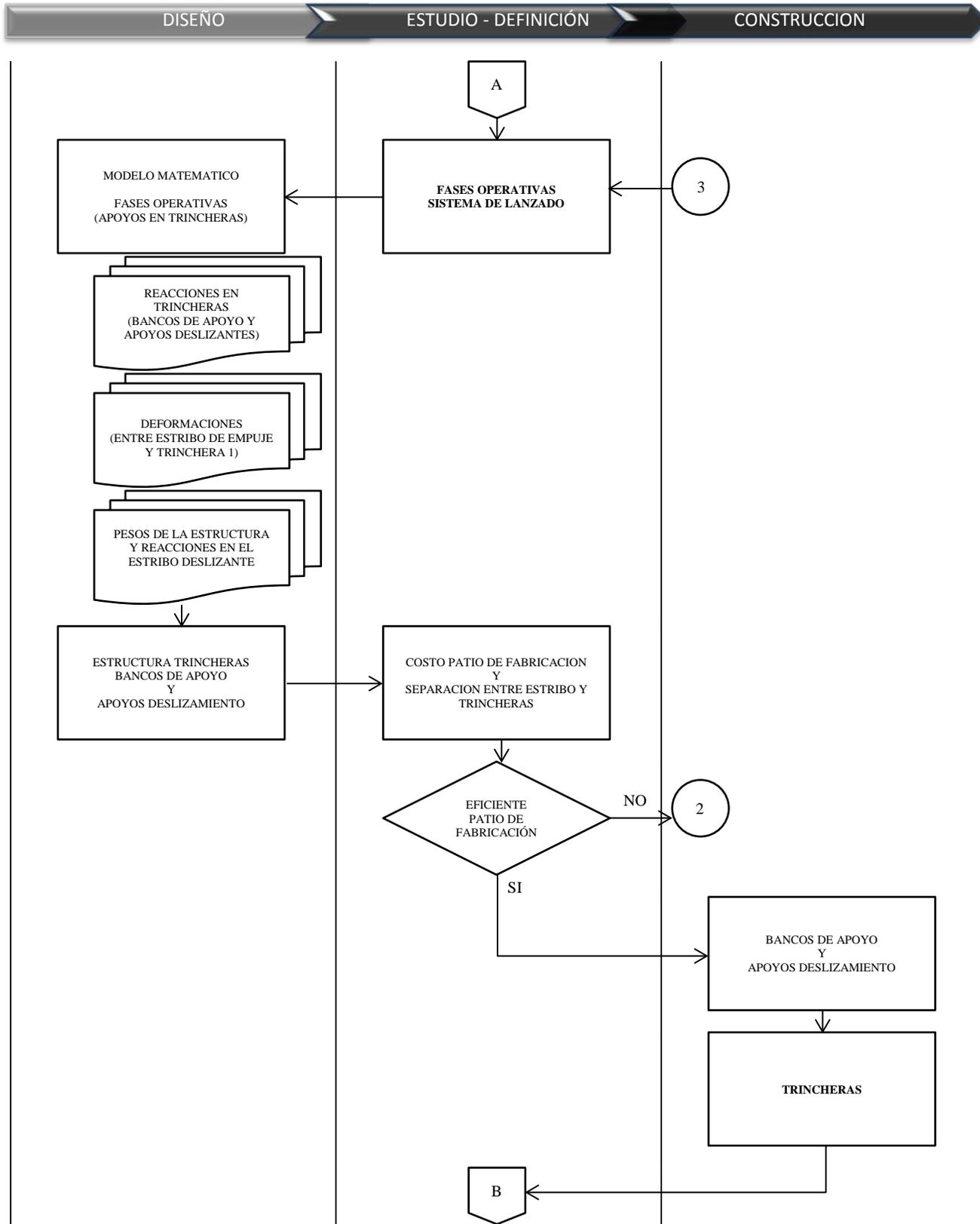


Diagrama de flujo.- Nariz de lanzamiento.

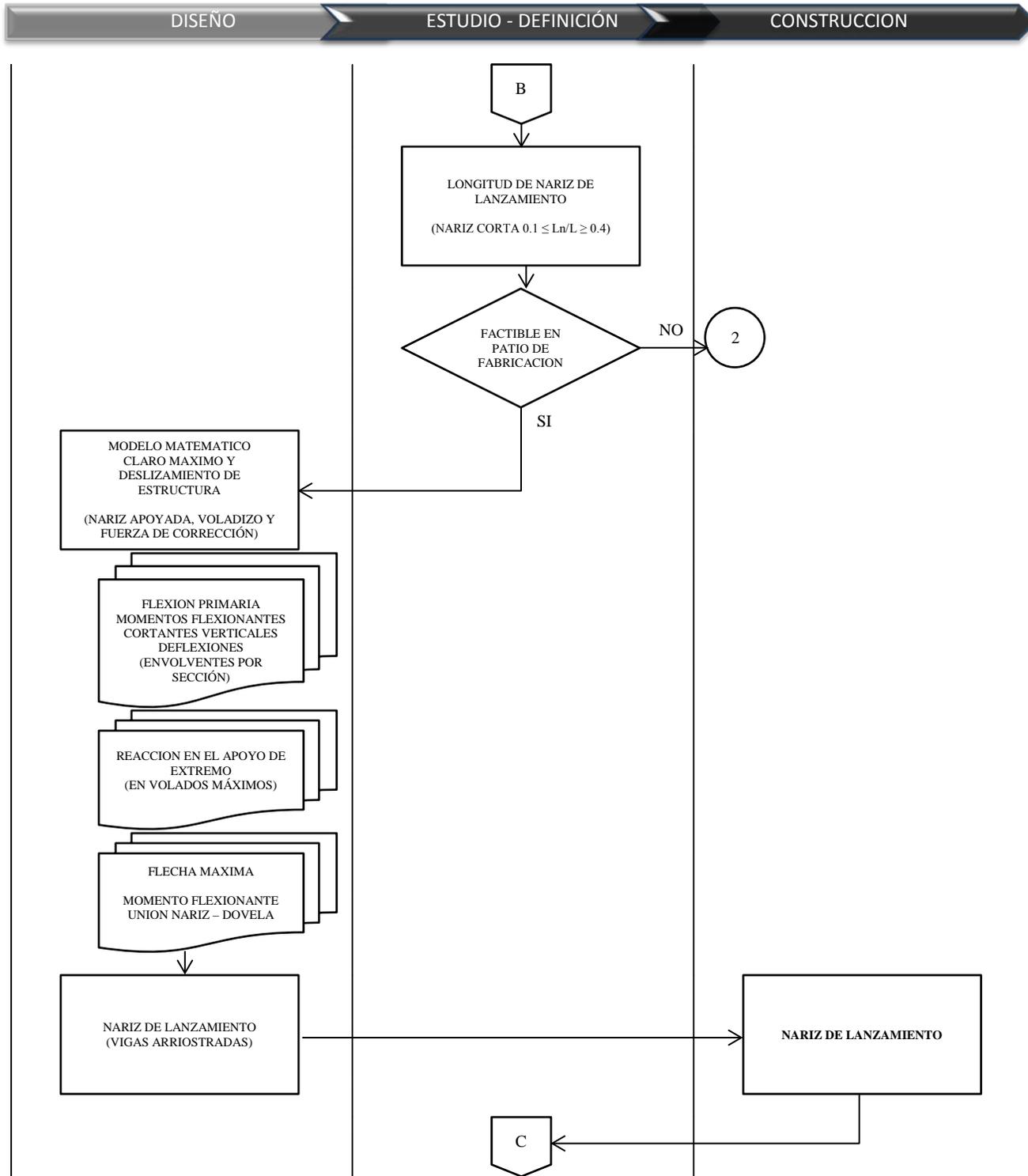


Diagrama de flujo.- Deslizamiento en columnas.

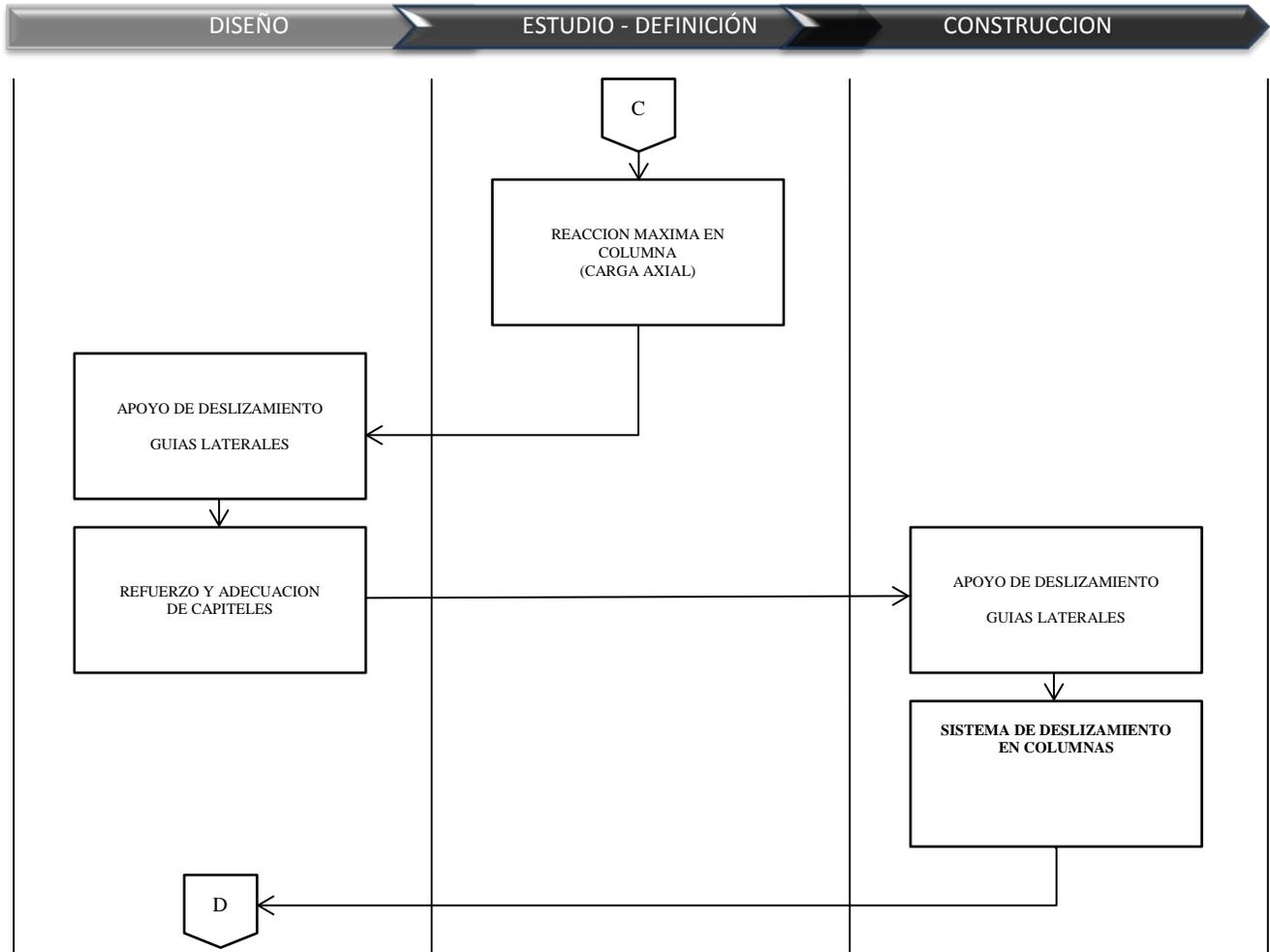


Diagrama de flujo.- Mesa de empujado.

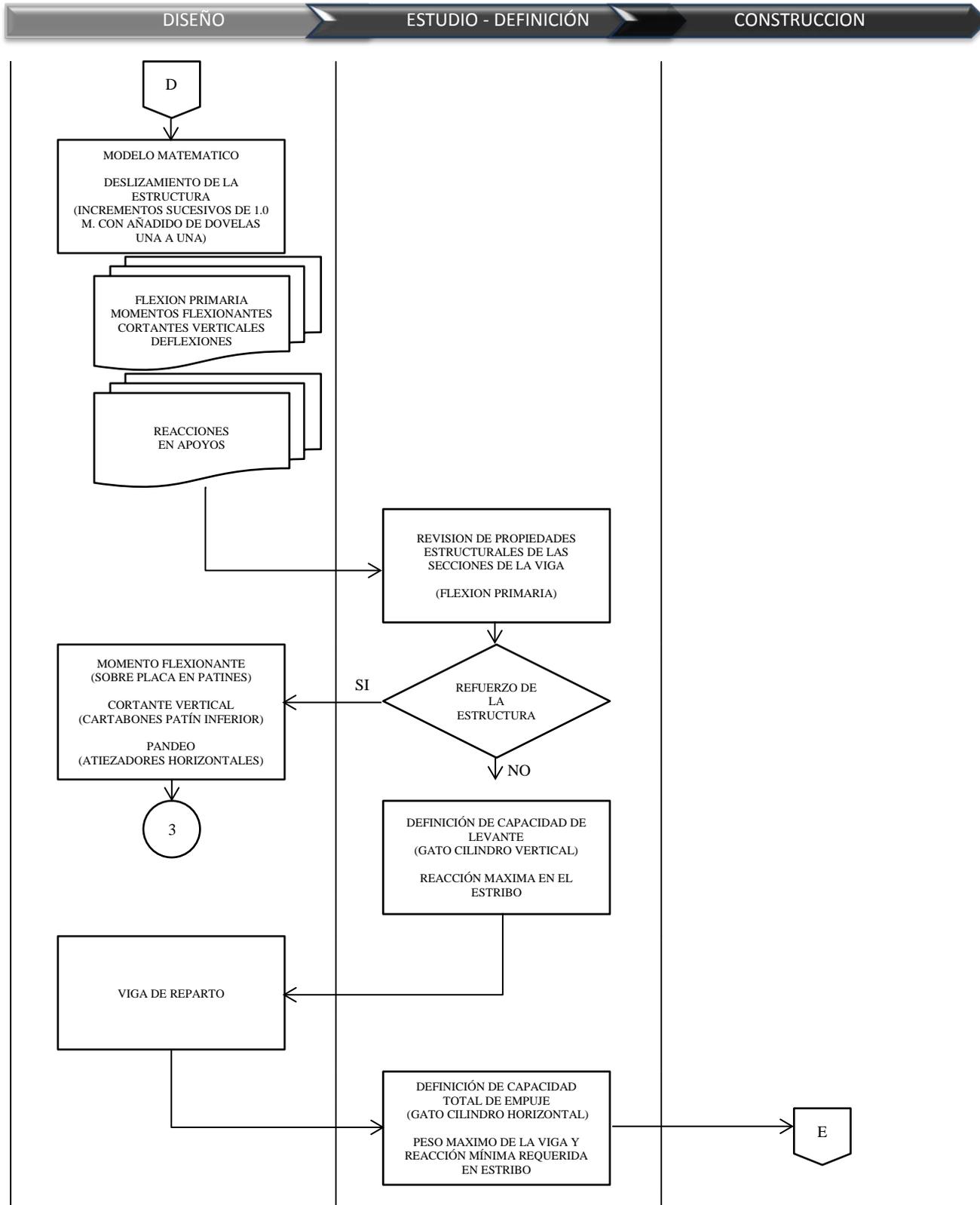


Diagrama de flujo.- Mesa de empujado.

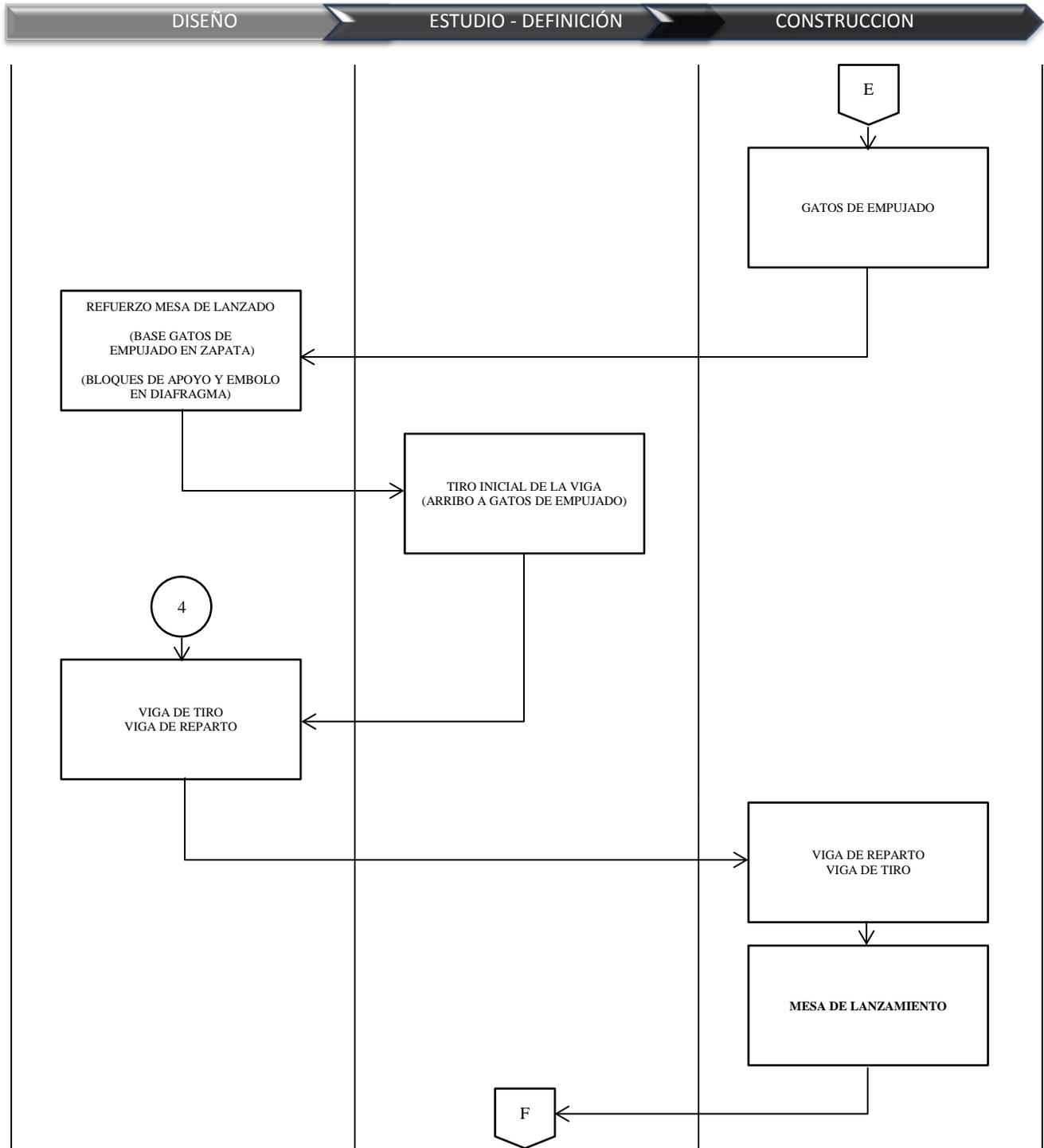


Diagrama de flujo.- Sistema de deslizamiento.

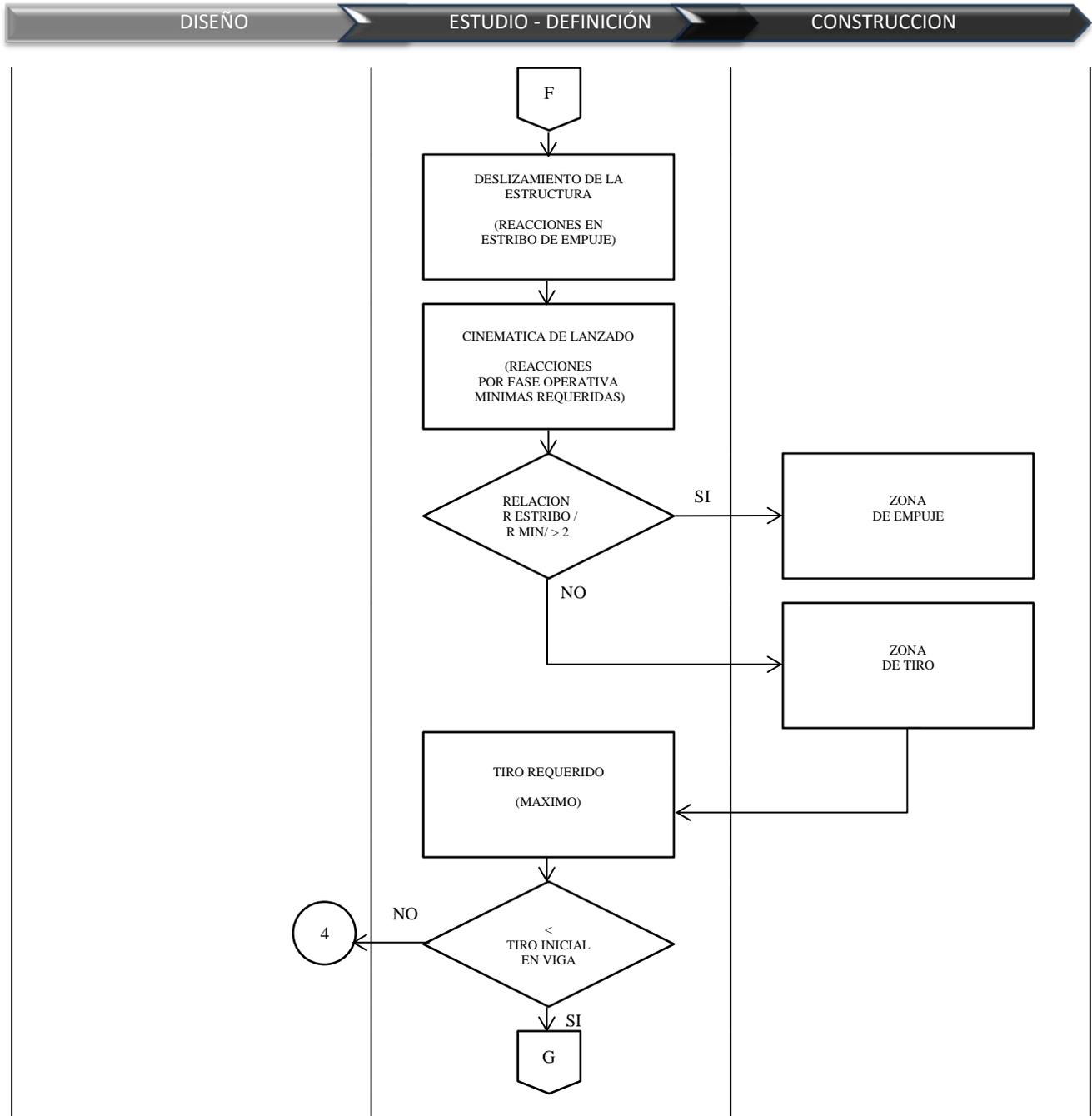


Diagrama de flujo.- Sistema de atirantamiento

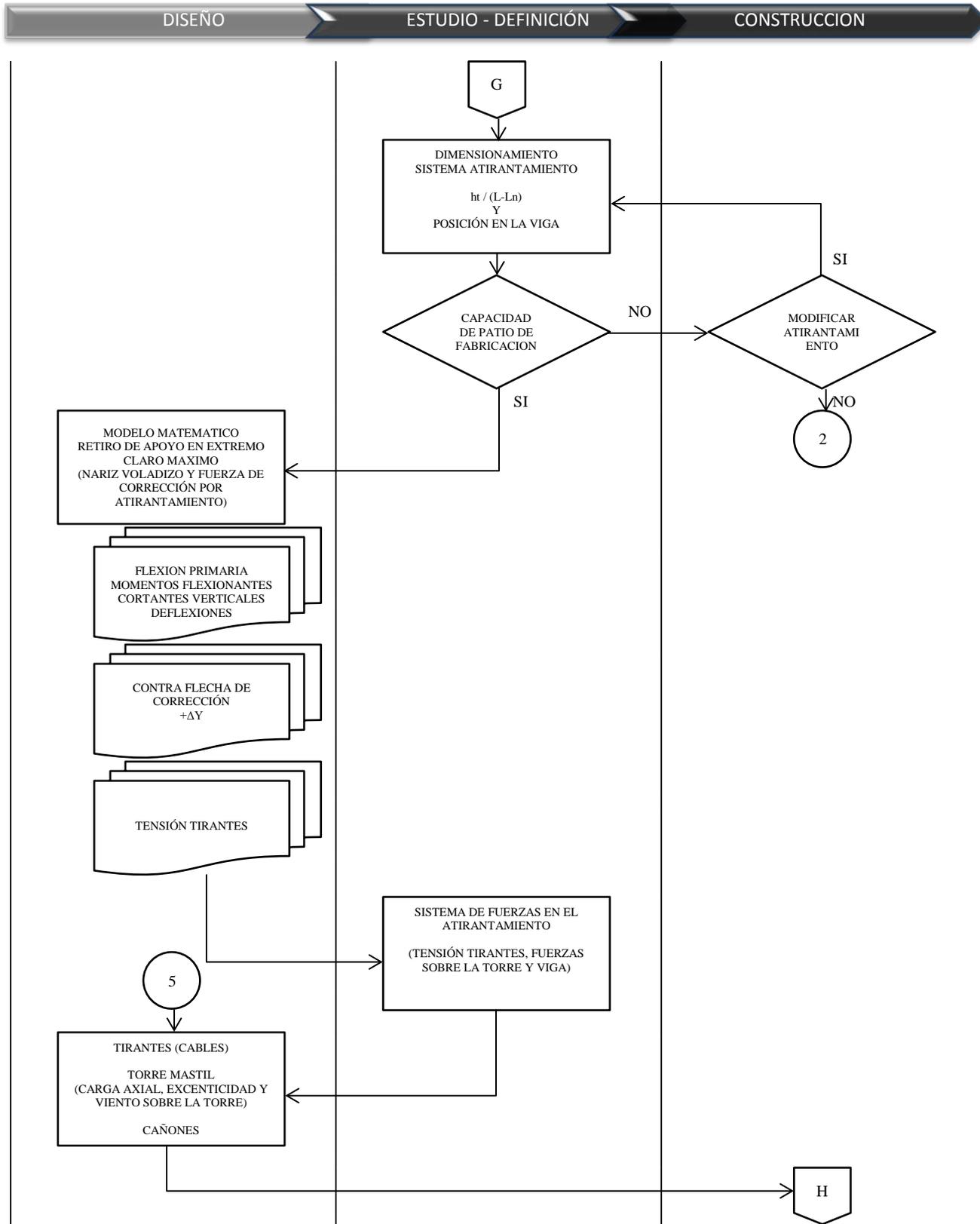


Diagrama de flujo.- Sistema de atirantamiento

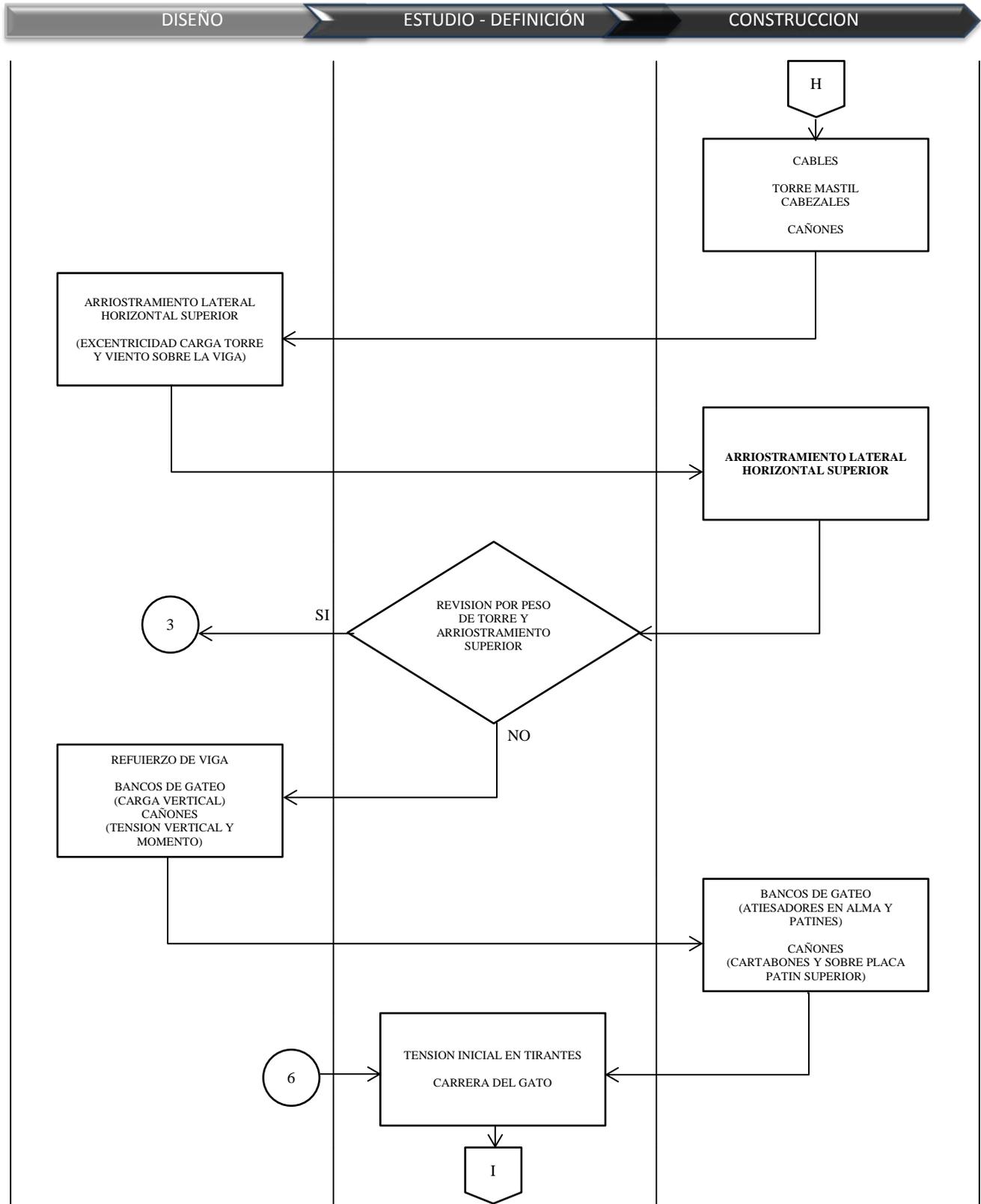
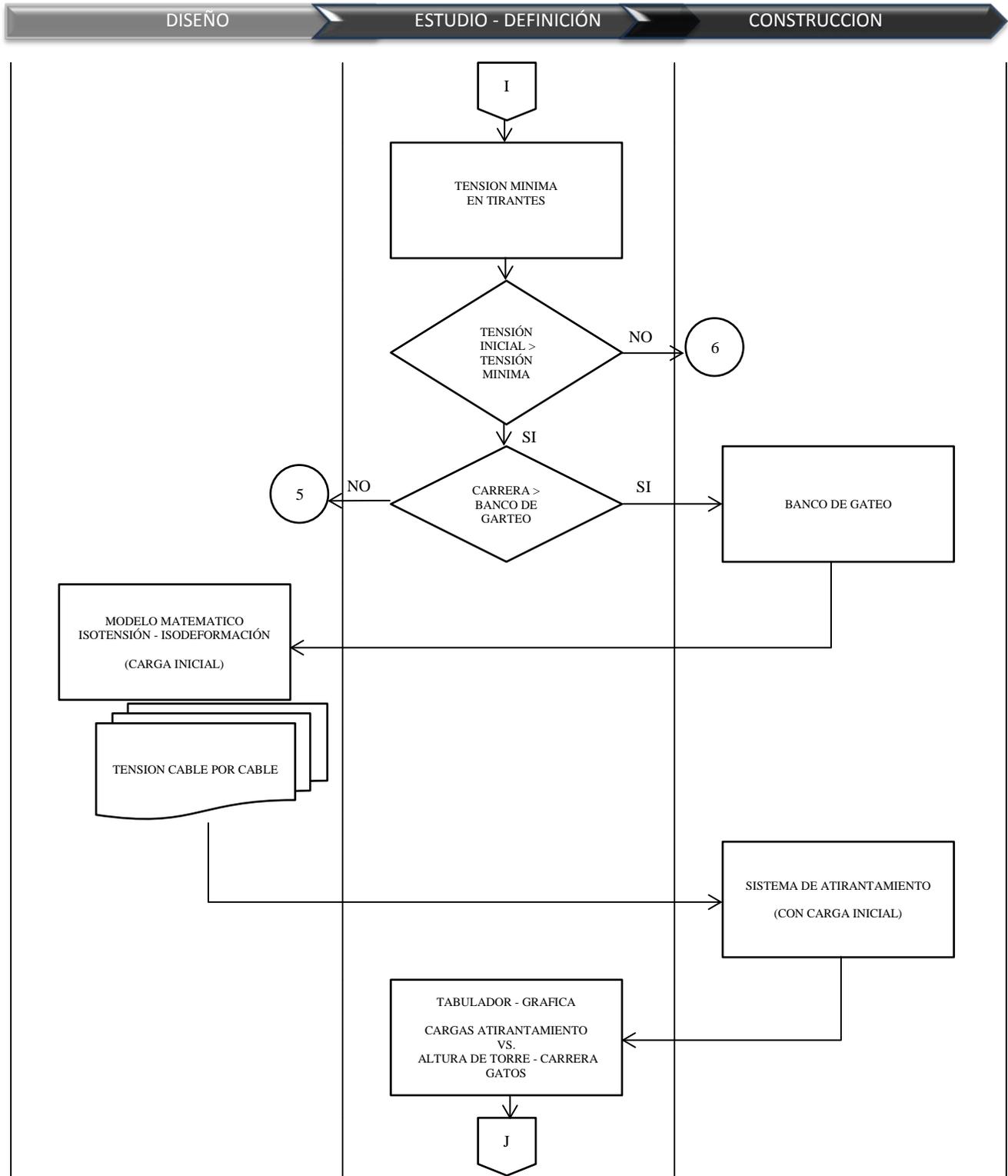


Diagrama de flujo.- Sistema de atirantamiento



**Diagrama de flujo.- Sistema de atirantamiento.**

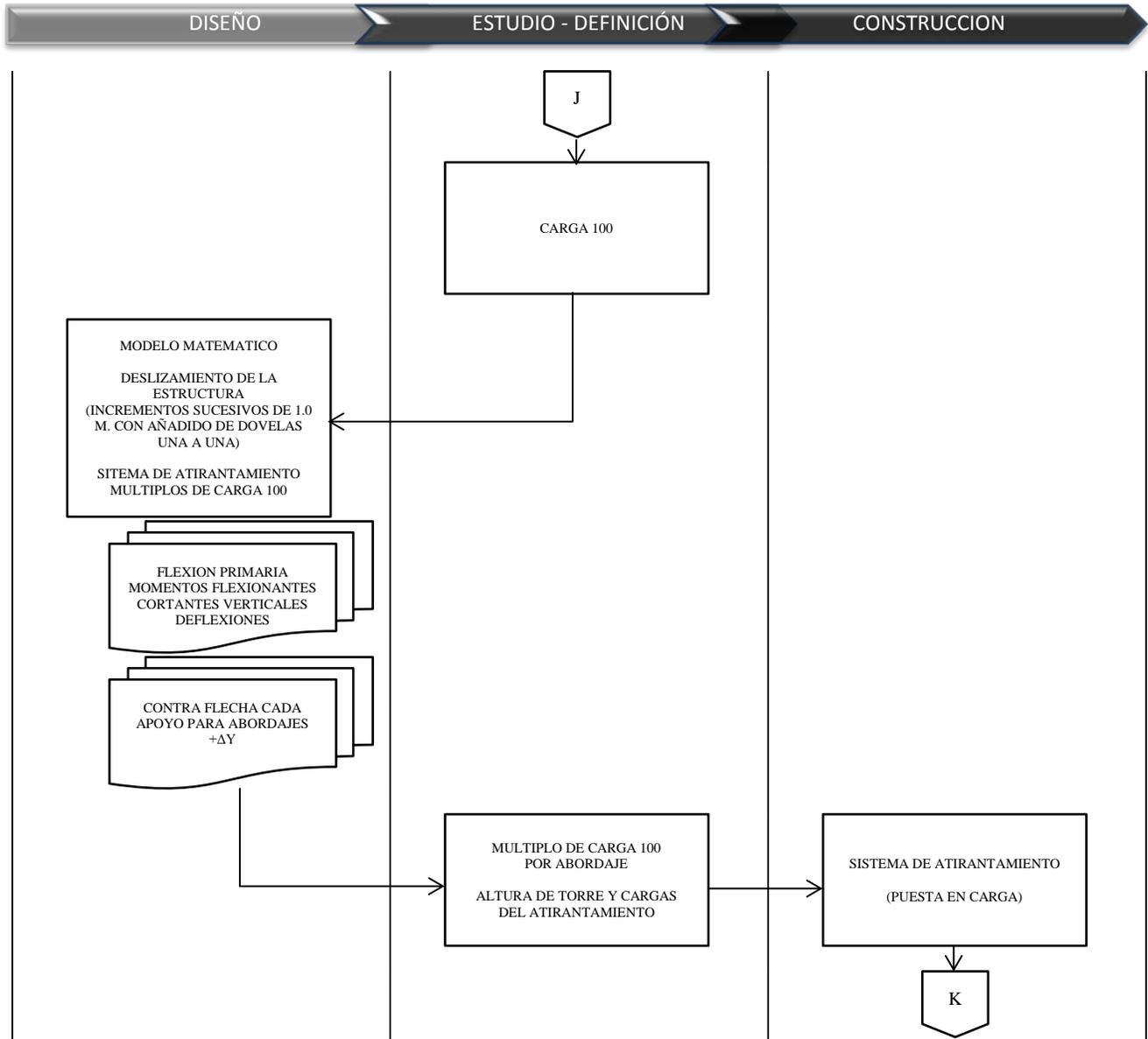


Diagrama de flujo.- Etapas del sistema de lanzamiento.

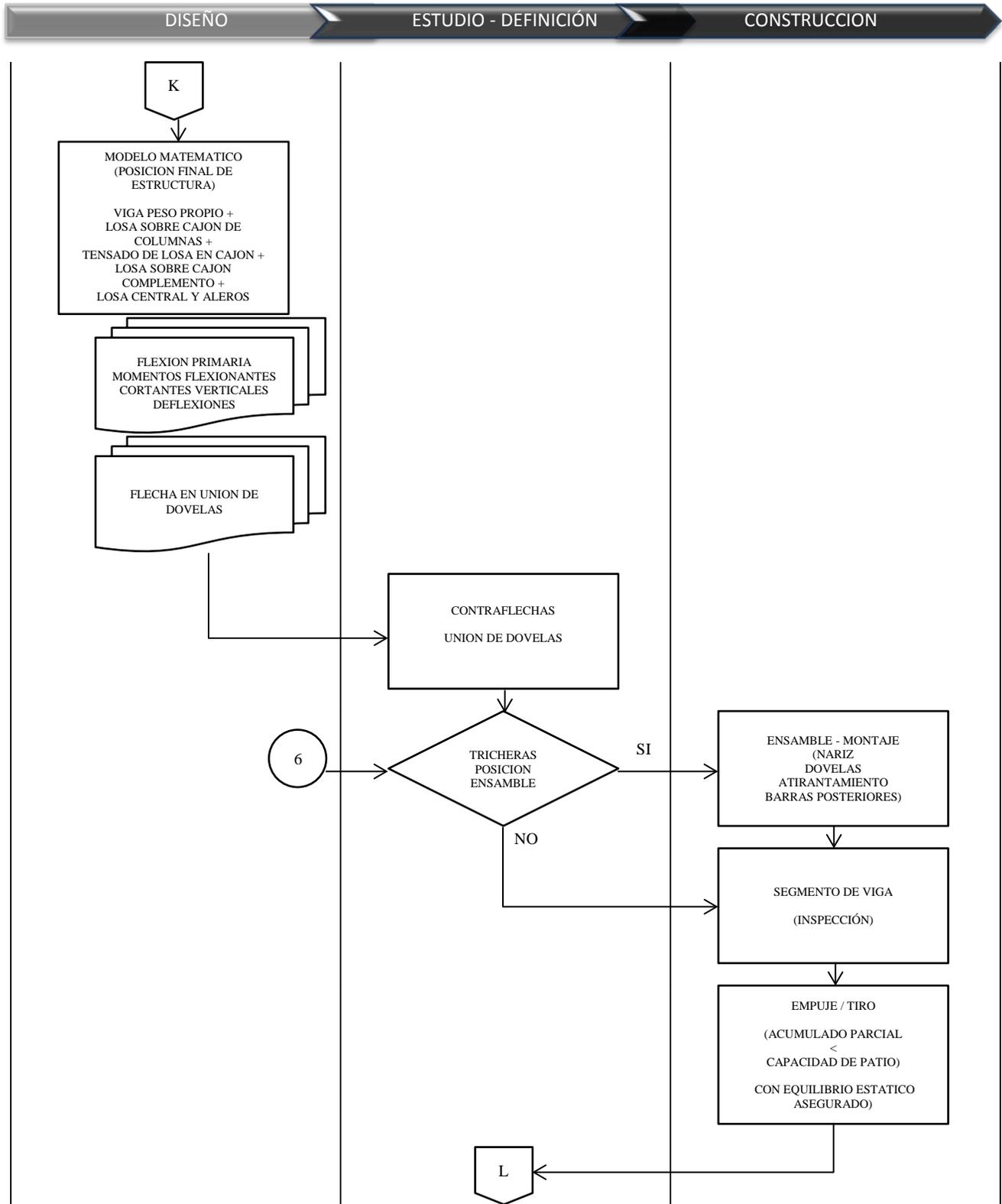


Diagrama de flujo.- Etapas del sistema de lanzamiento.

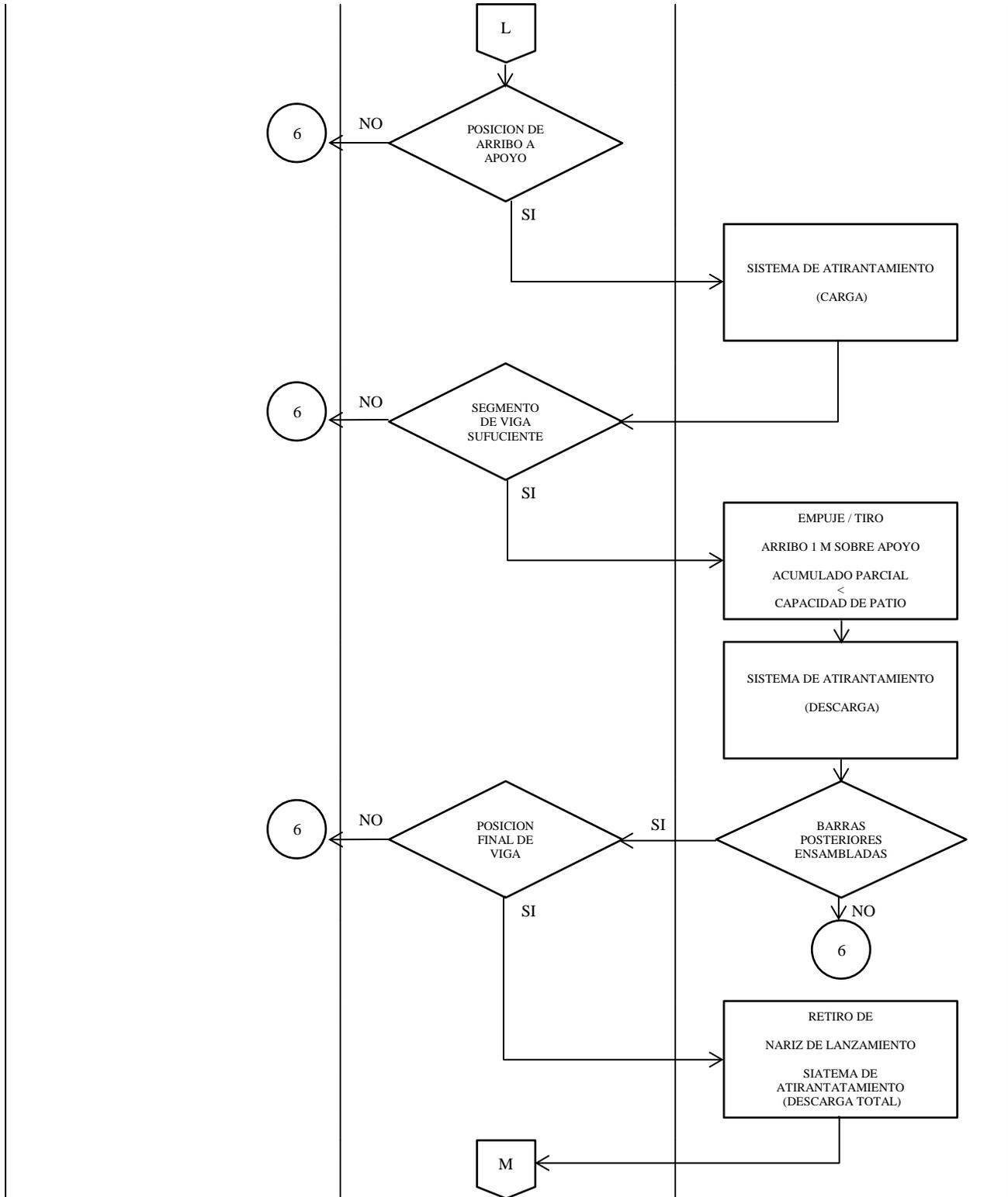


Diagrama de flujo.- Descenso de superestructura.

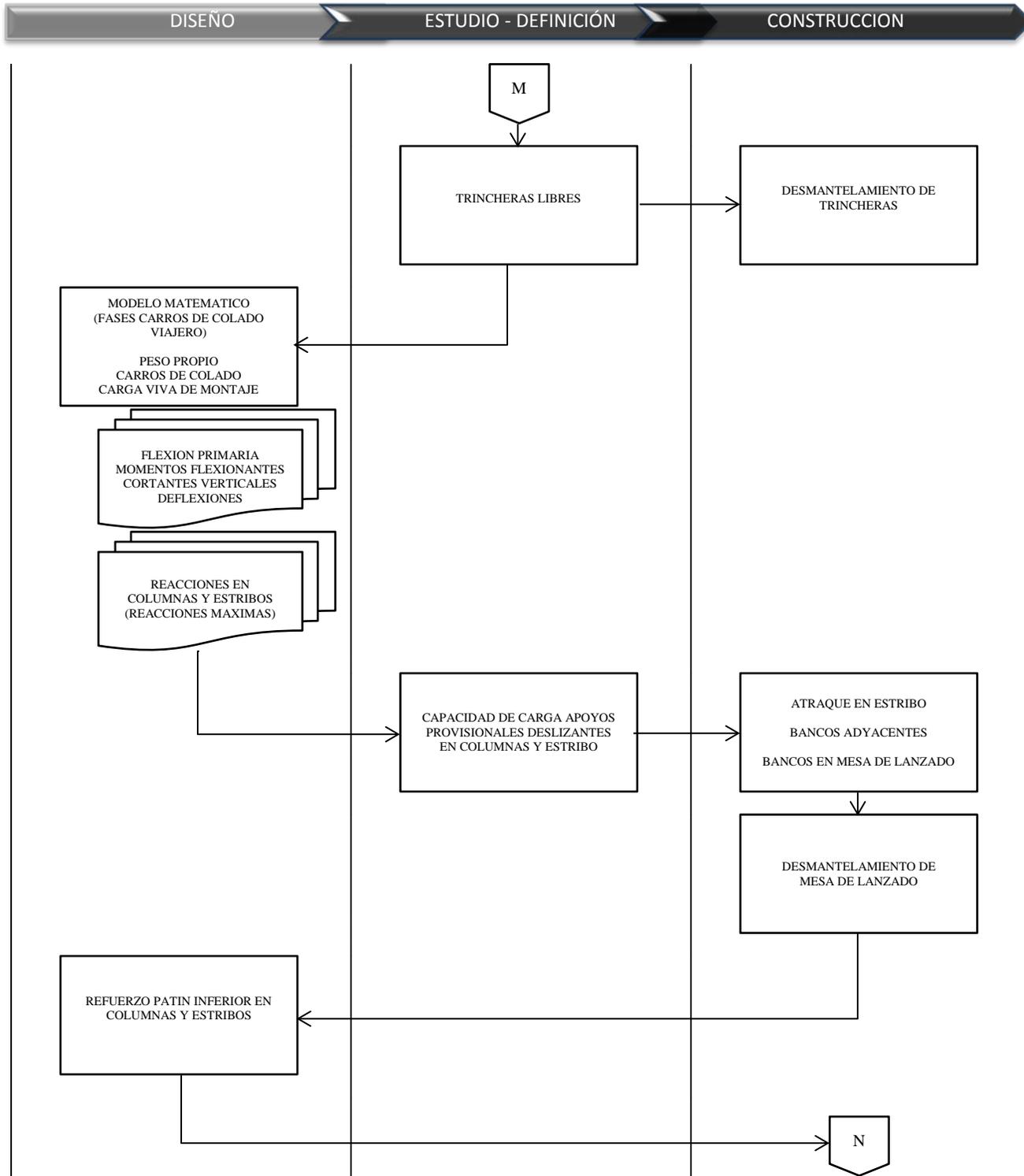
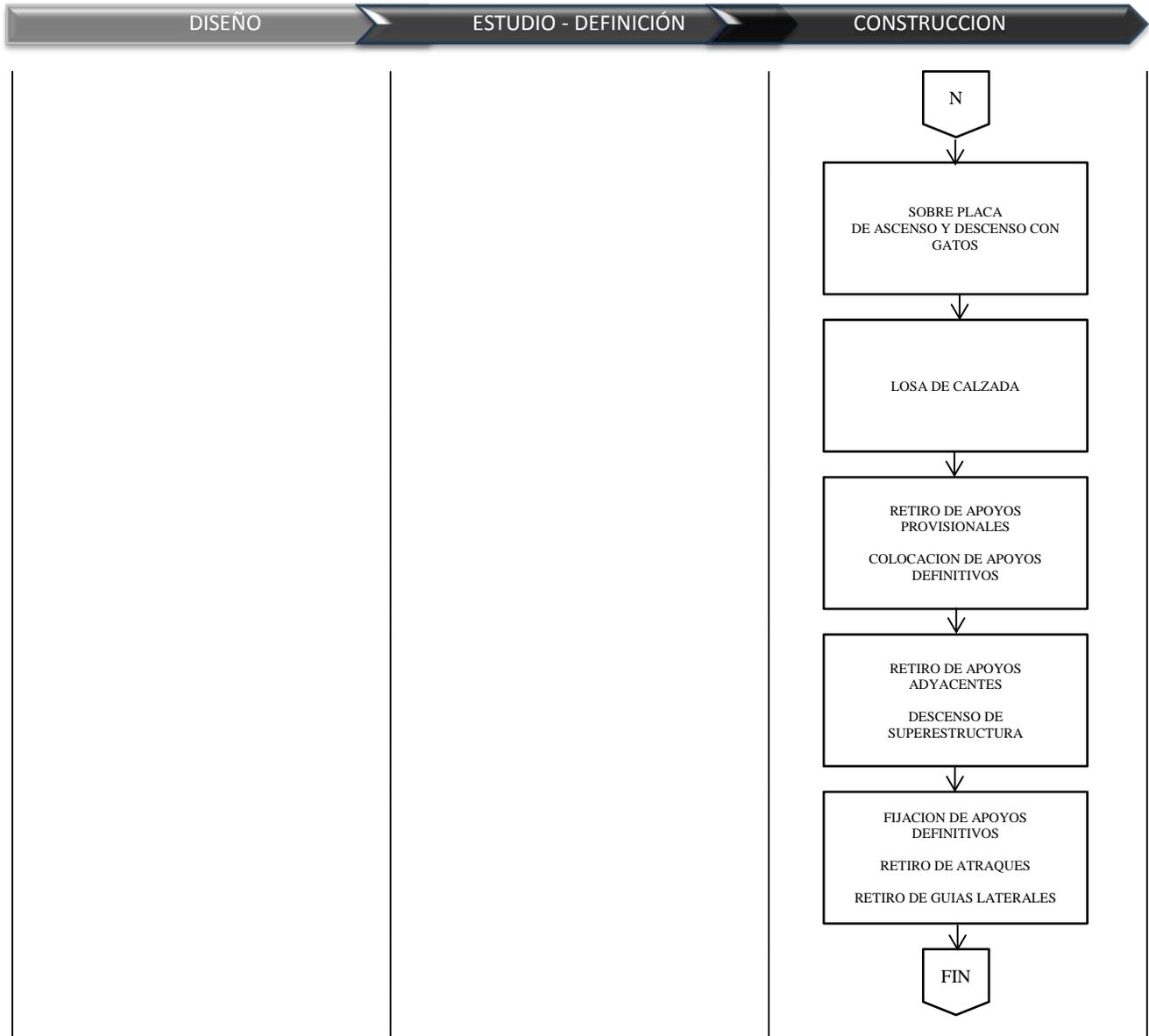


Diagrama de flujo.- Descenso de superestructura.







## CONCLUSIONES

Ante la diversidad de técnicas constructivas de puentes, que involucran una compleja y profunda ciencia para el desarrollo de la ingeniería; la normatividad existente tiene un carácter regulador, sin embargo resulta imposible encontrar especificaciones completas para cubrir todo el campo de aplicación.

Por lo que el ingeniero para hacer un diseño completo siempre tendrá que utilizar su criterio profesional para resolver una gran cantidad de puntos que involucran también aspectos de planeación y construcción. Esta responsabilidad adquirida, obliga a la aplicación de técnicas y materiales que garanticen la eficiencia del sistema de puente.

La utilización de vigas de acero en cajón compuesto, es un claro ejemplo de la búsqueda del ingeniero para el aprovechamiento de las características y propiedades de materiales como el acero (en flexión y tensión) y como el concreto (en compresión); las propiedades mecánicas del sistema de estructura como vigas continuas simplemente apoyadas; y por último la técnica de montaje de lanzamiento por incrementos sucesivos por su eficiencia en función de su costo y reducción de tiempos de ejecución de la obra.

Con el apoyo estadístico, las investigaciones, estudios y técnicas actuales empleadas en países desarrollados; y con la experiencia adquirida en nuestro país en los últimos años, podemos afirmar que el proceso de lanzamiento por incrementos sucesivos, es una de las técnicas más competitivas para montaje de estructuras en su rango de aplicación. Siendo también una aportación de gran importancia para la visión de industrialización de puentes, por sus procesos repetitivos y utilización de personal operativo.

Sistemas como el de lanzamiento por incrementos sucesivos, nos dan mayores ventajas sobre los sistemas convencionales de montaje de estructuras de acero, aplicable además a una amplia gama de posibilidades y tipos de puentes.

Las bases para la aplicación del sistema a puentes están dadas en el protocolo; el cual podrá ser adaptado para subestructuras ortotrópicas, de concreto pretensado o postensado, con curvatura, etc; y también para estructuras de puente mixtas como arcos, armaduras, de cables, donde la superestructura o superficie de rodamiento pueda ser deslizada a través de los claros del puente.

El protocolo cumple e involucra los aspectos a tomar en cuenta en relación con el lanzamiento por incrementos sucesivos de puentes de vigas de acero en cajón compuestas, el cual surge de la recopilación de información, experiencia obtenida y aplicación práctica de la técnica en el puente Cañada de los Helechos.

Pese a los años de aplicación de la técnica de lanzamiento por incrementos sucesivos y a que cada vez es más utilizado el sistema, se cuenta con muy poca información sobre el tema, limitándose a su aplicación a pocas empresas especialistas en el tema. El protocolo expuesto en su nivel básico, deja abierta la posibilidad de aplicación - desarrollo – adaptación, para otros puentes y para futuras investigaciones. Como tal guiará de forma útil a profesionales, docentes, investigadores y estudiantes; interesados en el desarrollo de la ingeniería de puentes en la que se pretenda aplicar la técnica de montaje.



## **ANEXO A**

### ***CARGAS EN SISTEMA DE ATIRANTAMIENTO***

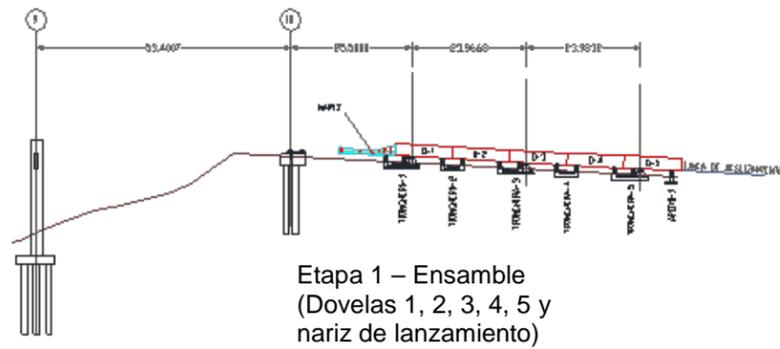




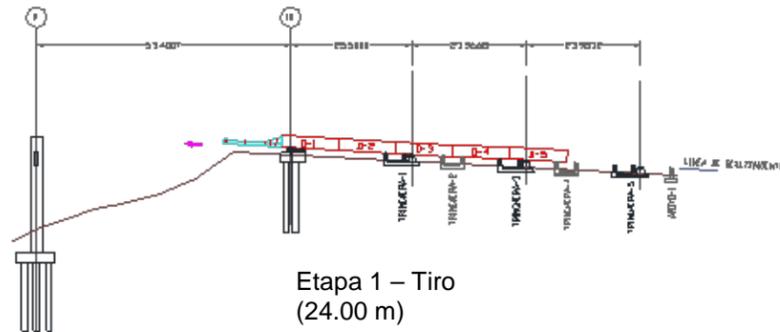
## **ANEXO B**

### ***ETAPAS DEL LANZAMIENTO POR INCREMENTO SUCESIVOS***

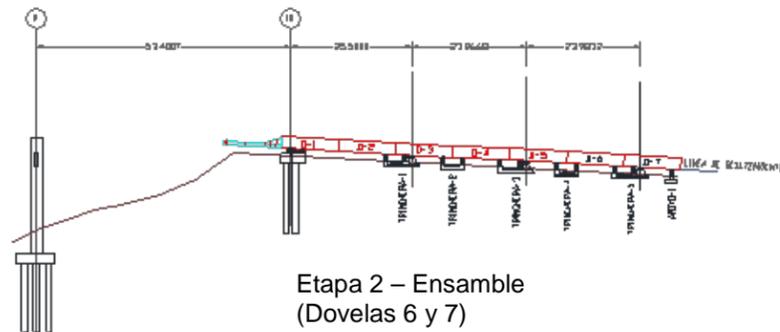




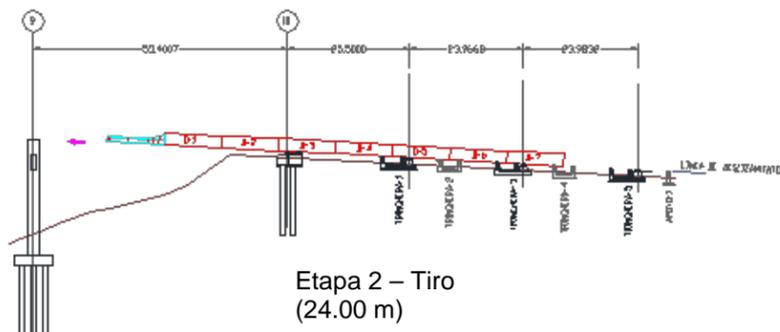
Etapa 1 – Ensamble  
(Dovelas 1, 2, 3, 4, 5 y  
nariz de lanzamiento)



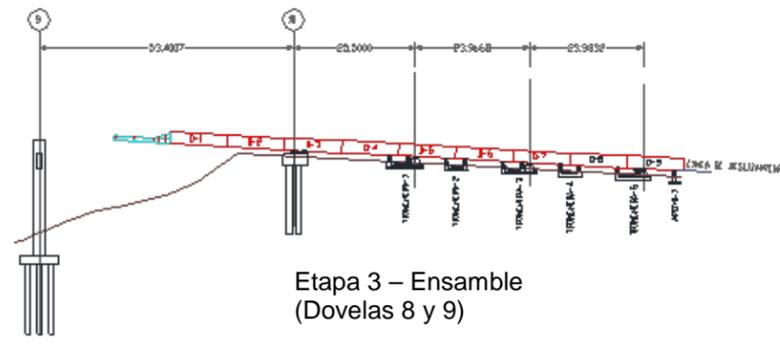
Etapa 1 – Tiro  
(24.00 m)



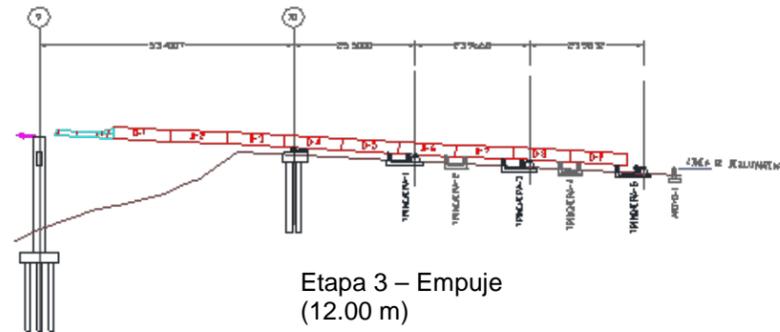
Etapa 2 – Ensamble  
(Dovelas 6 y 7)



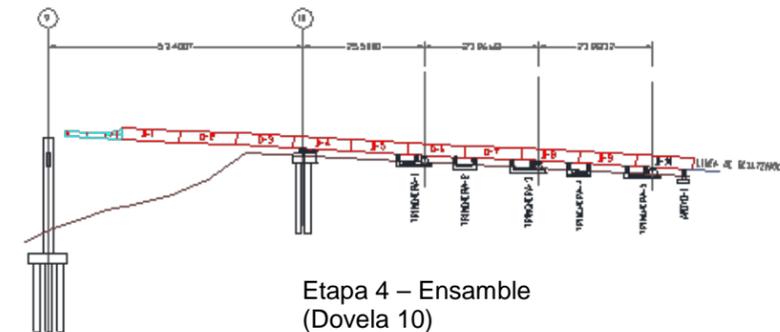
Etapa 2 – Tiro  
(24.00 m)



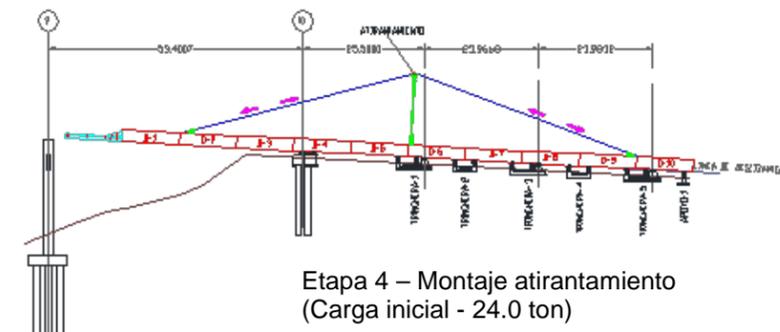
Etapa 3 – Ensamble  
(Dovelas 8 y 9)



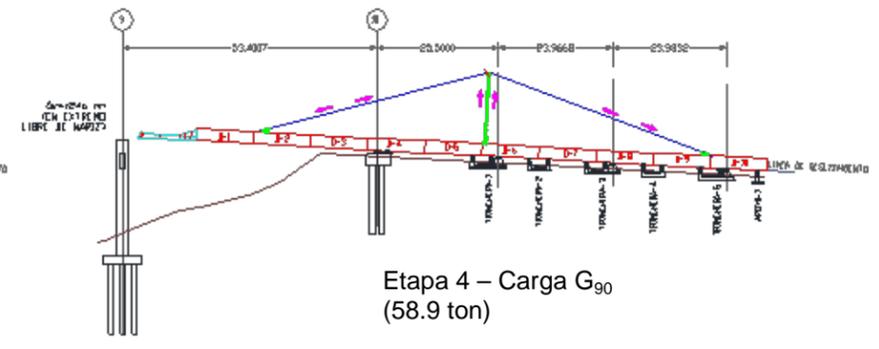
Etapa 3 – Empuje  
(12.00 m)



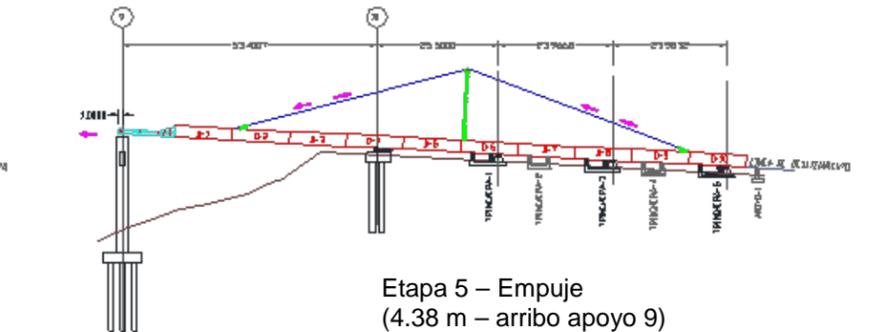
Etapa 4 – Ensamble  
(Davela 10)



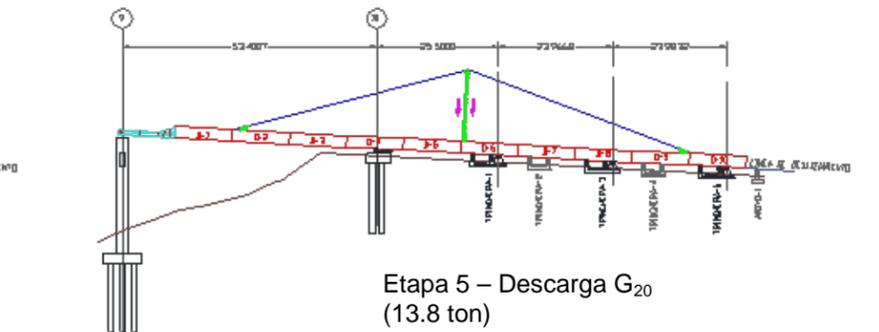
Etapa 4 – Montaje atirantamiento  
(Carga inicial - 24.0 ton)



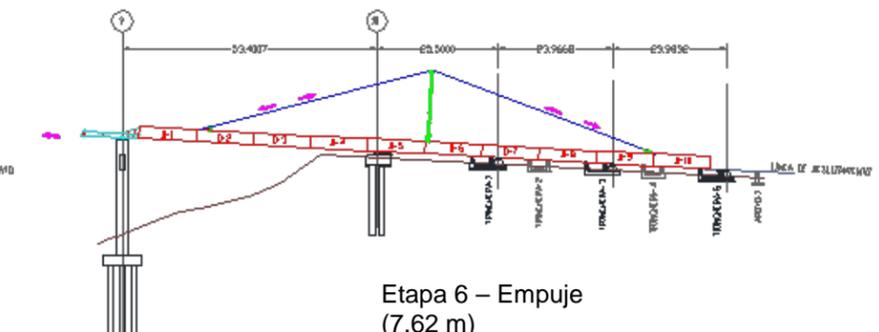
Etapa 4 – Carga G<sub>90</sub>  
(58.9 ton)



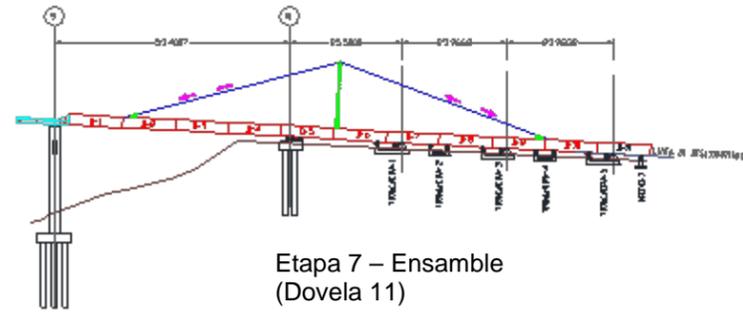
Etapa 5 – Empuje  
(4.38 m – arribo apoyo 9)



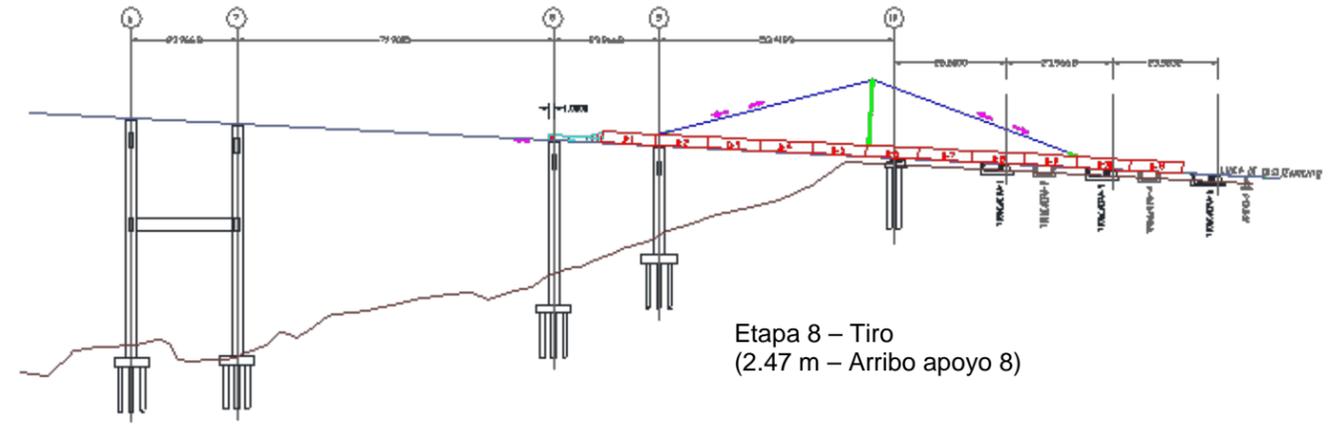
Etapa 5 – Descarga G<sub>20</sub>  
(13.8 ton)



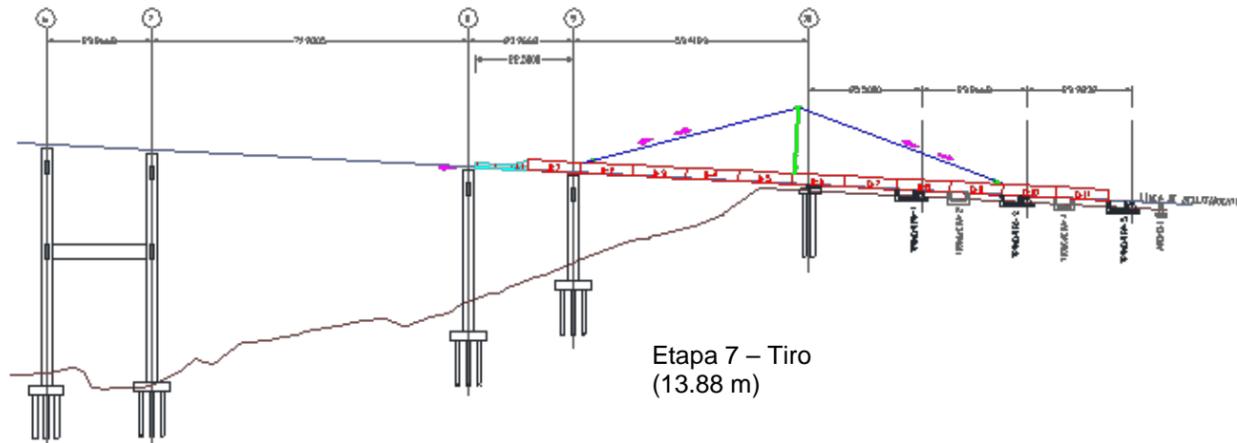
Etapa 6 – Empuje  
(7.62 m)



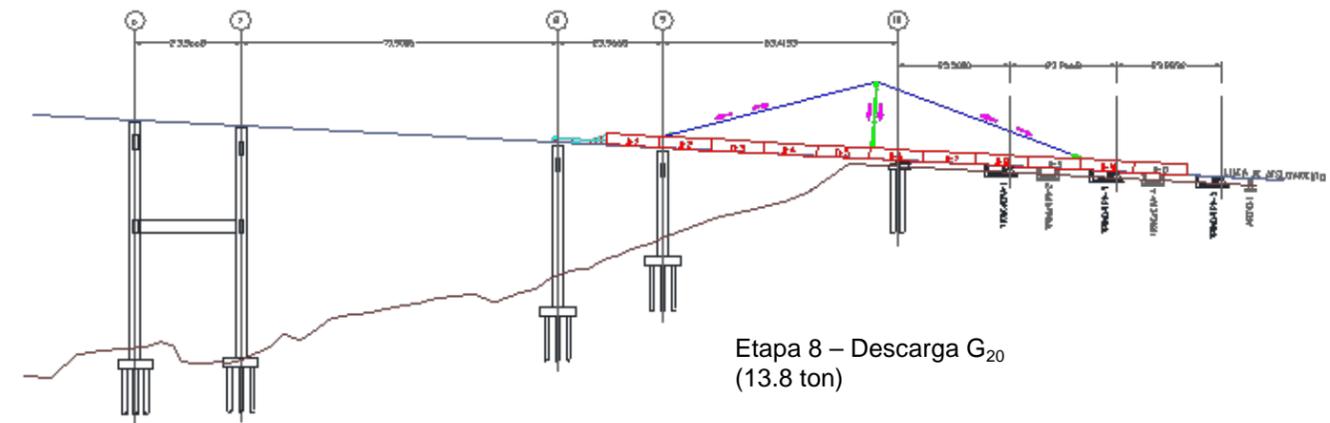
Etapa 7 – Ensamble (Dovela 11)



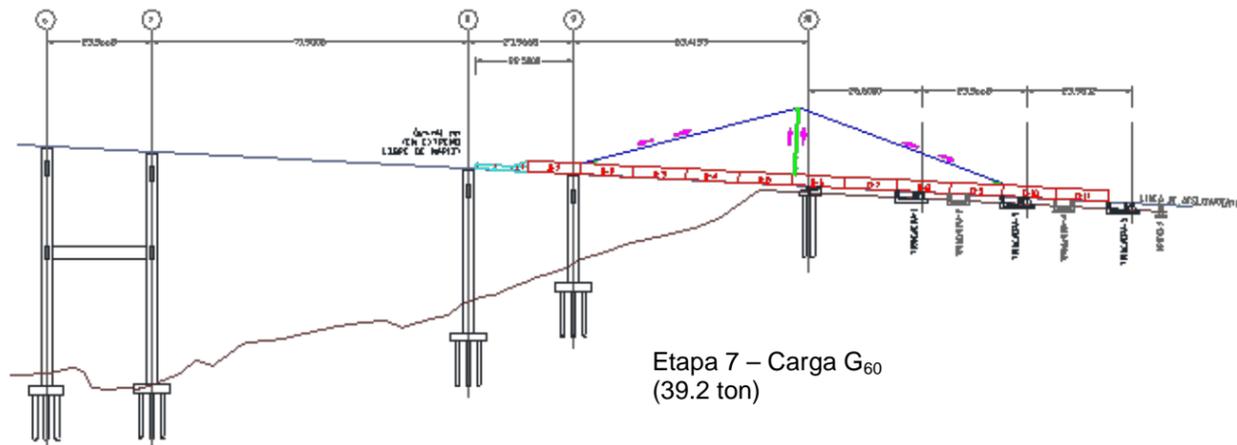
Etapa 8 – Tiro (2.47 m – Arribo apoyo 8)



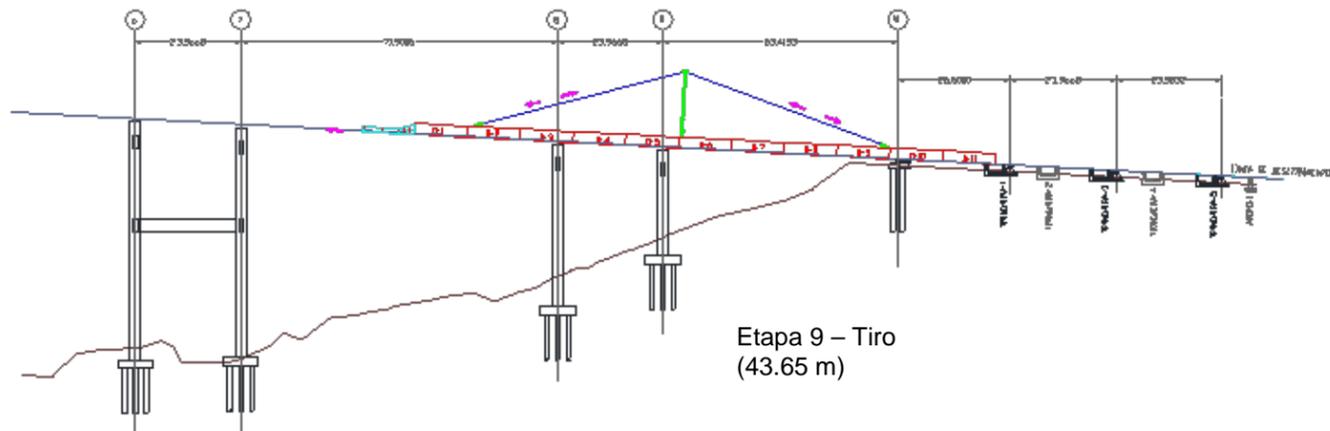
Etapa 7 – Tiro (13.88 m)



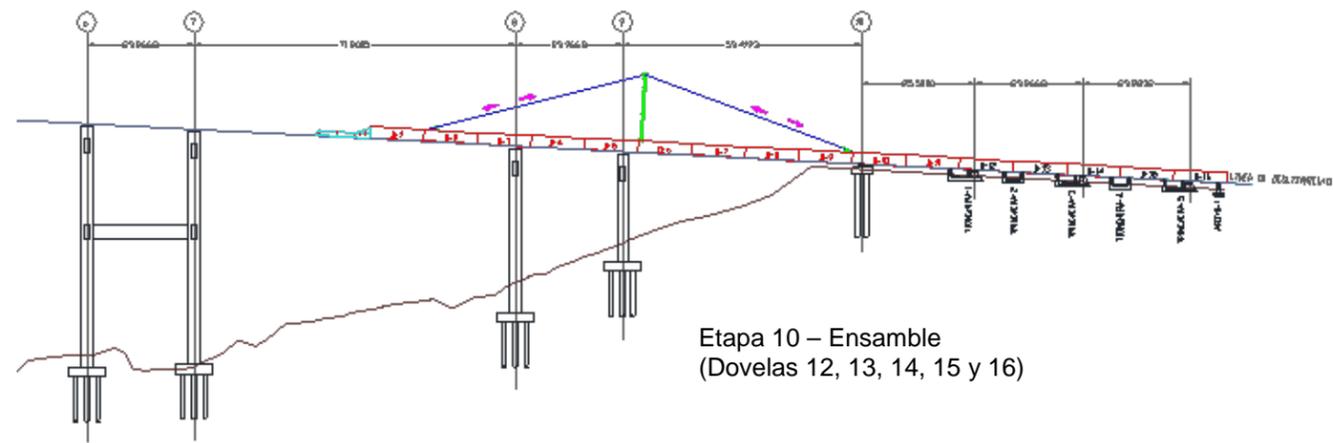
Etapa 8 – Descarga G<sub>20</sub> (13.8 ton)



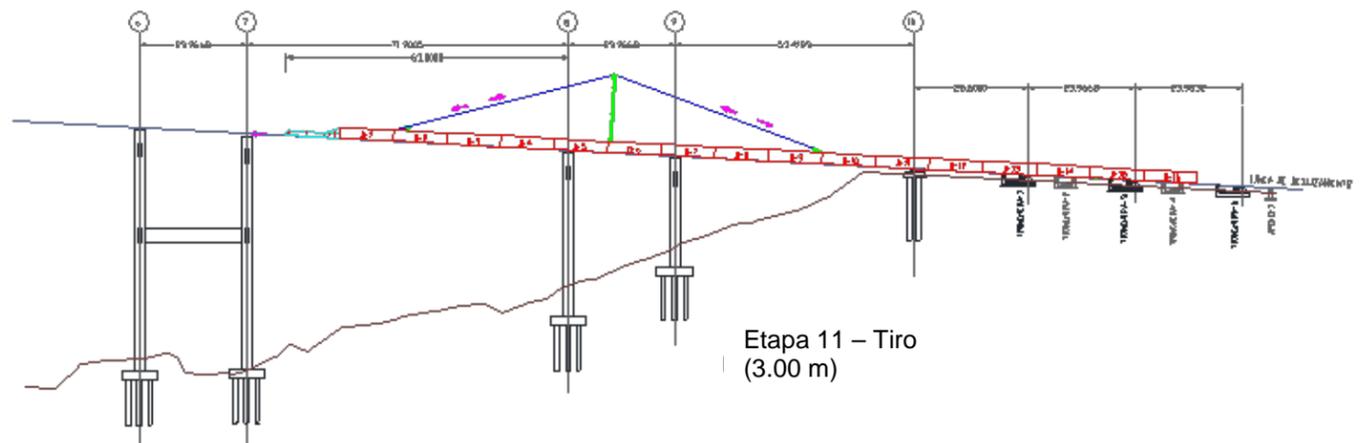
Etapa 7 – Carga G<sub>60</sub> (39.2 ton)



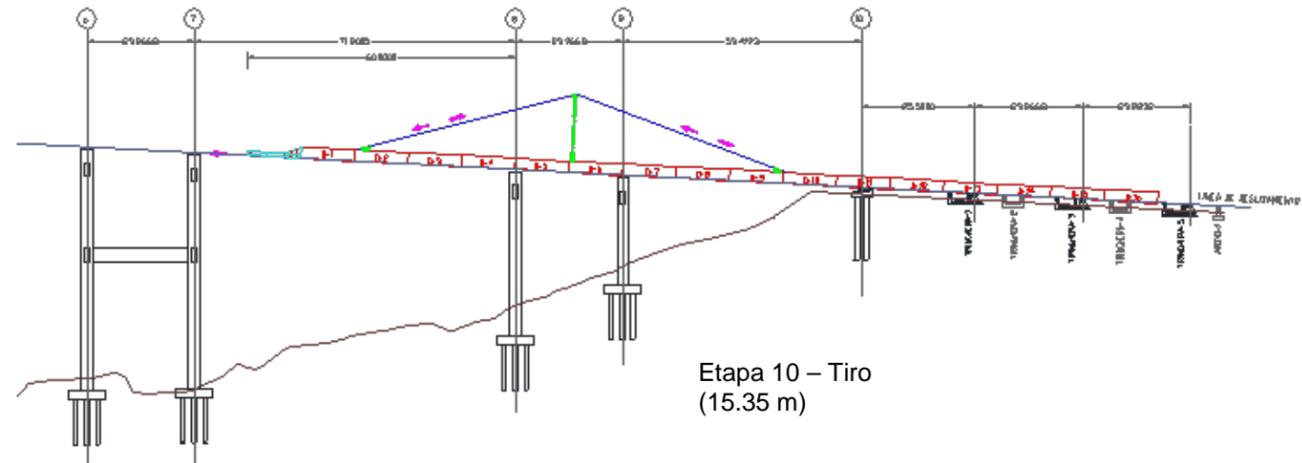
Etapa 9 – Tiro (43.65 m)



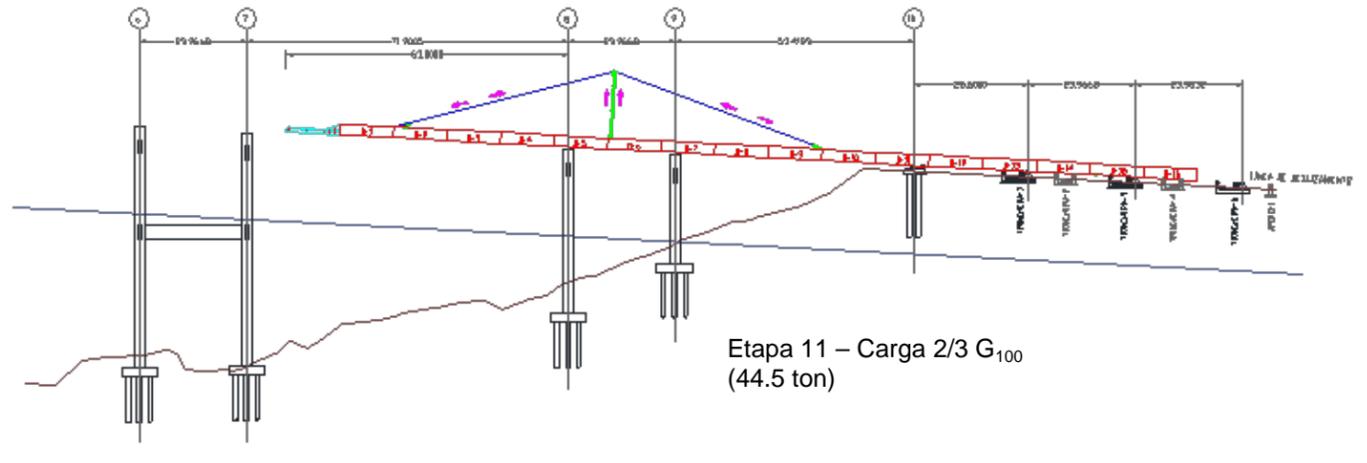
Etapa 10 – Ensamble  
(Dovelas 12, 13, 14, 15 y 16)



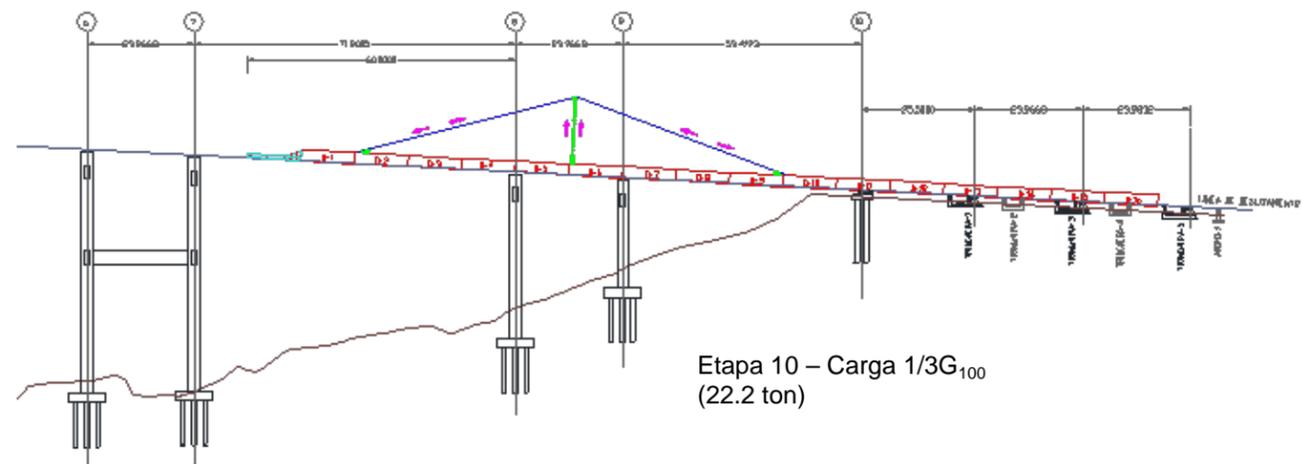
Etapa 11 – Tiro  
(3.00 m)



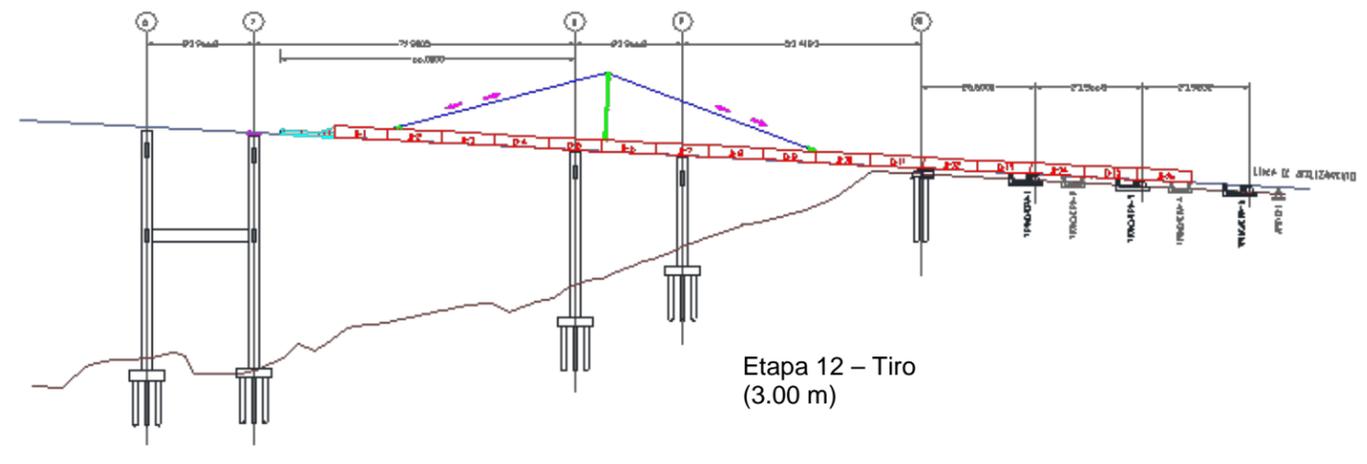
Etapa 10 – Tiro  
(15.35 m)



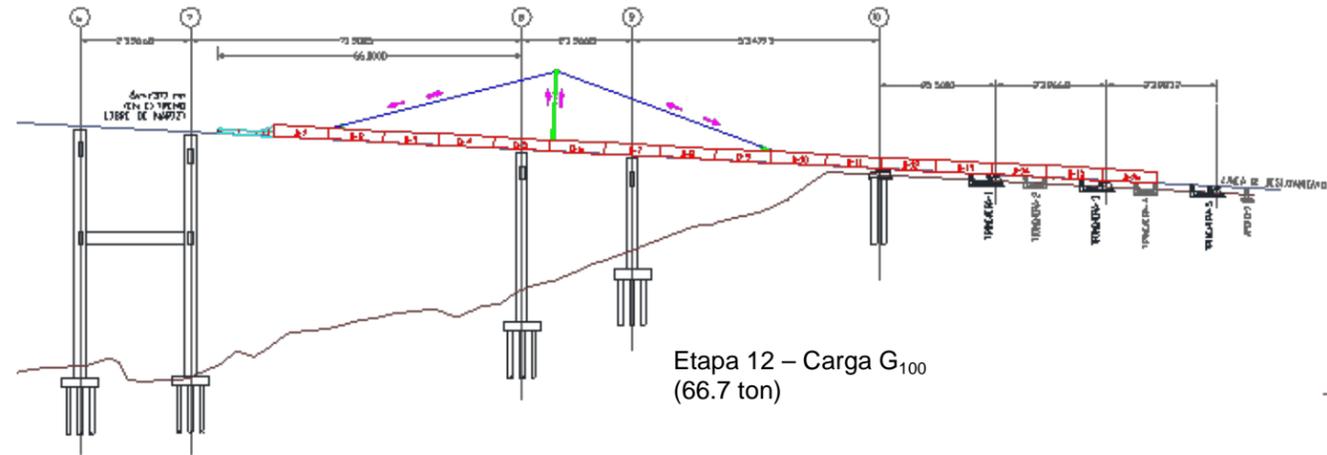
Etapa 11 – Carga 2/3 G<sub>100</sub>  
(44.5 ton)



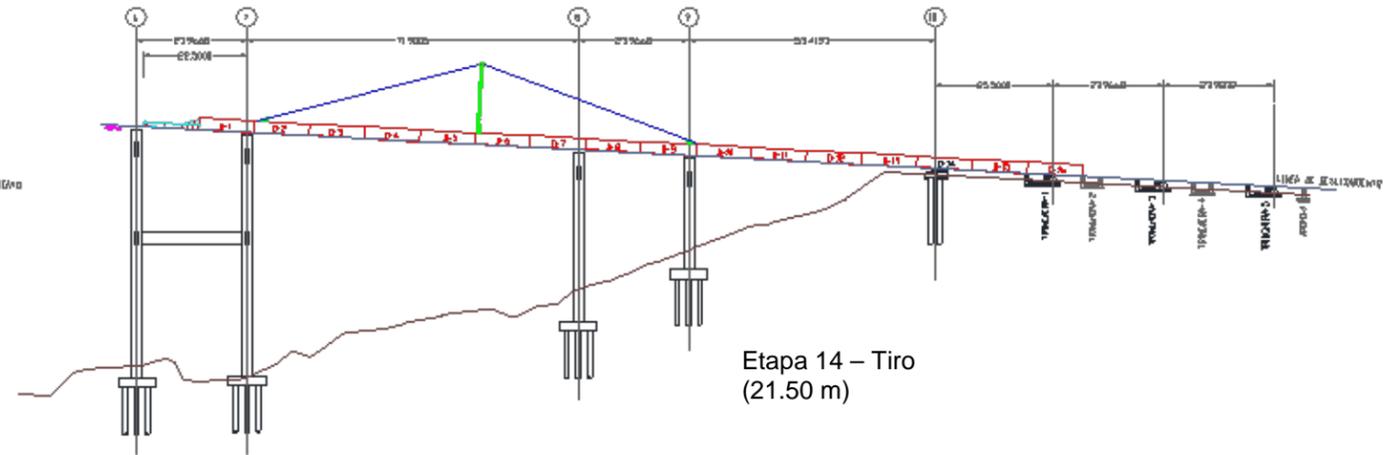
Etapa 10 – Carga 1/3 G<sub>100</sub>  
(22.2 ton)



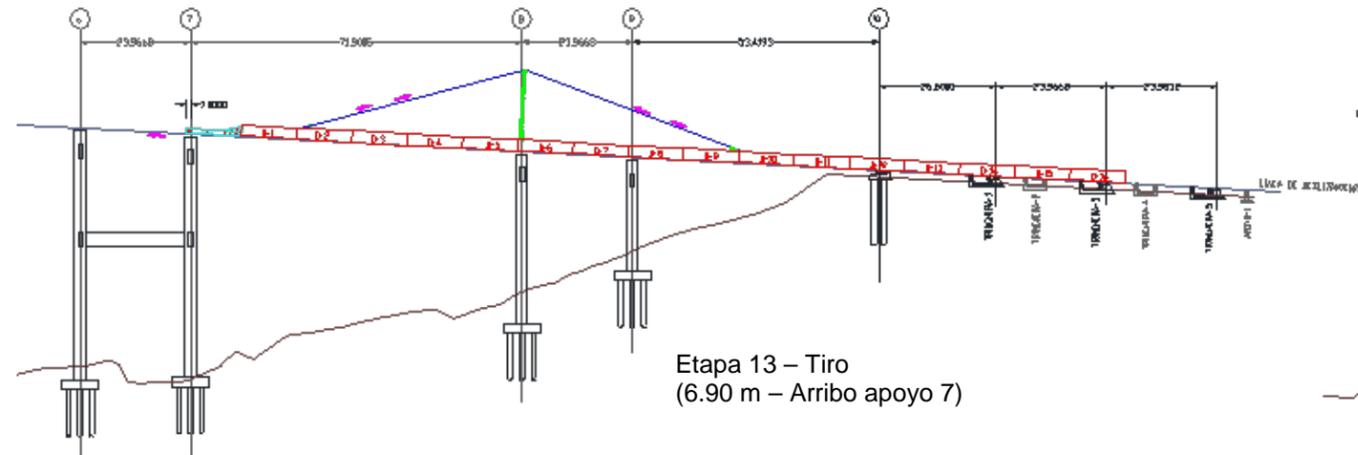
Etapa 12 – Tiro  
(3.00 m)



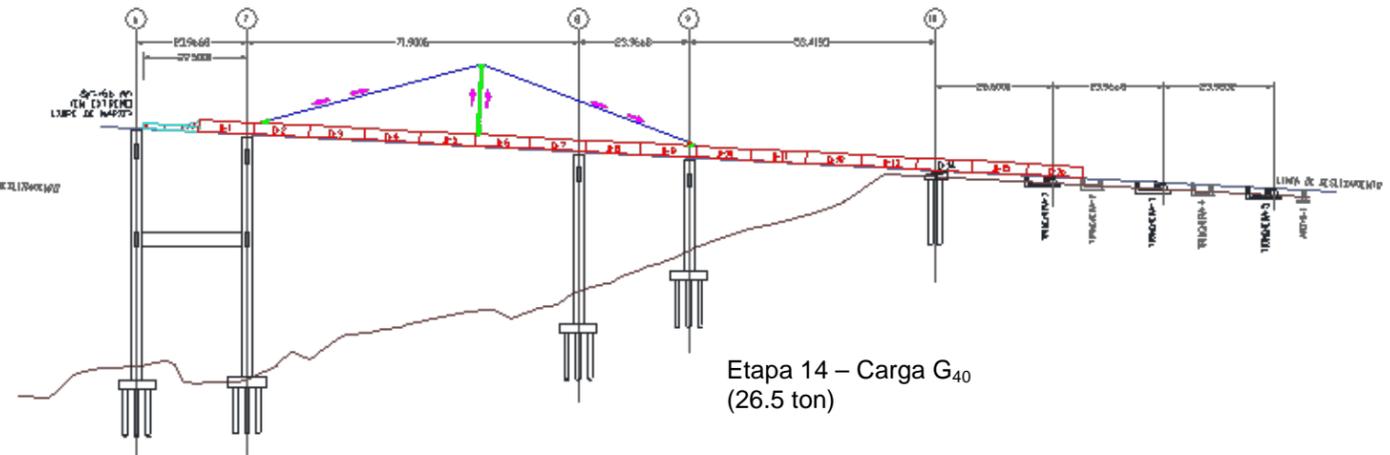
Etapa 12 – Carga  $G_{100}$   
(66.7 ton)



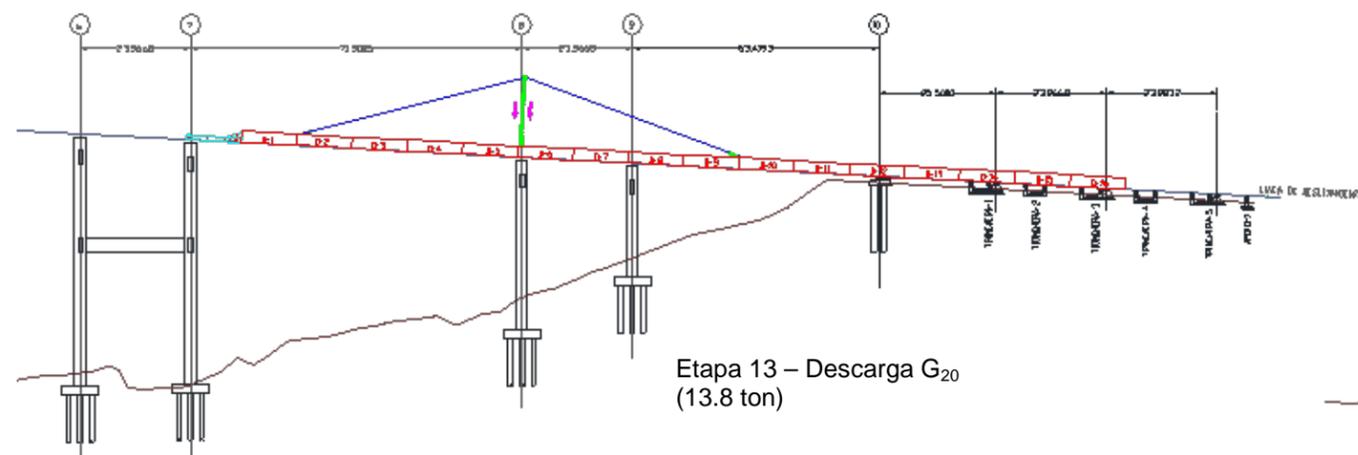
Etapa 14 – Tiro  
(21.50 m)



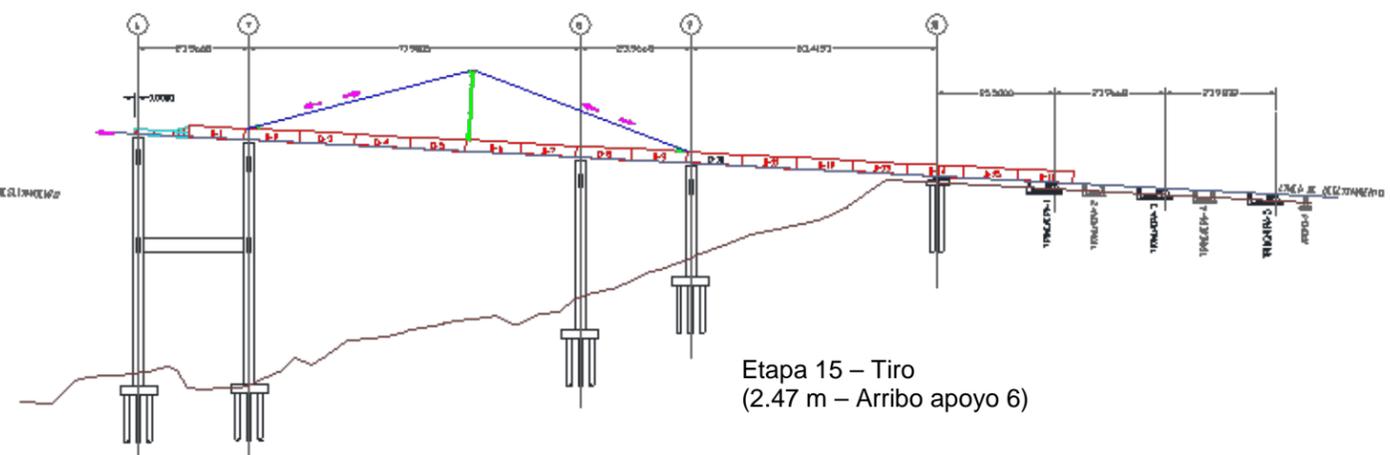
Etapa 13 – Tiro  
(6.90 m – Arribo apoyo 7)



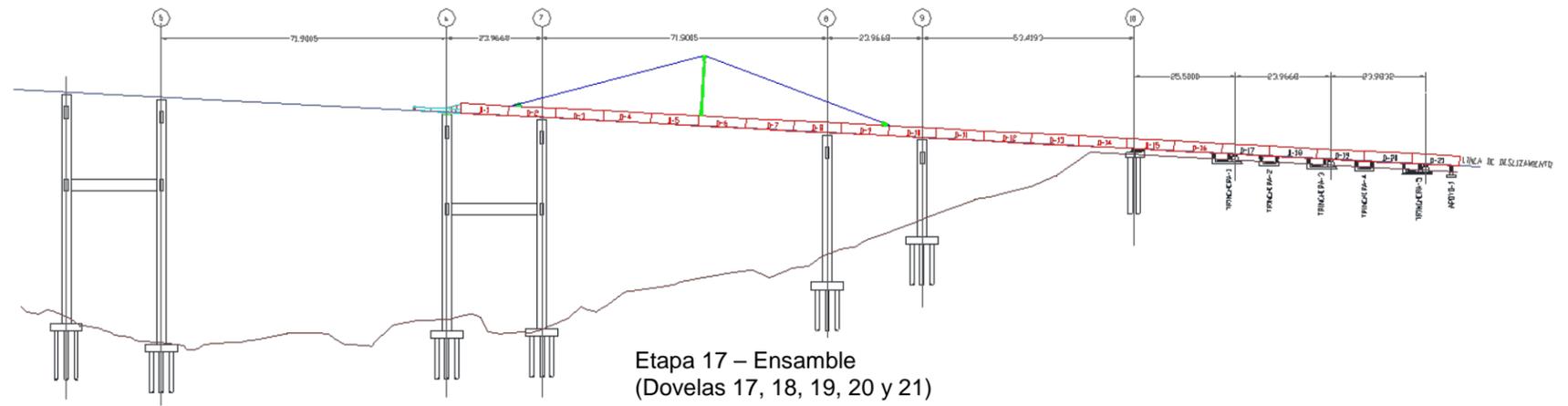
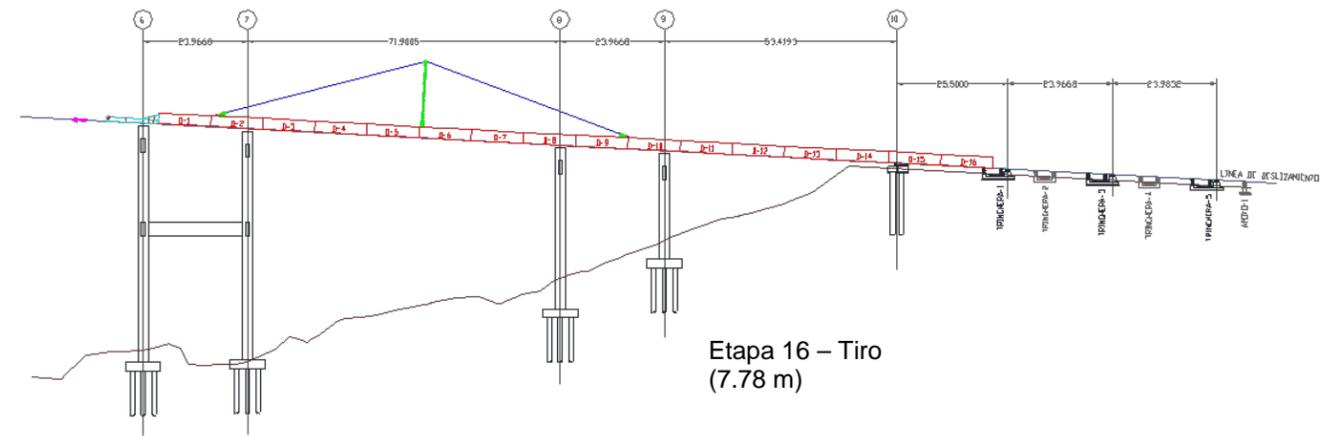
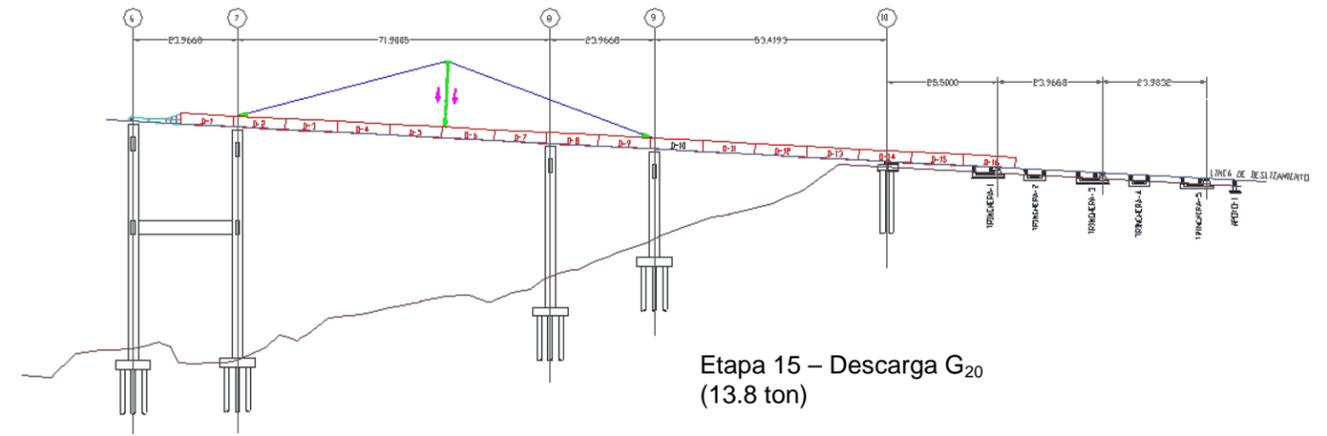
Etapa 14 – Carga  $G_{40}$   
(26.5 ton)



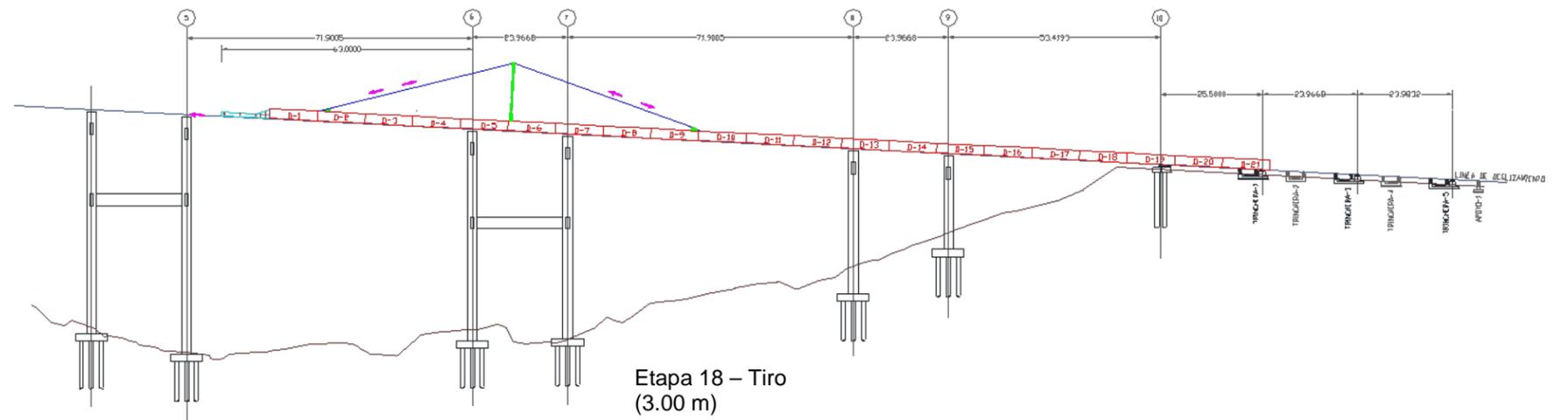
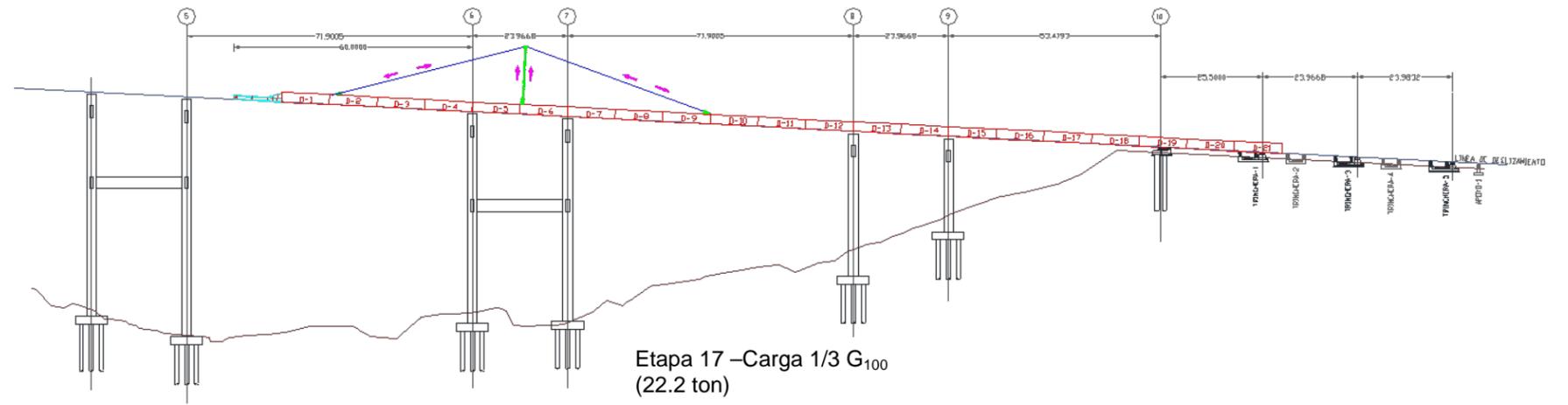
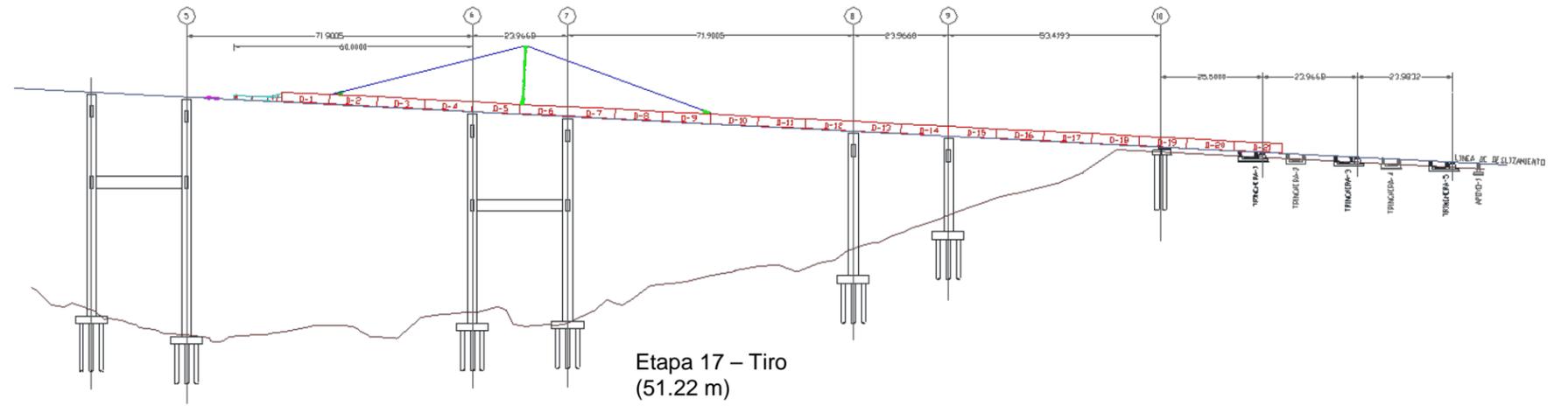
Etapa 13 – Descarga  $G_{20}$   
(13.8 ton)



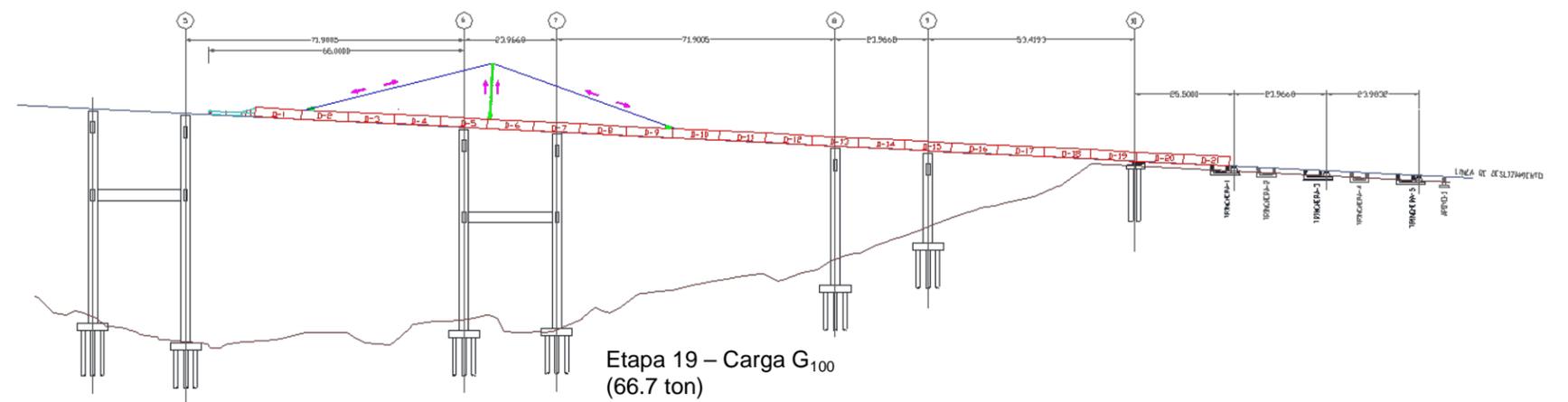
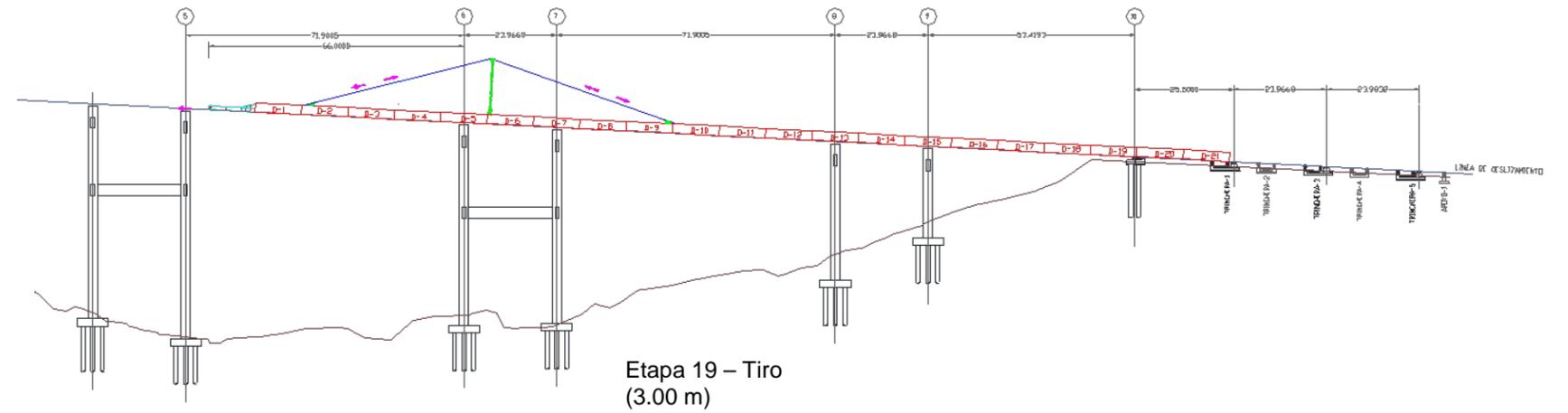
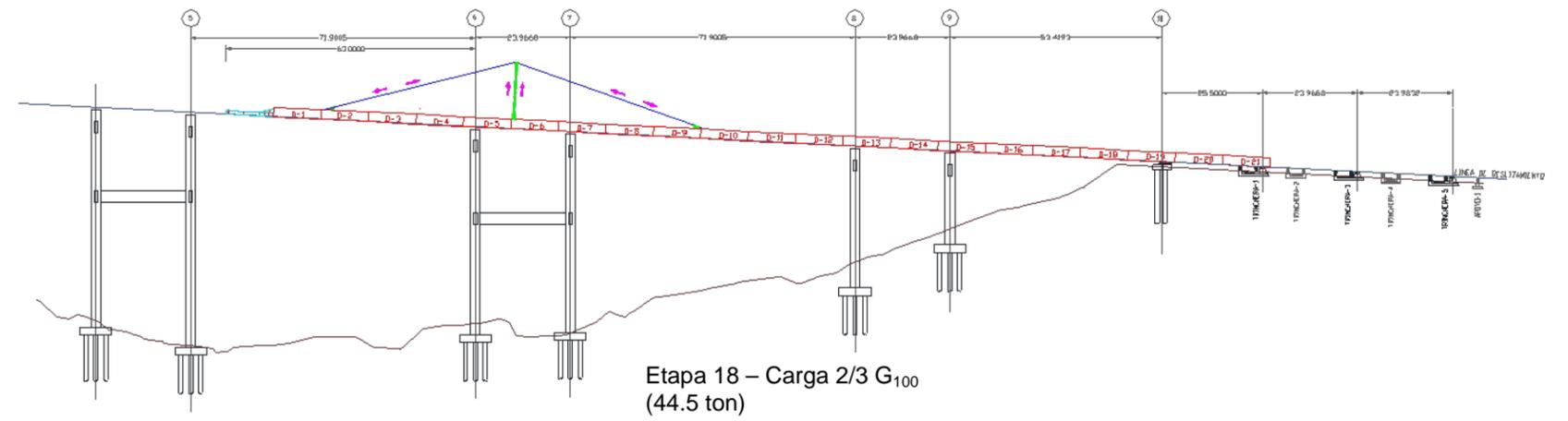
Etapa 15 – Tiro  
(2.47 m – Arribo apoyo 6)



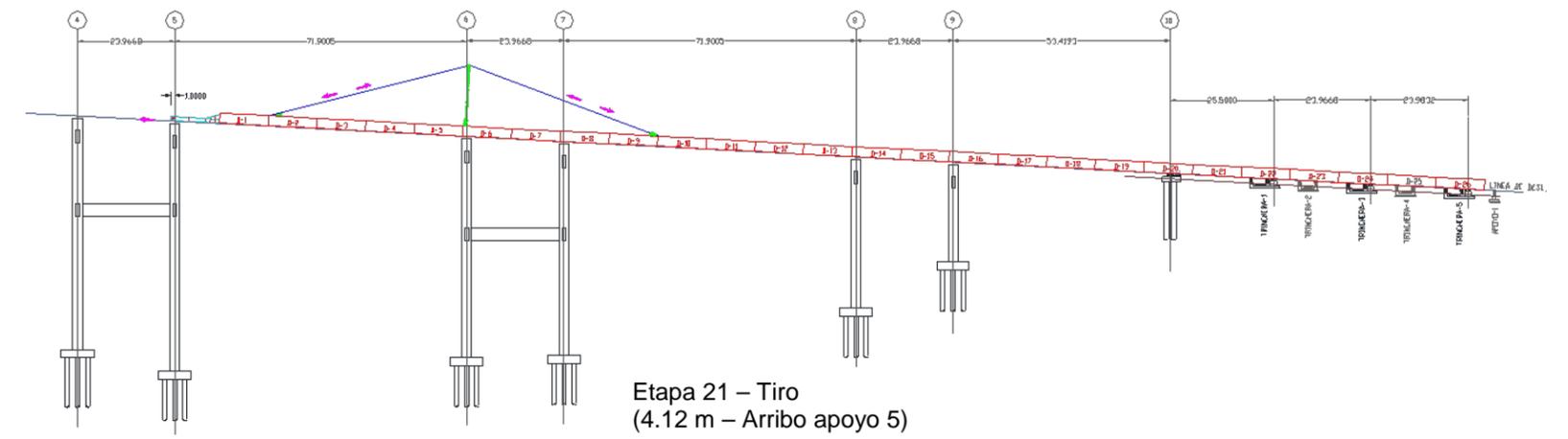
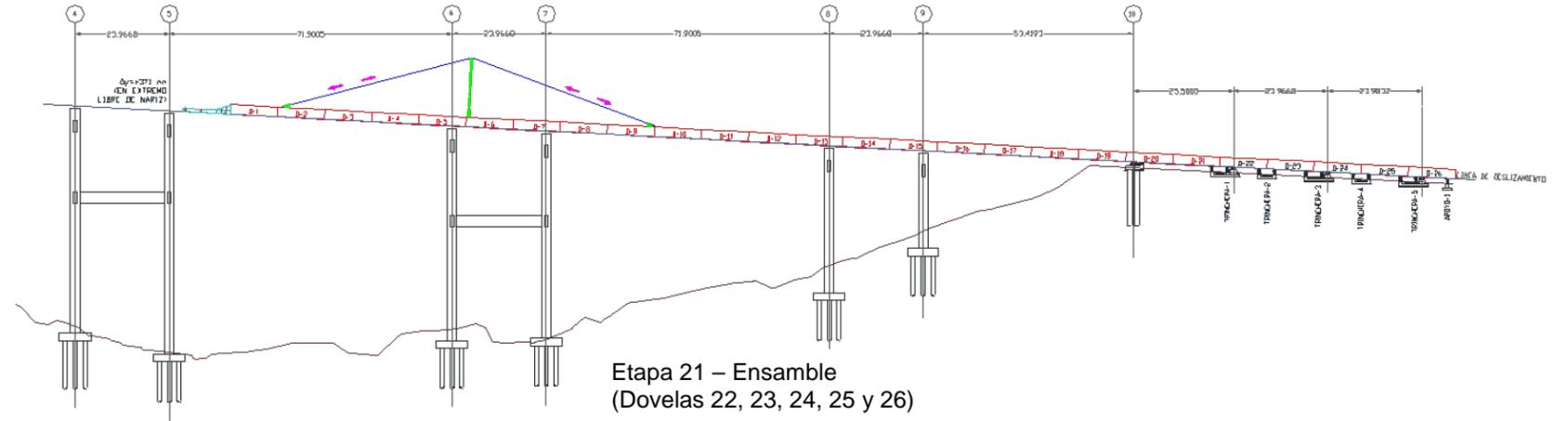
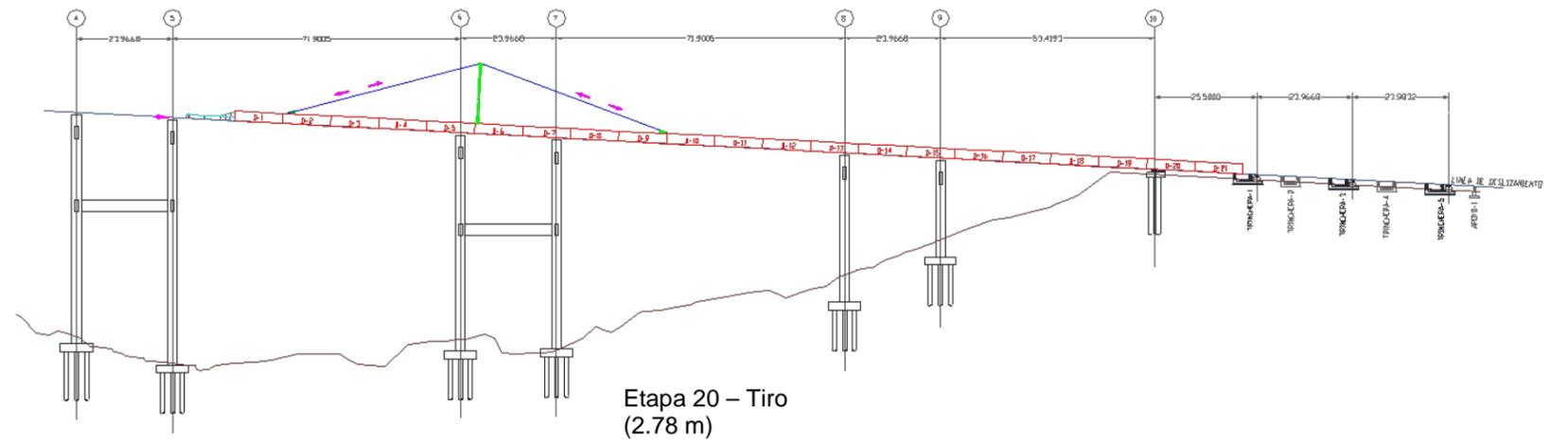
Etapas 15 a 17.



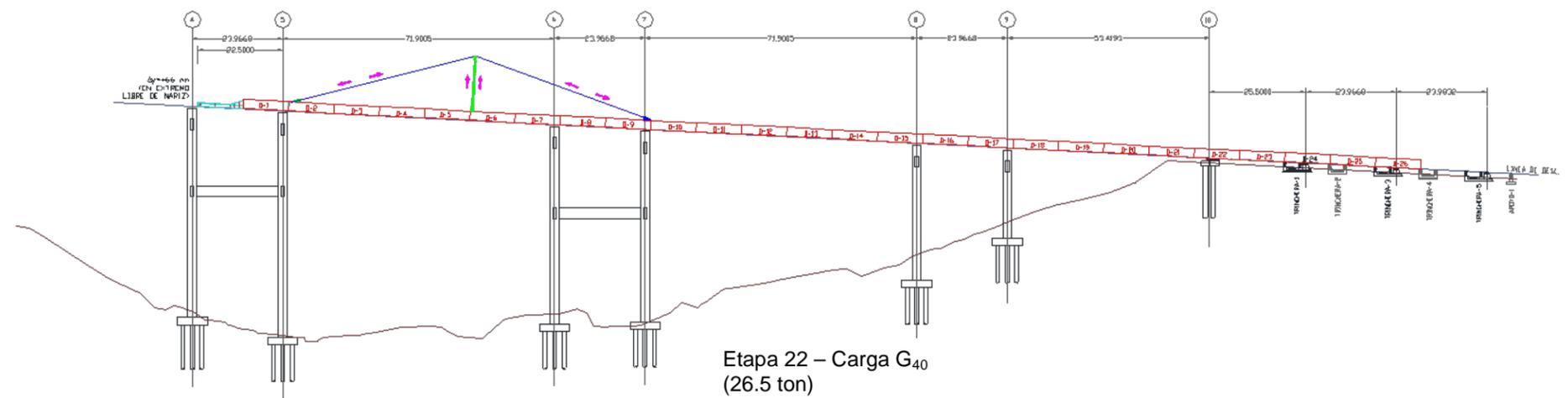
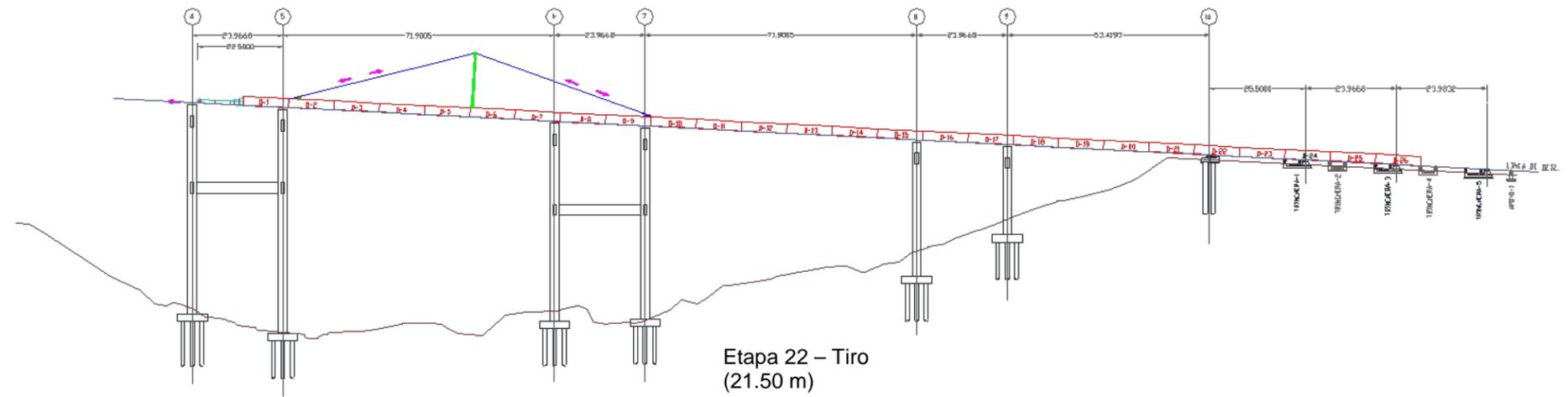
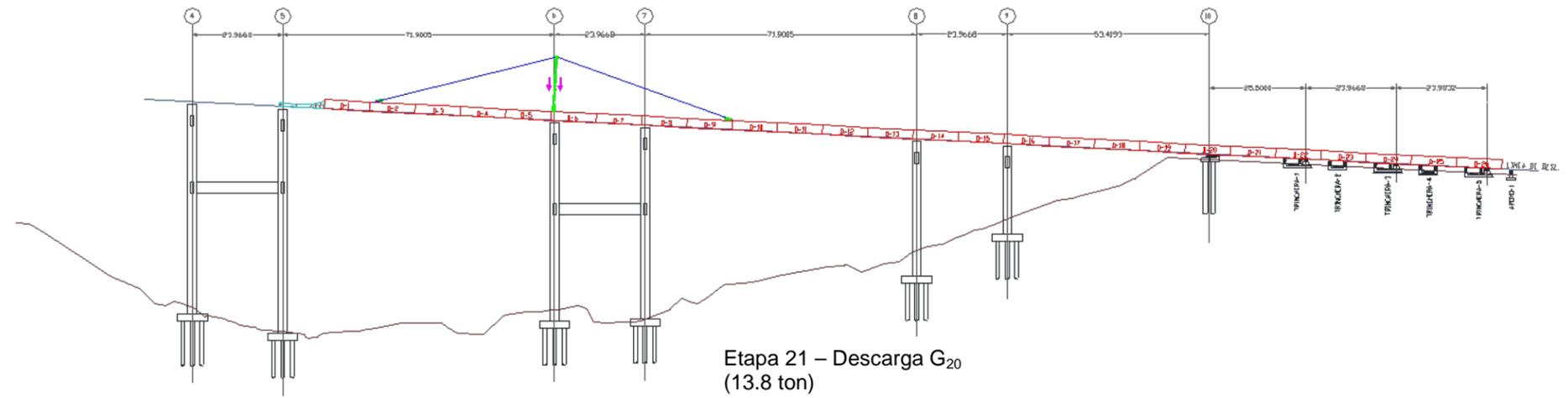
Etapas 17 a 18.



Etapas 18 a 19.

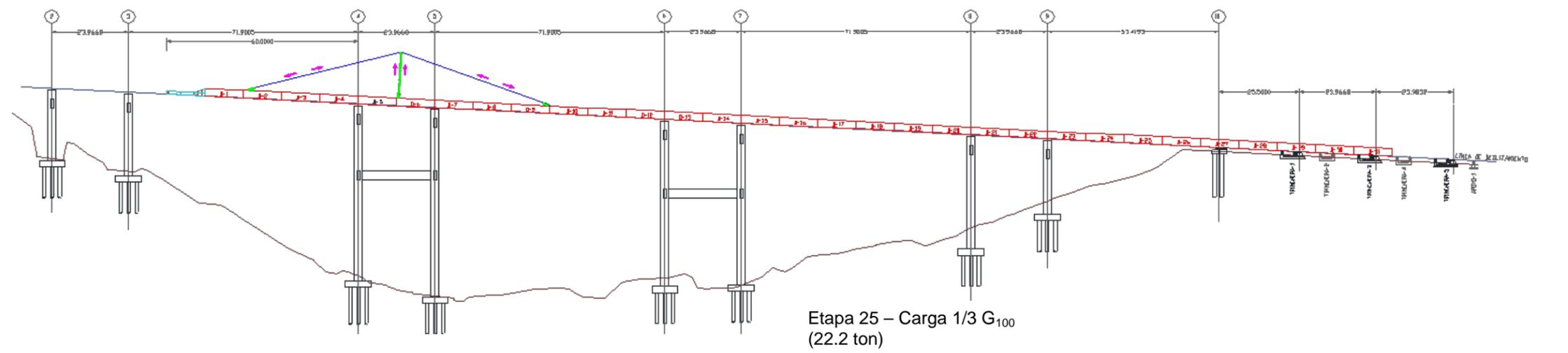
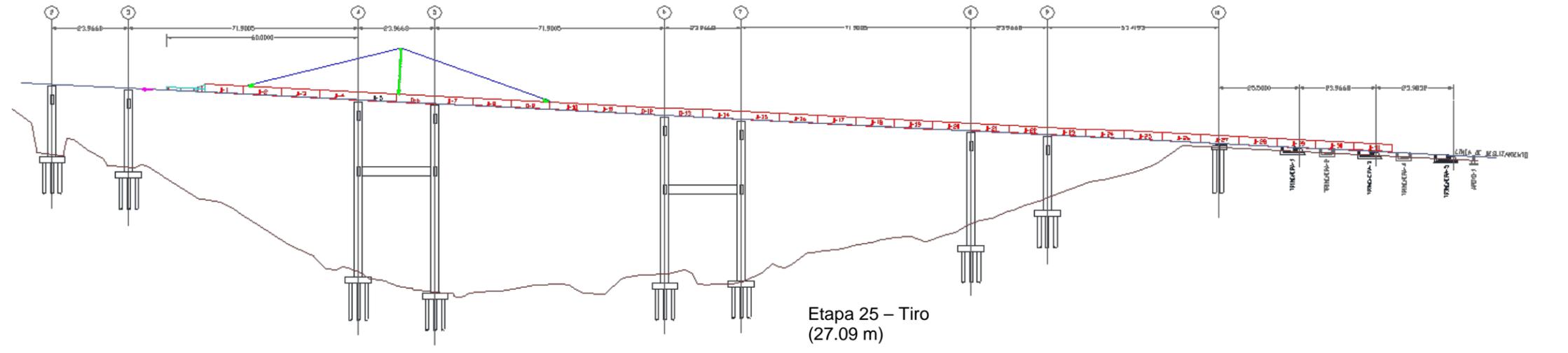
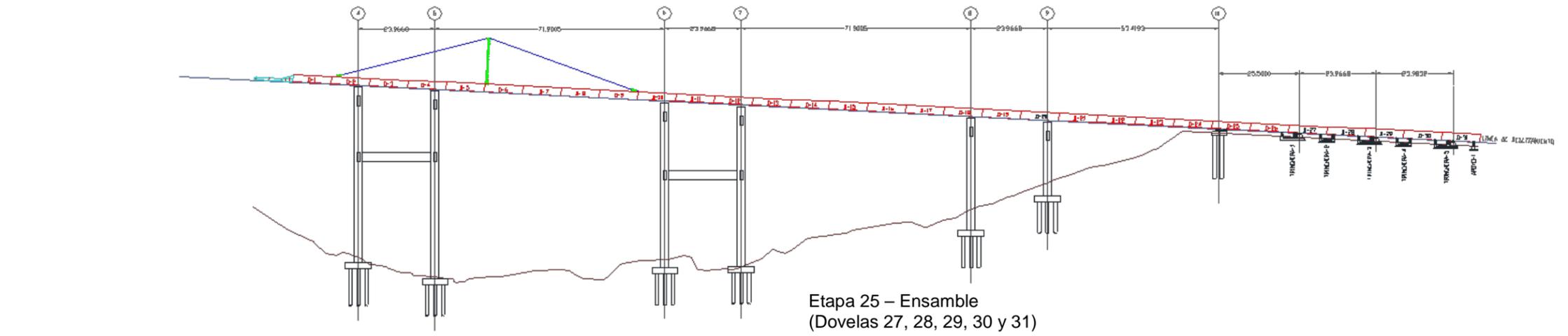


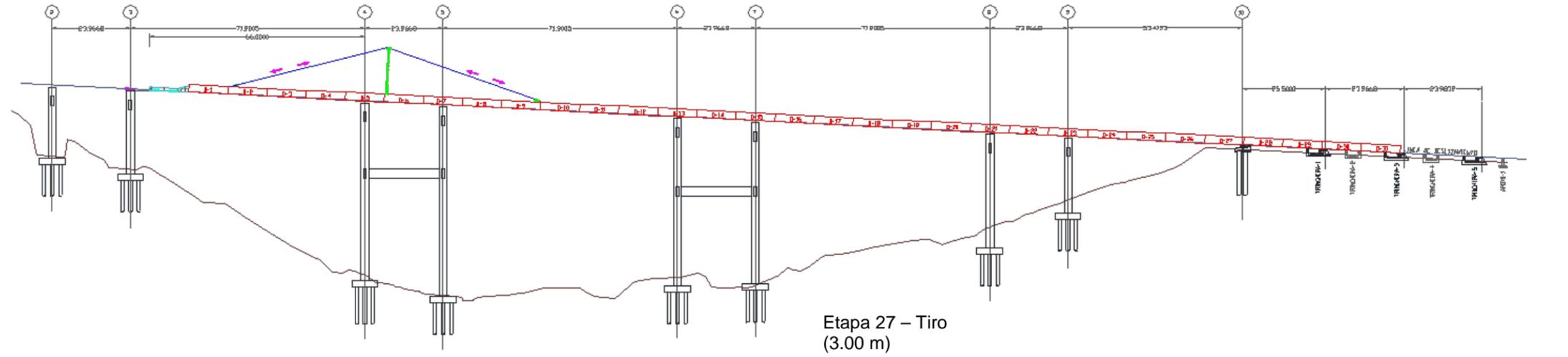
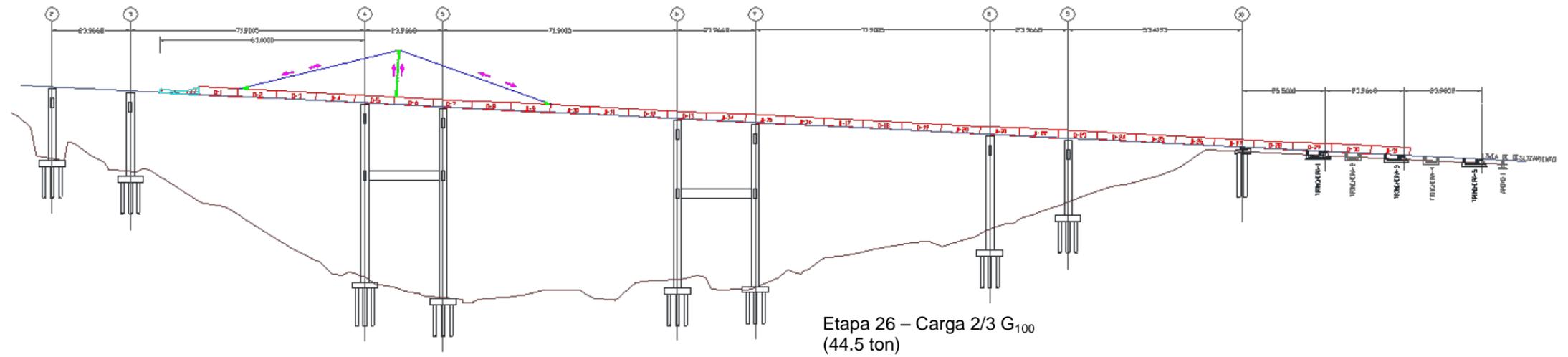
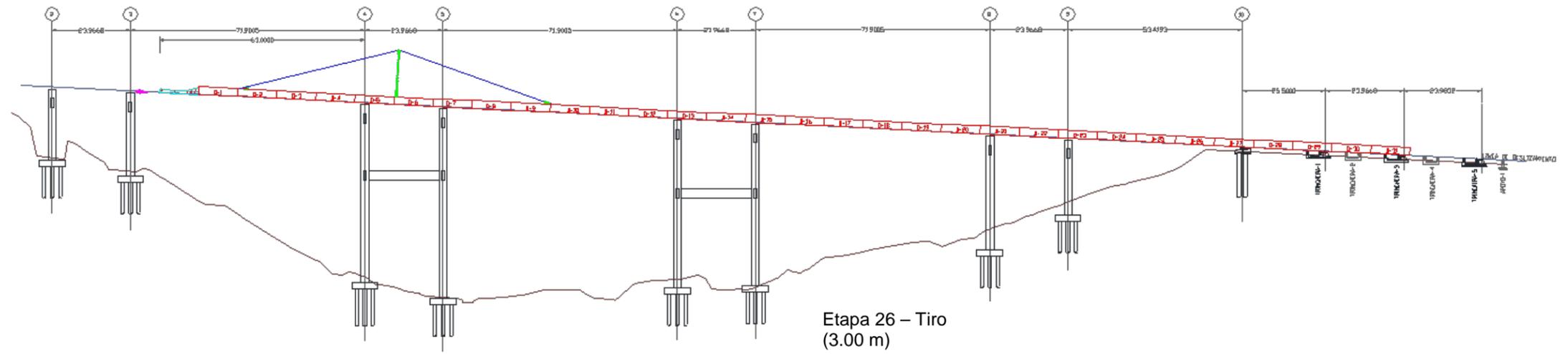
Etapas 20 a 21.



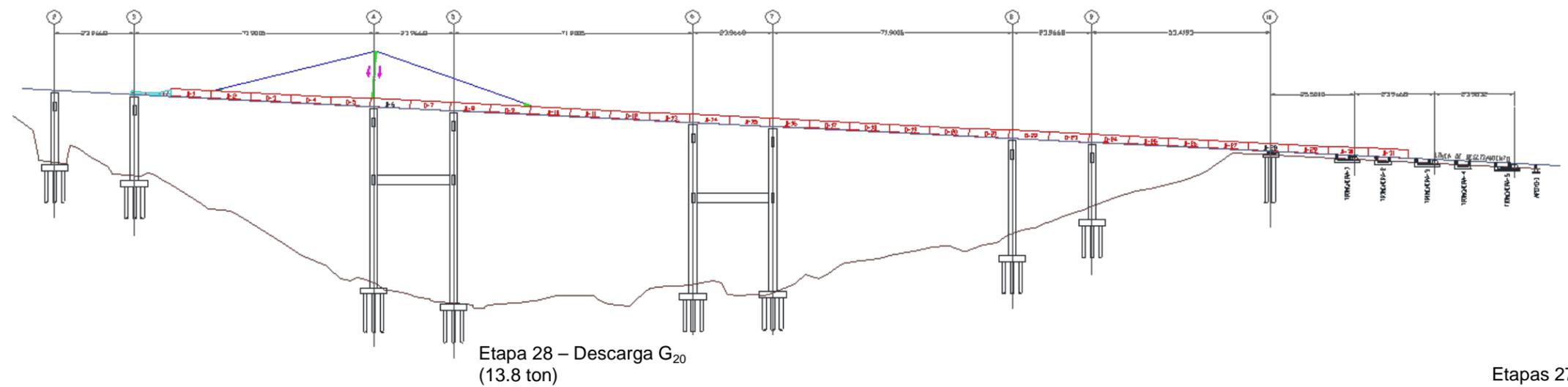
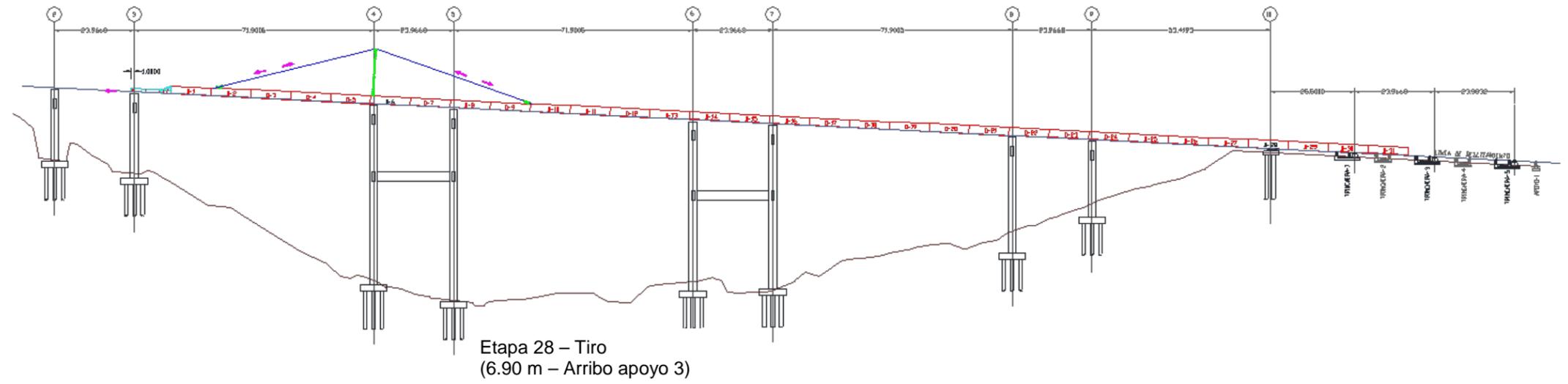
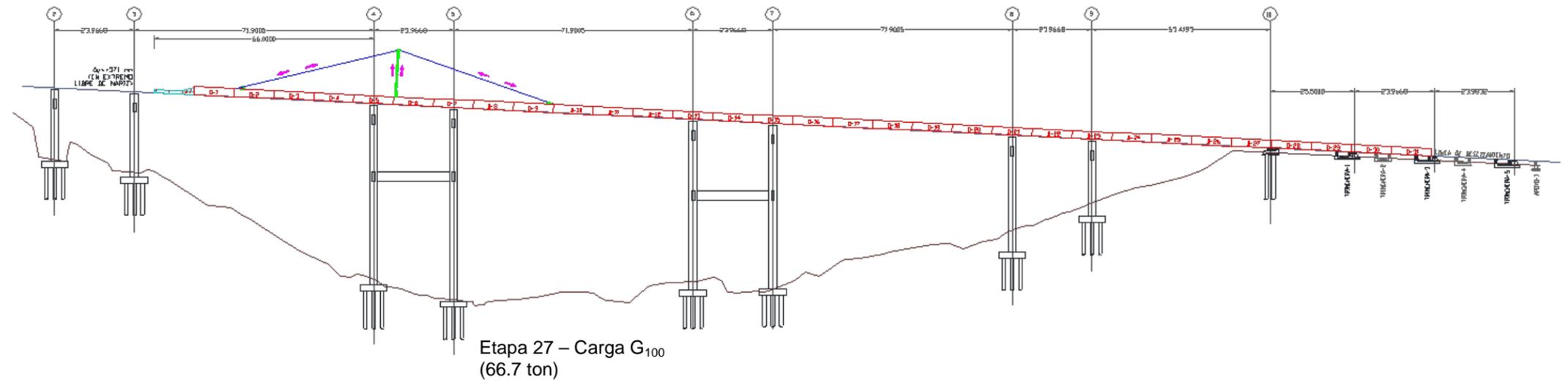
Etapas 21 a 22.



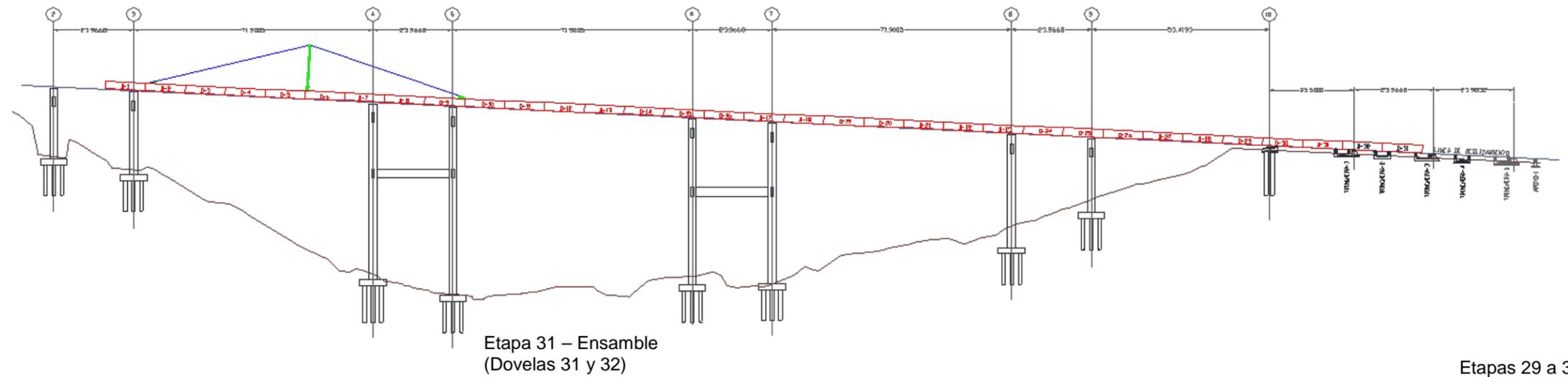
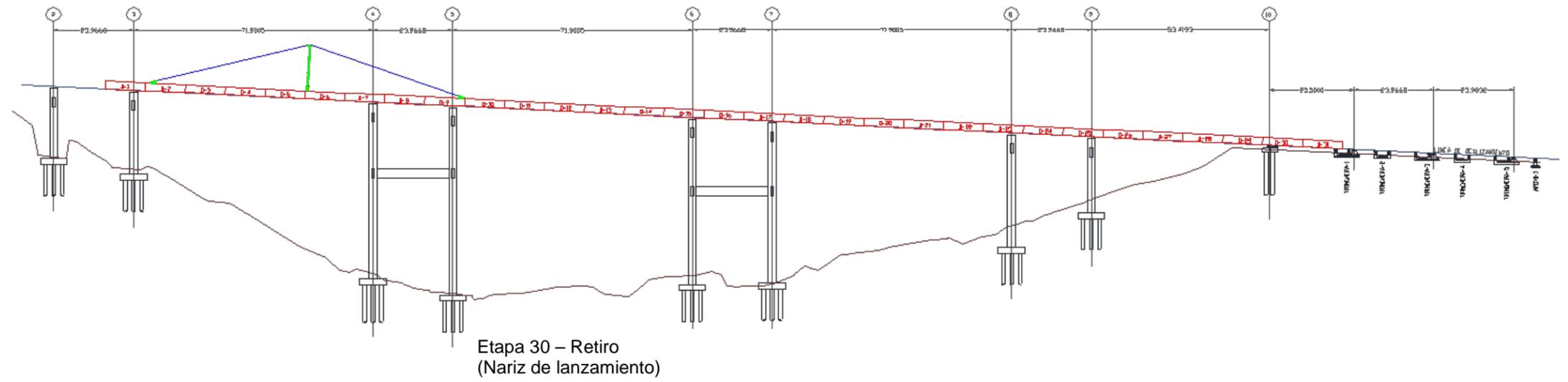
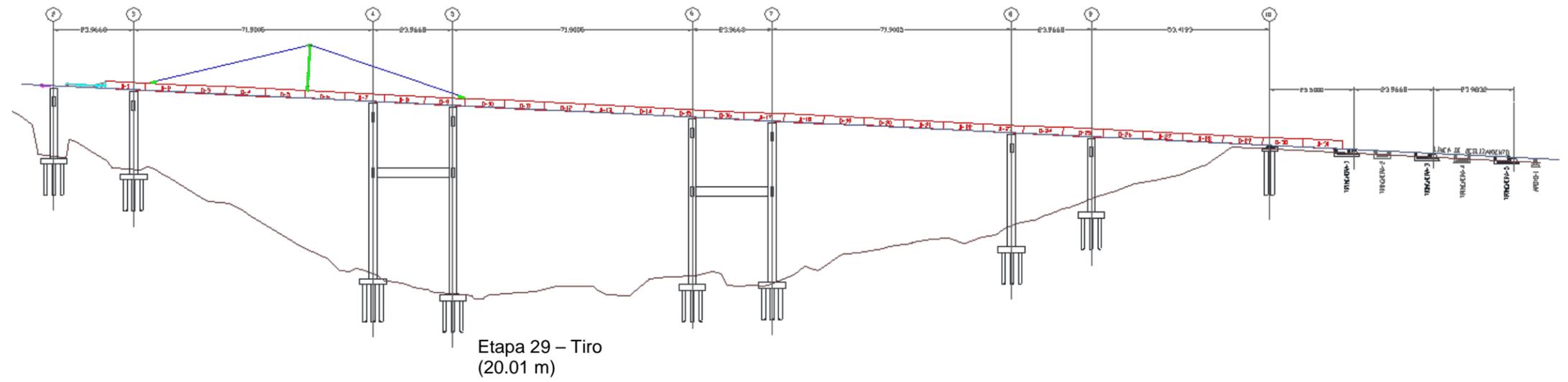




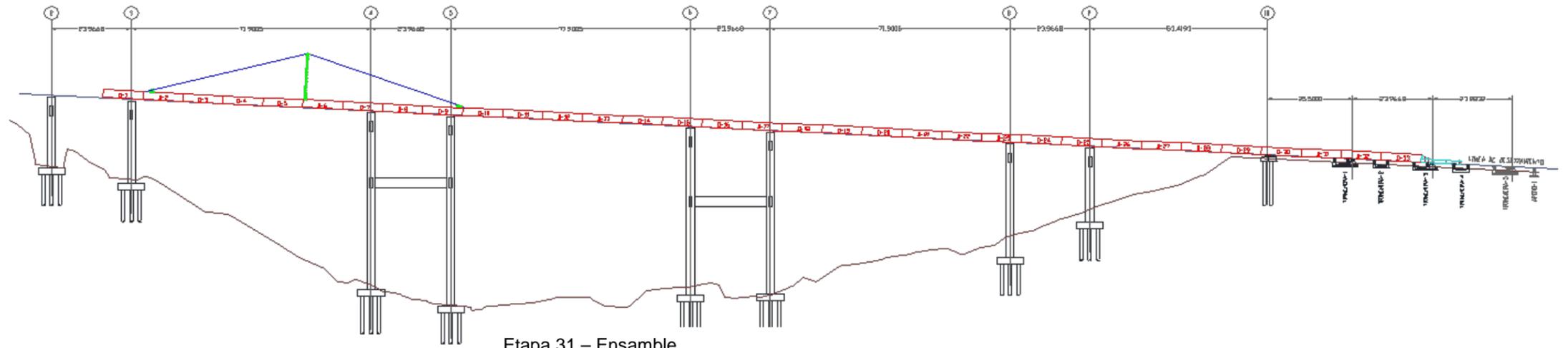
Etapas 26 a 27.



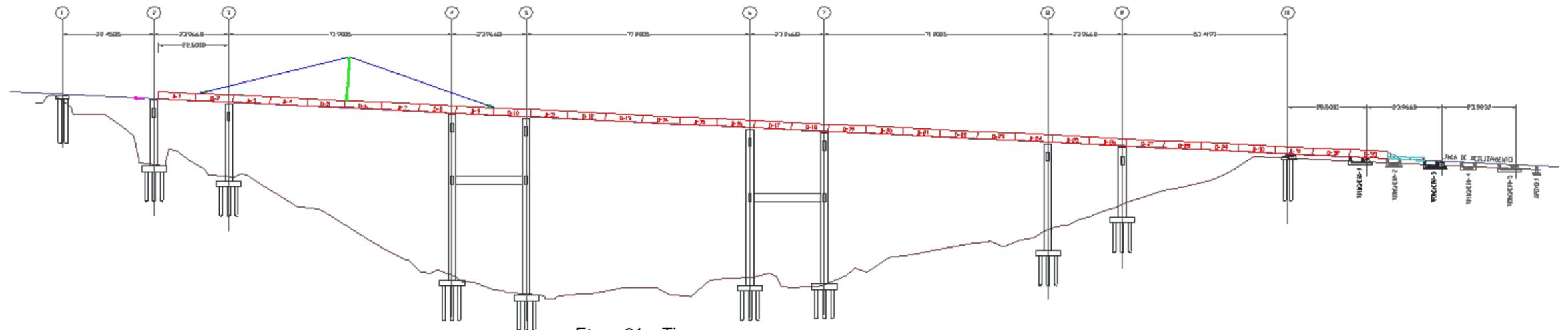
Etapas 27 a 28.



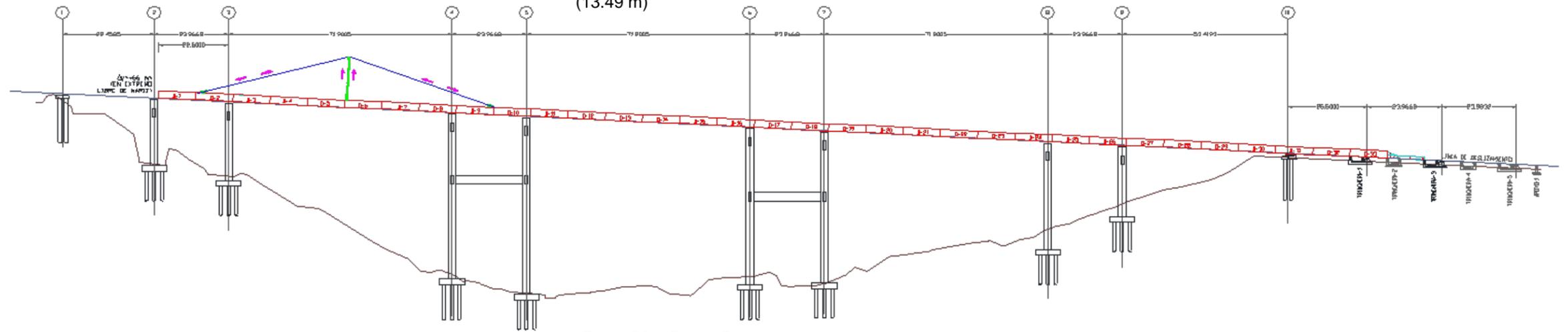
Etapas 29 a 31.



Etapa 31 – Ensamble  
(Nariz de lanzamiento inversa)

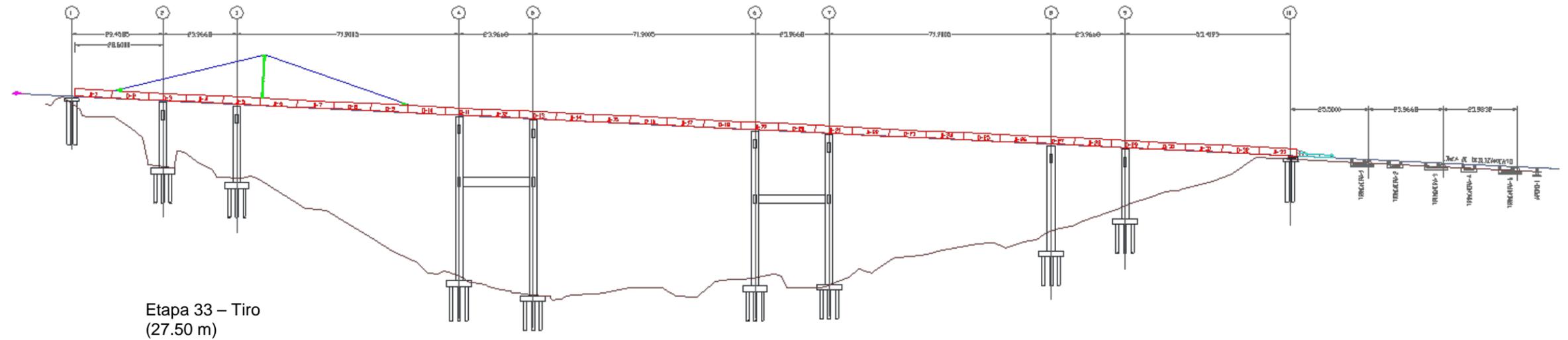
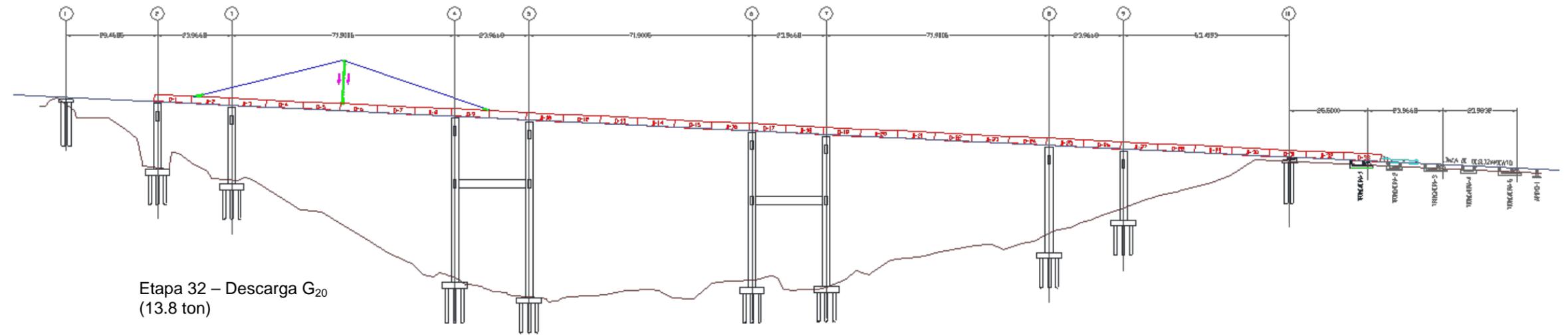
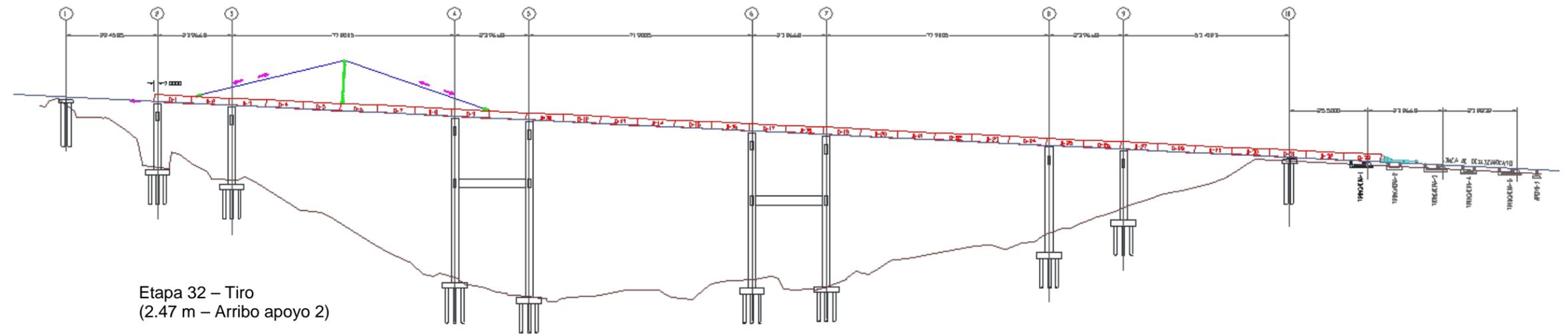


Etapa 31 – Tiro  
(13.49 m)

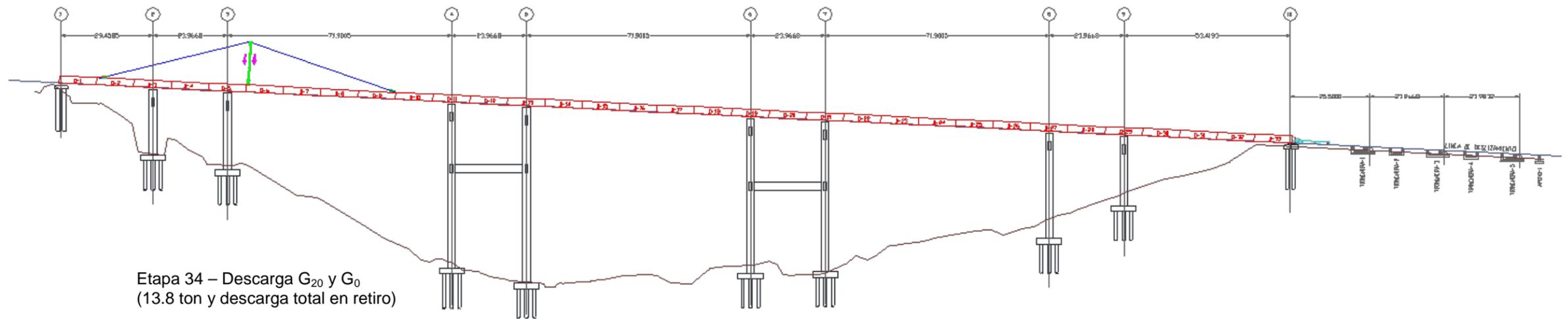
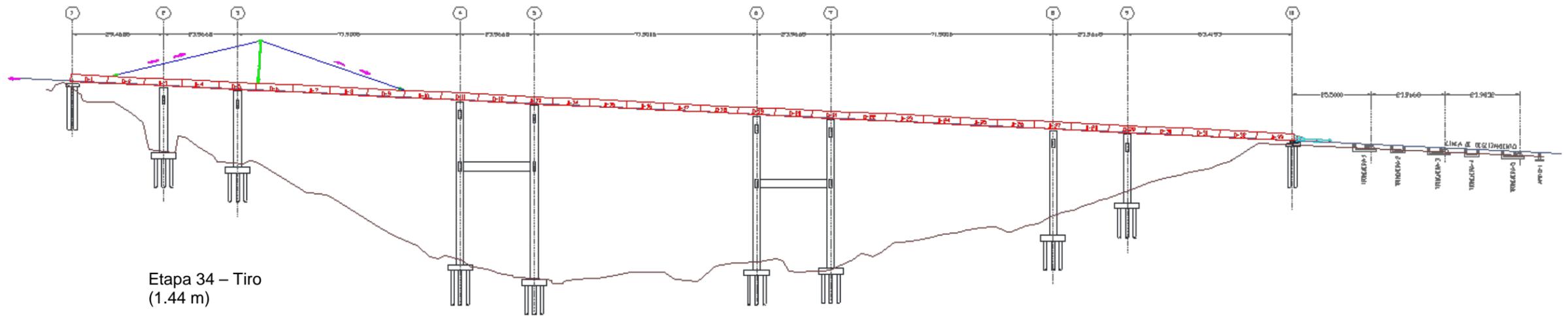
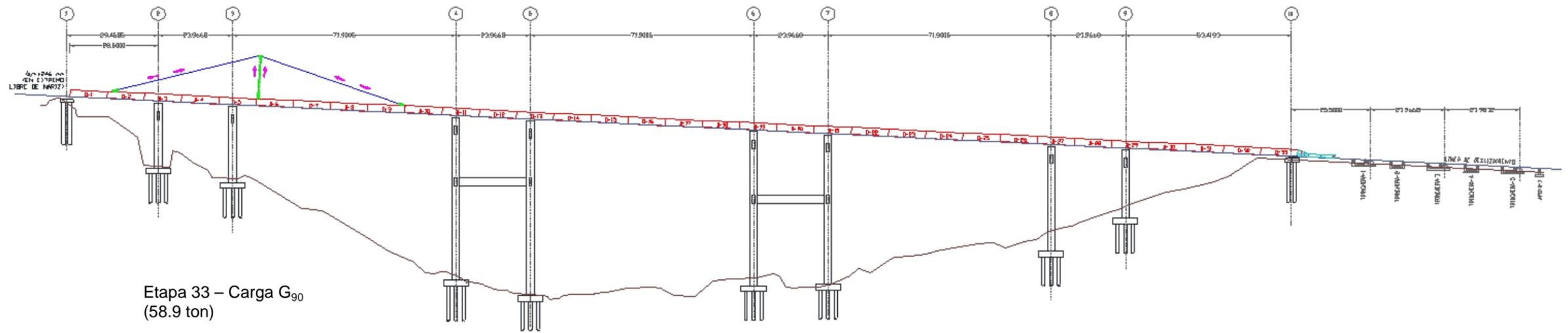


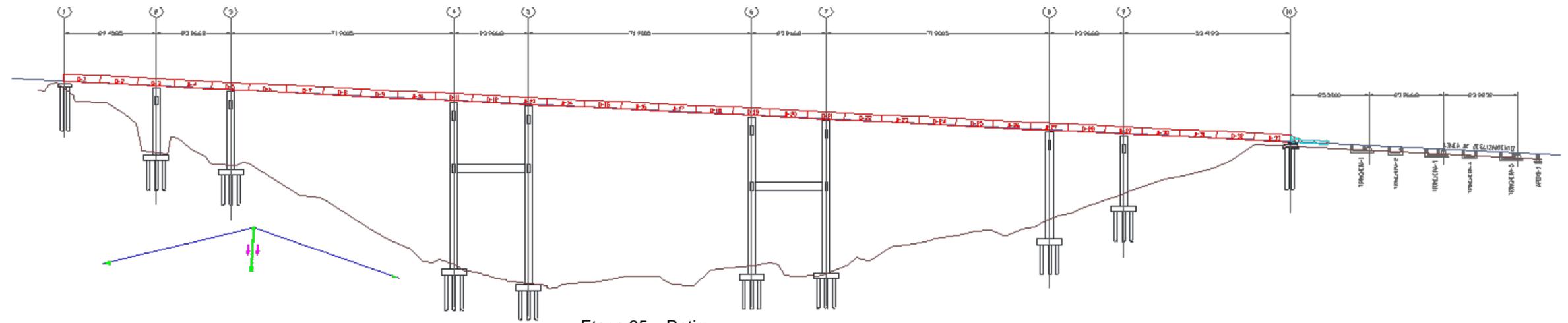
Etapa 28 – Carga G<sub>60</sub>  
(39.2 ton)

Etapa 31.

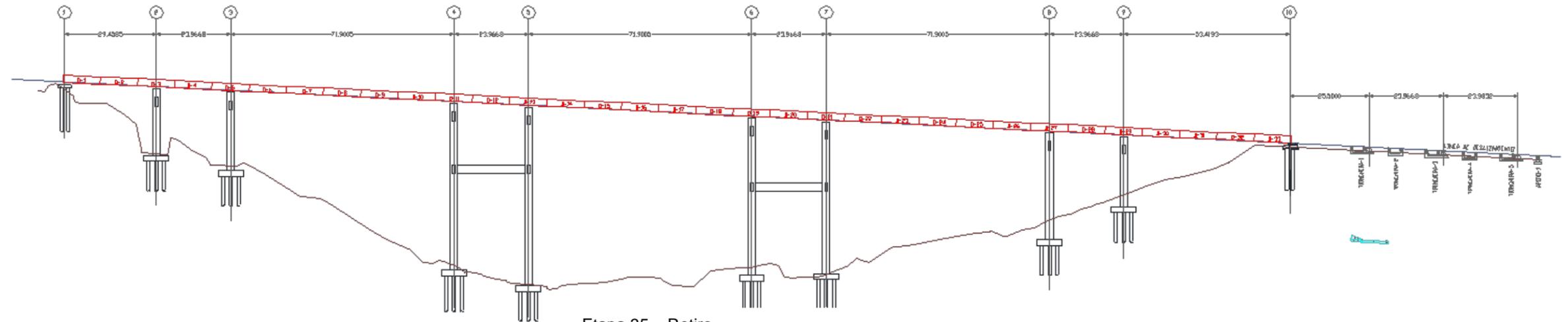


Etapas 32 a 33.

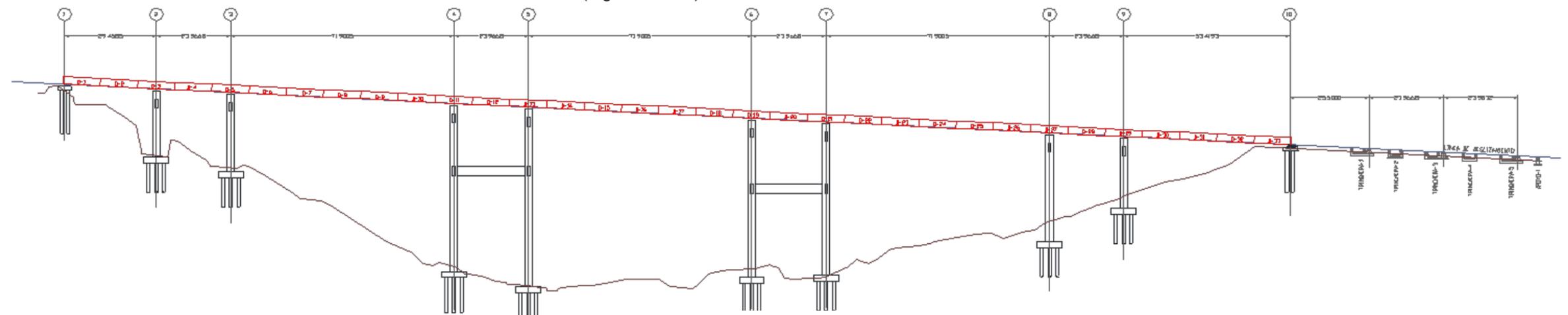




Etapa 35 – Retiro  
(Sistema de atirantamiento)



Etapa 35 – Retiro  
(Vigas traseras)



Termino del proceso de lanzamiento de viga de puente

Etapa 35 – Posición final.

## BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO/AWS D1.5M/1.5 "Bridge Welding Code". 6th Edition 2010.
- AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration "S 10.1 Steel Bridge Erection Guide Specification". 2007.
- AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration "G 13.1 Guidelines for Steel Girder Bridge Analysis". 1st. Edition 2011.
- ALTOS HORNOS DE MEXICO. "Manual de Diseño para la Construcción con Acero". 2013.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications Customary U.S. Units 2012, publication code LRFDUS-6.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC. "Steel Construction Manual" 13<sup>th</sup>. Edition 2005.
- COPRI/CAABSA. "Cálculos Estructurales de Empujado Puente Cañada de los Helechos". MEXPRESA, 2003.
- COPRI/CAABSA. "Memoria de Calculo Estructural Puente Cañada de los Helechos". JESA Ingeniería, 2003.
- COPRI/CAABSA. "Proyecto de Empujado Puente Cañada de los Helechos". MEXPRESA, 2003.
- COPRI/CAABSA. "Proyecto Estructural Puente Cañada de los Helechos". JESA Ingeniería, 2003.
- DAVID K. ADAMS, S.E. "The Structural Engineer's Professional Training Manual". McGraw-Hill Companies, Inc. 2008.
- DEMETRIOS E. TONIAS, P.E. JIM J. ZHAO, P.E. "Bridge Engineering Design, Rehabilitation and Maintenance of Modern Highway Bridges". McGraw-Hill Companies, Inc. Unite States of America 2007.
- FREYSSINET. "The benefits of the incremental launching". Freyssinet Magazine No. 215, September/December 2002.
- MARCO ROSIGNOLI. "Bridge Launching". Thomas Telford Publishing. First published 2002. London.
- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, A.C. "Manual de Construcción Geotécnica". Tomo I, México 2002.
- SUKHEN CHTTERJEE. "The Design of Modern Steel Bridges". Blackwell Publishing, Second Edition 2003.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 1. "Steel Bridge Design Handbook: Bridge Steels and Their Mechanical Properties". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 2. "Steel Bridge Design Handbook: Steel Bridge Fabrication". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 4. "Steel Bridge Design Handbook: Structural Behavior of Steel". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 5. "Steel Bridge Design Handbook: Selecting the Right Bridge Type". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 6. "Steel Bridge Design Handbook: Stringer Bridges: Making the Right Choices". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 8. "Steel Bridge Design Handbook: Structural Analysis". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 11. "Steel Bridge Design Handbook: Design for Constructibility". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 13. "Steel Bridge Design Handbook: Bracing System Design". November 2012.

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 16. "Steel Bridge Design Handbook: Structure Design". November 2012.

U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. Publication No. FHWA-IF-12-052-Vol. 17. "Steel Bridge Design Handbook: Bridge Deck Design". November 2012.

ZELLNER W. and SVENSSON H. "Incremental Launching of Structures". ASCE Journal of Bridge Engineering, Volume 109, Issue 2. February 1983.

