



Universidad Nacional del Comahue
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil

PROYECTO INTEGRADOR PROFESIONAL

DISEÑO, CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE LOS PUENTES DE LA OBRA DE TOMA DEL APROVECHAMIENTO HIDROELÉCTRICO LAÚCA - ANGOLA

Autor: Emilio Alejandro Aguilera

Director: Ing. Sergio Alfredo Paganini

Codirector: Ing. Leonardo Andrés Zovich

Neuquén, Agosto 2017

RESUMEN

En el presente trabajo se realiza el diseño, cálculo y posterior verificación de la superestructura de los puentes de acceso y entre unidades de la obra de toma del Aprovechamiento hidroeléctrico Laúca en Angola.

Dichas estructuras se sitúan en la margen derecha del Río Kwanza, más precisamente en el km 307,5, 47 km aguas abajo del AH Capanda. El puente de acceso a las unidades de obra de toma tiene una longitud de 30 m y los que dan vinculación a dichas unidades poseen 19 m de longitud. Los elementos estructurales principales constan de vigas metálicas tanto longitudinales como transversales, y de un tablero de hormigón armado vinculados.

Dada la forma de ejecución de las estructuras en cuestión, se realiza el análisis en dos fases bien definidas. Una fase de construcción, en la cual la estructura metálica en soledad contribuye a la resistencia de una primera etapa de hormigonado, y una fase de operación, en la cual se produce un aporte conjunto a la resistencia, dado por la sección compuesta hormigón – acero.

Para el dimensionado de los elementos estructurales, inicialmente se realiza un análisis de las solicitaciones a las que se encuentra sometida cada estructura en cada una de sus fases. El resultado y la conclusión buscan la verificación de los estados límites últimos y secciones óptimas, obedeciendo los Criterios de Proyecto y Especificaciones Técnicas para obras civiles correspondientes al cuerpo del proyecto ejecutivo. Conjuntamente al cálculo y diseño de los elementos mencionados, se incorpora en este trabajo el diseño de las protecciones sísmicas en ambas direcciones y de los apoyos requeridos de neopreno.

Palabras Clave: Puente, Superestructura, Viga metálica, Sección compuesta, Estados límites últimos.

ABSTRACT

In this work the design, calculation and subsequent verification of the access and between units bridges' superstructure of the headwork of the Laúca Hydroelectric Development in Angola is carried out.

These structures are located on the right bank of the Kwanza River, more precisely at km 307,5, 47 km downstream of HD Capanda. The access to units' headwork bridge has a length of 30 m and those that link to these units are 19 m in length. The main structural elements consist of both longitudinal and transverse metal beams and a reinforced concrete deck.

As required by the execution way of these structures, the analysis is performed in two well-defined stages. A construction stage in which the alone metal structure contributes to the strength due to a first stage of concreting, and an operation stage, in which a joint contribution to the resistance is given by the concrete – steel composite section.

For structural elements' dimensioning, initially an analysis of the stresses to which each structure is subjected in each stage, is carried out. The result and conclusion look to verify last limits states and obtain optimal sections, obeying Project Criteria and Technical Specifications for Civil works, corresponding to Executive Project's body. Together with the design and calculation of the mentioned elements, the seismic protection supports' design in both directions and the required supports of neoprene are executed.

Keywords: Bridge, Superstructure, Metal Beam, Composite Section, Last Limit State.

RECONOCIMIENTOS Y DEDICATORIAS

A mis padres Emilio e Isoldi, a mis hermanos Damián y Joaquín por su apoyo incondicional durante toda la vida.

A Aniela, por su amor, compañía y ayuda en estos años.

Al Ing. Sergio Paganini y al Ing. Leonardo Zovich por su dedicación, predisposición y conocimiento brindado a lo largo de todo este trabajo.

Al Ing. Javier Buraschi por haber propuesto el tema y por sus valiosos comentarios.

A todos mis amigos y compañeros de estudio que me acompañaron durante la carrera, por los momentos compartidos y palabras de aliento.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos Generales.....	2
1.2. Objetivos Particulares.....	2
1.3. Fundamentación.....	2
1.4. Metodología.....	3
1.5. Organización del informe	5
2. MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Introducción.....	7
2.2. Puentes.....	7
2.2.1. Tipos de puentes	7
2.2.2. Componentes básicos de los puentes	10
2.3. Barras metálicas sometidas a flexión y corte.....	11
2.3.1. Clasificación de secciones	11
2.3.2. Estados límites últimos	13
2.3.3. Empalme de vigas y vigas armadas	16
2.4. Diseño de elementos compuestos	17
2.4.1. Interfaz hormigón-acero	17
2.4.2. Resistencia por flexión tomando una distribución plástica de esfuerzos	18
2.4.3. Conectores de corte.....	22
2.4.4. Deflexiones	23
2.5. Teoría de placas y barras	23
2.5.1. Teoría clásica de flexión en vigas.....	23
2.5.2. Teoría de flexión en vigas Timoshenko.....	25
2.5.3. Teoría clásica de placas planas	27
2.5.4. Teoría de placas gruesas de reissner-mindlin	29

2.5.5. El Método de Elementos Finitos.....	31
2.6. Normativa	37
2.6.1. Filosofía de diseño	37
2.6.2. Otras normas	39
3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	40
3.1. Introducción.....	41
3.2. Descripción del proyecto básico.....	43
3.3. Descripción del proyecto ejecutivo	44
3.4. Unidades y materiales utilizados	48
3.4.1. Unidades	48
3.4.2. Materiales	48
4. GEOMETRÍA DEL MODELO COMPUTACIONAL	50
4.1. Introducción.....	51
4.2. Modelo estructural – fase I.....	51
4.3. Modelo estructural – fase II.....	52
4.4. Condiciones de apoyo.....	53
5. ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA	54
5.1. Introducción.....	55
5.2. Cargas	55
5.2.1. Cargas permanentes (D)	55
5.2.2. Sobrecargas (L).....	55
5.2.3. Atagúas (L_A)	56
5.2.4. Camión de diseño (L_CM)	56
5.2.5. Carga de carril de diseño (L_CR).....	57
5.2.6. Fuerza de frenado (L_FR)	57

5.2.7. Pórtico grúa (L_PG)	57
5.2.8. Grúa TEREX AC 140 (L_GR)	58
5.2.9. Viento (W)	59
5.2.10. Sismo (E)	60
5.3. Combinaciones de casos de carga	62
6. DIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS	64
6.1. Introducción	65
6.2. Interpretación de los elementos	65
6.2.1. Ejes locales	65
6.2.2. Elementos de placa	65
6.2.3. Elementos de barra	66
6.3. Dimensionamiento del tablero	66
6.3.1. Etapa de construcción	67
6.3.2. Etapa de operación	70
6.4. Dimensionamiento de las barandas	72
6.5. Dimensionamiento de las vigas	73
6.5.1. Vigas principales	73
6.5.2. Vigas transversales	89
6.6. Dimensionamiento de los medios de unión	94
6.6.1. Vigas longitudinales	94
6.6.2. Vigas transversales	101
6.7. Topes sísmicos	103
6.7.1. Sujetadores longitudinales	103
6.7.2. Topes Sísmicos Transversales	107
6.8. Dispositivos de apoyo	111
7. BIBLIOGRAFÍA	117

ANEXOS.....	I
A. Anexo A: Aplicación de cargas en el modelo computacional.....	II
A.1 Cargas permanentes – fase I	II
A.2 Cargas permanentes – fase II	II
A.3 Sobrecargas en fase I	III
A.4 Ataguías	III
A.5 Camión de diseño.....	IV
A.6 Pórtico grúa	IV
A.7 Grúa TEREX AC 140	V
A.8 Viento (W)	VI
B. Anexo B: Esfuerzos resultantes en elementos de placa.....	VII
B.1 Esfuerzos en el tablero en etapa de construcción.....	VII
B.2 Esfuerzos en el tablero en etapa de operación	VIII
C. Anexo C: Esfuerzos resultantes en elementos de barra.....	X
C.1 Esfuerzos en vigas principales en etapa de construcción	X
C.2 Esfuerzos en vigas principales en etapa de operación	X
C.3 Esfuerzos en vigas transversales.....	XI
C.4 Reacciones de vínculo en vigas transversales	XII
D. Anexo D: Dimensionamiento de medios de unión.....	XIII
D.1 Vigas longitudinales – Puente de acceso	XIII
D.2 Vigas transversales – Puente de acceso	XIII
E. Anexo A: Dimensionamiento de topes sísmicos.....	XIV
E.1 Topes sísmicos longitudinales	XIV
E.2 Topes sísmicos transversales	XV
F. Anexo F: Dispositivos de apoyo	XVI

1. INTRODUCCIÓN

1.1. OBJETIVOS GENERALES

Diseñar, calcular y verificar los puentes de acceso y entre unidades de la obra de toma del Aprovechamiento Hidroeléctrico Laúca en Angola.

1.2. OBJETIVOS PARTICULARES

- Estudiar las normativas específicas para el diseño puentes, adoptando en este trabajo la normativa AASHTO - “AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL”.
- Ofrecer una solución segura acorde a dicha normativa mediante la modelación y simulación de la estructura representando a través del modelo la respuesta real de la misma bajo los distintos estados de carga a los que puede ser sometida.

1.3. FUNDAMENTACIÓN

En proyectos hidroeléctricos, es muy importante disponer de puentes, ya sea en obras de Vertederos, para empalmar con los caminos del coronamiento; en obras de toma de agua, para enlazar unidades y para traslado de todo el equipamiento necesario o simplemente para lograr acceder a la obra.

El aprovechamiento Hidroeléctrico Laúca se encuentra en el km 307,5 del río Kwanza, unos 47 km aguas abajo del Aprovechamiento Hidroeléctrico Capanda, cerca de la ciudad de N’ Hangué Ya Pepe. En la zona de asiento de Laúca, el río Kwanza se desarrolla en un valle con más de 100 m de altura. La disposición general consiste en una presa de hormigón compactado con rodillo (HCR) para el cierre del valle del río, que incorpora en su cuerpo las estructuras de vertedero, el descargador de fondo y el circuito de generación de la central ecológica, asociados a las estructuras de desvío de ríos, que se encuentra en la margen derecha. También comprende un circuito de generación formado por túneles forzados, una central principal y túneles de fuga en la margen derecha, restituyendo las variaciones del flujo a unos 1,9 km aguas abajo de la presa. La potencia total instalada es de 2,069.5 MW,

correspondiendo 2,004 MW a la central principal y 65,5 MW a la central ecológica.

En este proyecto en particular, la Obra de Toma de agua se compone de seis bloques situados en la margen derecha del río. Poseen una rejilla y una compuerta ataguía para protección del circuito hidráulico y del equipamiento asociado, así como un pórtico grúa instalado en el piso de operación, de cada una de estas obras, que serán ligadas mediante puentes.

Los puentes propiamente dichos son tres. El primero utilizado para acceder a la obra de toma (de acceso) y dos que serán idénticos, vinculando unidades de obra de toma (entre unidades).

Se tendrá en cuenta la influencia de las cargas muertas, tanto en primera etapa de hormigonado como en segunda etapa, además de sobrecargas de servicio, accidentales, ataguías, camión de diseño, fuerza de frenado, carga debida al pórtico grúa, a la grúa de trabajo y lógicamente, cargas dinámicas.

1.4. METODOLOGÍA

Al comenzar el trabajo es indispensable contar con un diseño. En este caso se comienza con uno propuesto por el Proyecto Básico, puesto que el trabajo aborda la etapa de Proyecto Ejecutivo, es decir, la Ingeniería de detalle.

En esta etapa de diseño ejecutivo se tienen en cuenta factores adicionales que a veces llevan a recalcular y rediseñar los elementos que componen la estructura del puente. Este diseño seguirá como norma la especificada por AASHTO para el diseño de puentes por el método LFRD, en conjunto con AISC 360 y ACI 318.

Tras la definición de la tipología estructural se procede a su modelación, para lo cual se utilizará como herramienta de ayuda al software de cálculo SAP2000. SAP2000 es un software que incluye la modelación por Elementos Finitos del comportamiento de estructuras de barra, laminares, bajo estados planos de tensión o deformación, sólidos 3D, etc. de amplia utilización en el campo de la ingeniería estructural y, en particular, de las estructuras hidráulicas.

La evaluación de la respuesta sísmica sobre la estructura se realizará mediante un análisis dinámico, del tipo modal espectral. La valoración de los esfuerzos sobre la estructura tendrá lugar, considerando la acción de los terremotos especificados en un documento denominado “General – Estudio de amenaza sísmica – Informe técnico”.

Finalmente se desarrollarán los correspondientes planos de armaduras, de detalles, de formas y de complementos metálicos.

1.5. ORGANIZACIÓN DEL INFORME

Este trabajo está dividido en 7 capítulos y 6 anexos.

En el capítulo 2 se presentan conceptos generales acerca de puentes y sus componentes básicos, junto con la teoría del comportamiento de elementos metálicos sometidos a flexión y corte, diseño de elementos compuestos, teoría clásica de placas y barras junto con el método de elementos finitos utilizado en el informe y finalmente, normativa utilizada.

En el capítulo 3 se realiza la descripción de la estructura, junto con las unidades y materiales utilizados.

En el capítulo 4 se muestra la geometría adoptada del modelo computacional en la primera y segunda fase de las estructuras.

En el capítulo 5 se detallan los casos y las combinaciones de carga necesarias para el análisis y dimensionamiento de los elementos estructurales en cada etapa.

En el capítulo 6 se realiza el dimensionado de los elementos, comenzando por el tablero, luego las vigas en su etapa de construcción y operación, posteriormente las vigas transversales. Así, se continúa con los medios de unión, los topes sísmicos y finalmente los apoyos de neopreno.

En el capítulo 7 se muestra la bibliografía utilizada para el desarrollo de esta tesis.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se plasmarán los conceptos necesarios, a modo general, para el desarrollo y comprensión de este trabajo. Serán abordados temas tales como tipos de puentes, flexión de vigas metálicas, diseño de elementos compuestos, elementos finitos (de barra y de placa) y la normativa AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, AISC y ACI.

2.2. PUENTES

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos; obstáculos artificiales como vías férreas, carreteras, o bien para vincular obras complementarias de proyectos hidroeléctricos. El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y de la naturaleza del terreno sobre el que se construye.

2.2.1. TIPOS DE PUENTES

PUENTES MAMPOSTERÍA DE PIEDRA EN ARCO

Son los puentes de mayor antigüedad en el mundo. En Europa se pueden encontrar puentes de mampostería de piedra en arco (como parte de acueductos romanos), construidos hace más de 2000 años. Aprovechan las características beneficiosas de la geometría en arco (trabajan fundamentalmente a compresión y limitan o eliminan totalmente el efecto de la flexión), y pueden ser para vencer luces de hasta 10 m. Prácticamente ya no se construyen más puentes de este tipo pues no existe la mano de obra calificada para este tipo de obras.



Figura 2.1 – Ferrocarril Sierra Minera (Pons, 2009)

PUENTES DE MADERA

Los puentes de madera se han utilizado eficientemente, con luces de hasta 20 m, en caminos de poca circulación, con vehículos livianos. La gran ventaja de este tipo de puentes es la reducción de costos al utilizar materiales y mano de obra de la misma zona.

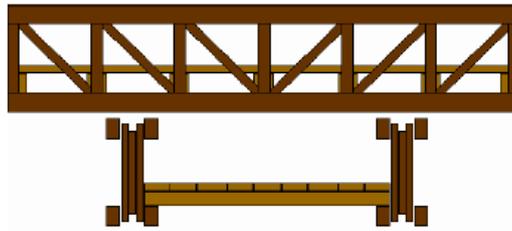


Figura 2.2 – Puente con celosía de madera (Alvarado C., 2004)

La mayor parte de puentes de madera construidos en el país son pequeñas estructuras rústicas en caminos de segundo, tercer orden y vecinales. El principal problema de los puentes de madera es la necesidad de proporcionarles un adecuado mantenimiento para tener un tiempo de vida aceptable, caso contrario, en lugar de constituir una solución se convierten en un riesgo.

PUNTES DE HORMIGÓN ARMADO

Los puentes de hormigón armado han tenido éxito con luces de hasta 25. Luces superiores para este tipo de puentes no son convenientes, debido al incremento desmedido de su peso y de su costo.

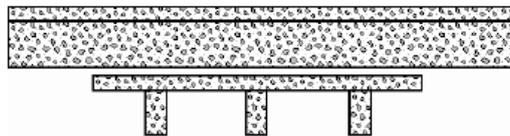


Figura 2.3 – Puente con vigas longitudinales de hormigón armado (Alvarado C., 2004)

El principal problema constructivo es constituido por los encofrados que, en su configuración tradicional, solamente pueden ser utilizados en cauces de ríos poco profundos y poco caudalosos. En ríos de cauces profundos se suele construir un encofrado tipo arco para no provocar un incremento excesivo de costos de construcción (se construye un puente provisional de madera que sirve de encofrado para el puente definitivo de hormigón).

PUNTES TRADICIONALES DE HORMIGÓN PRETENSADO

La tecnología del hormigón pretensado (y postesado) tradicional permitió superar parcialmente las limitaciones de los puentes de hormigón armado, llegándose a implementar soluciones viables en puentes de hasta 45 m de luz. Generalmente se han utilizado dos variantes constructivas de esta tecnología consistentes en la fundición y tesado in situ, o la fundición y tesado previo, y el lanzamiento posterior de las vigas.

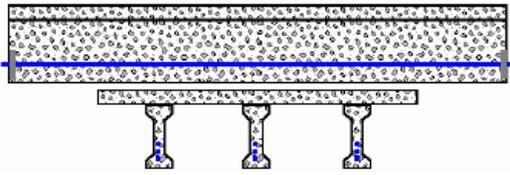


Figura 2.4 – Puente con vigas de hormigón pretensado
(Alvarado C., 2004)

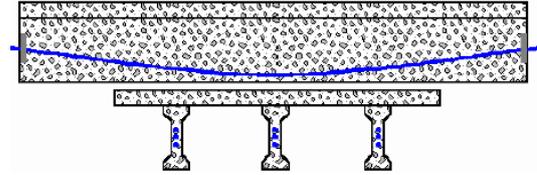


Figura 2.5 – Puente con vigas de hormigón postesado
(Alvarado C., 2004)

La reducción del peso es el efecto más importante en los puentes de hormigón pretensado. Un puente (o tramo) de 20 m de longitud (con 4 vigas), que en hormigón armado requeriría una altura aproximada de 2 m y un ancho de 0,50 m, en hormigón postesado podría tener 1,40 m de altura, y un ancho variable entre 0,50 m y 0,20 m, reduciéndose su peso aproximadamente a la mitad.

PUNTES DE ACERO

Los puentes de acero pueden alcanzar luces importantes. Los puentes sobre vigas metálicas pueden vencer luces de hasta 45 m (similar al pretensado tradicional), mientras que con puentes metálicos en celosías se ha llegado hasta 100 m, constituyendo luces importantes.

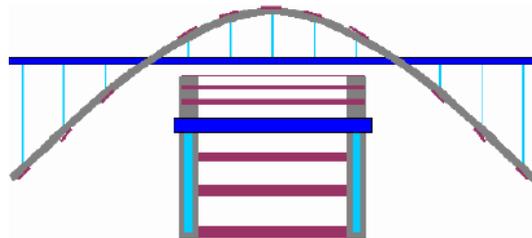


Figura 2.6 – Puente metálico en arco (Alvarado C., 2004)

Los puentes metálicos tienen dos tipos de limitantes; su costo y la necesidad de mantenimiento considerable. Un tipo muy importante de puentes metálicos lo constituyen los Puentes de Circunstancia, que se los utiliza por su rapidez de construcción (los más pequeños pueden ser armados en 24 horas).

PUNTES DE GRAN LONGITUD

Los diseños modernos de carreteras y autopistas imponen condiciones muy exigentes de pendiente, curvatura y altura sobre los cauces, lo cual define la necesidad de diseñar y construir puentes de gran longitud.

En estos casos, la colocación de un sinnúmero de pilas intermedias para reducir las luces, puede resolver el problema de la presencia de grandes longitudes. En otras ocasiones este tipo de solución puede traer grandes complicaciones, como la necesidad de construir muchas

pilas esbeltas con longitudes del orden de los 100 m o más; o la construcción de pilas en sitios donde los ríos tienen un comportamiento impredecible.

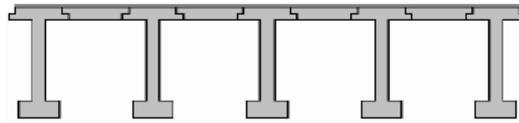


Figura 2.7 – Puente de gran longitud con pilas intermedias (Alvarado C., 2004)

La construcción de pilas de gran longitud no es en sí el problema más importante, pero un número exagerado de las mismas volvería poco práctico, desde el punto de vista técnico-económico, un proyecto de puente.

En muchos casos no es posible evitar el diseño y construcción de puentes con grandes luces, por lo que la única alternativa válida consiste en buscar otros métodos de diseño y construcción, como los puentes colgantes, los puentes atirantados mediante cables, o los puentes de hormigón pretensado en volados sucesivos.

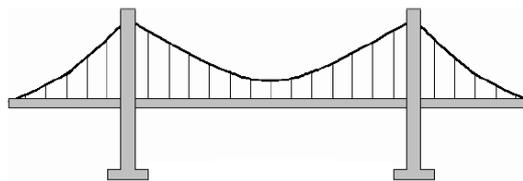


Figura 2.8 – Puente colgante (Alvarado C., 2004)

Los puentes pretensados con volados sucesivos, para tráfico vehicular, son técnica y económicamente convenientes para luces comprendidas entre 80 m y 220 m. Los puentes atirantados son competitivos con luces entre 150 m y 400 m. Los puentes colgantes, por su parte, pueden ser convenientes para luces superiores a los 250 m.

En este trabajo se utilizan puentes compuestos por vigas metálicas longitudinales y transversales, con un tablero de hormigón armado.

2.2.2. COMPONENTES BÁSICOS DE LOS PUENTES

Los componentes básicos de los puentes se distinguen en dos categorías: componentes de la subestructura y componentes de la superestructura. La superestructura es la parte donde actúa la carga móvil, y está constituida por:

- Losa de tablero
- Vigas longitudinales y transversales
- Aceras y pasamanos

- Capa de rodadura

Subestructura es la parte del puente que se encarga de transmitir las solicitaciones al suelo de cimentación y está constituida por:

- Estribos
- Pilas
- Muros de ala

2.3. BARRAS METÁLICAS SOMETIDAS A FLEXIÓN Y CORTE

Para analizar el comportamiento de vigas metálicas, ya sea simples o armadas, se necesita en primera instancia aclarar acerca de la clasificación de las secciones en función de respuesta a pandeo local y los límites de relación de esbeltez ancho-espesor que determinan cada clase.

2.3.1. CLASIFICACIÓN DE SECCIONES

SECCIÓN COMPACTA

Una sección es compacta si:

- Las alas están unidas en forma continua al alma o almas.
- La relación ancho – espesor de sus elementos comprimidos es menor o igual a λ_p .

La sección compacta está capacitada para desarrollar Momento Plástico M_p sin que se produzca el pandeo local en ningún elemento comprimido de la sección.

SECCIÓN NO COMPACTA

Una sección es no compacta si:

- Al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho – espesor mayor a λ_p .
- Todos sus elementos comprimidos tienen una relación ancho – espesor menor o igual al límite λ_r .

Una sección no compacta puede alcanzar la tensión de fluencia en los elementos comprimidos sin que ocurra pandeo local, pero no puede desarrollar el momento plástico (Pandeo inelástico).

SECCIÓN CON ELEMENTOS ESBELTOS

Una sección es con elementos esbeltos si:

- Al menos uno de sus elementos comprimidos tiene una relación ancho – espesor mayor a λ_r .

Se caracteriza la clase de sección porque al menos uno de sus elementos comprimidos pandea localmente antes de alcanzar la tensión de fluencia.

DETERMINACIÓN DE LOS LÍMITES DE RELACIÓN DE ESBELTEZ

Determinación de λ_p : Para desarrollar el momento plástico es necesario que las placas comprimidas se deformen en período plástico. La esbeltez límite será aquella para la cual la tensión crítica de pandeo sea igual a la tensión de fluencia para una deformación determinada ϵ_m . El estudio teórico del pandeo de placas en período plástico se basa en el diagrama tensión – deformación del acero; las secciones permanecen planas (Ley de Navier); el pandeo se produce bajo carga creciente (1° teoría de Engesser-Shanley); la plastificación del acero o bien es elástico, o bien totalmente plástico; por lo anterior la placa es ortótropa pues tiene distintos módulos de elasticidad en ambas direcciones.

A partir de igualar la tensión crítica a F_y y con ajustes resultantes de ensayos para distintas condiciones de vínculo y cargas se han determinado las expresiones de λ_p para elementos planos.

Determinación de λ_r : El límite corresponde a la situación en que se alcanza F_y sin pandeo local en una fibra para flexión o flexo-axil o todas las fibras en compresión pura.

La placa se encuentra en período elástico en todos sus puntos. Se parte de la tensión crítica elástica ideal de pandeo para placa isótropa y con distintas condiciones de vínculo y carga. Efectuando las correcciones para el período inelástico y haciendo $F_{cr} = F_y$ se determinan los respectivos $(b/t)_{lim} = \lambda_r$ con distintos factores k que representan las situaciones de carga y las condiciones de borde.

Para las condiciones de borde se toma en cuenta la interacción ala-alma (empotramiento parcial o arrastre por pandeo) a través de hipótesis verificadas experimentalmente.

2.3.2. ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS

Los estados límites últimos para flexión simple intervinientes en este análisis, o sea aquellos que al ser superados producen el colapso de la viga armada son:

- Por acción de **momento flector**: Plastificación, pandeo lateral-torsional, pandeo local del ala y pandeo local del alma.
- Por acción del **esfuerzo de corte**: Plastificación del alma, pandeo local del alma.

Para cada estado límite resulta una Resistencia de diseño R_d igual a un factor de minoración de resistencia ϕ por una resistencia nominal R_n , tal cual lo propone el método de LRFD de AISC 360-10.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS POR ACCIÓN DE MOMENTO FLECTOR

a) Plastificación

Cuando la sección se plastifica, resulta en el diagrama mostrado en la Figura 2.9 para tensiones normales y se desarrolla el momento plástico M_p .

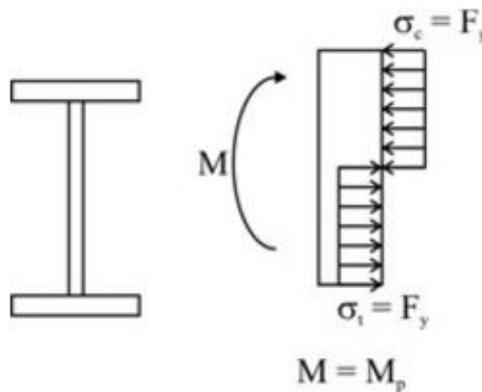


Figura 2.9 – Plastificación de una sección metálica doble te (Herrera R., 2006)

La condición para que se alcance la plastificación es que la sección sea COMPACTA, o sea que todos sus elementos comprimidos tengan una relación ancho-espesor menor o igual a λ_p y con alas y alma unidos en forma continua.

b) Pandeo lateral-torsional

La cabeza comprimida de una viga flexada puede presentar problemas de inestabilidad. Para visualizar el fenómeno considérese la viga de la Figura 2.10 sometida a un momento flector

constante M_u en el plano vertical del eje de la misma, flexando alrededor del eje x-x de mayor inercia.

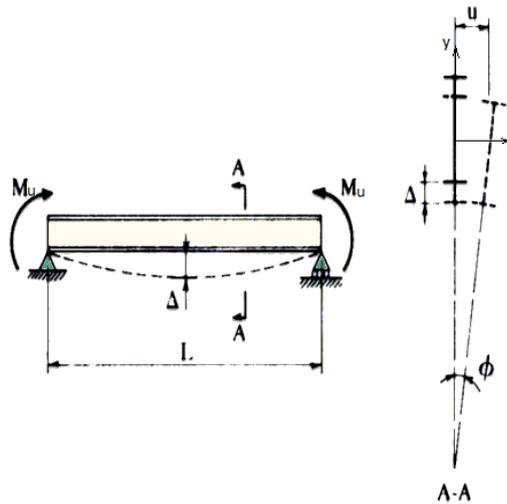


Figura 2.10 – Fenómeno de pandeo lateral torsional (Torija A., 1997)

Los apoyos tienen las siguientes restricciones: para los desplazamientos según z e y , uno es fijo y el otro móvil según z ; no pueden desplazarse según x ; no pueden girar alrededor de z y lo pueden hacer libremente alrededor de los otros dos ejes; no presentan restricción al alabeo de las secciones. La cabeza comprimida, entre los apoyos, cuando se alcanza cierto valor de la tensión normal, trata de pandear como columna alrededor de y , desplazándose según x en la dirección débil y en la que puede hacerlo. La cabeza traccionada, que tiende a volver a la posición recta, se opone a ese desplazamiento, por lo que la sección debe girar para compatibilizar ambas situaciones. Esto genera una torsión.

El momento flector alrededor de x que produce el inicio del pandeo lateral torsional, se denomina **Momento crítico de pandeo lateral** y es el momento nominal para el estado límite de pandeo lateral. Dicho momento depende de varios factores: material (intervienen los módulos E y G); forma y dimensiones de la sección (intervienen parámetros relacionados con la resistencia a flexión alrededor de ambos ejes y de la torsión, tales como momento de inercia alrededor del eje fuerte I_x , alrededor del eje débil I_y , módulo resistente elástico S_x , módulo de torsión J , módulo de alabeo C_w , etc.); diagrama de momentos flectores; posición de la carga respecto al centro de corte de la sección; restricciones al giro y al alabeo alrededor de los apoyos y distancia entre puntos fijos a pandeo lateral (longitud no arriostrada L_b).

La variación de L_b puede definir tres situaciones en lo referido al momento crítico de pandeo lateral:

- Si $L_b \leq L_p$ – Se alcanza la plastificación total de la sección SIN que se produzca pandeo lateral. $M_n = M_p$.
- Si $L_p < L_b \leq L_r$ – El momento crítico produce tensiones dentro de la zona elástica (E cte.). Se supone una variación lineal en esta zona del momento crítico para simplificar el complejo análisis exacto.
- Si $L_b > L_r$ – El momento crítico produce tensiones máximas dentro del campo elástico y se calcula con las ecuaciones elásticas correspondientes a la forma seccional. La tensión máxima en la sección para que se cumpla la hipótesis para el límite $L_b = L_r$ depende de la forma seccional.

Para la obtención de estas longitudes no arriostradas límites, se realizaron ensayos para distintas formas seccionales y con cargas aplicadas en el centro de corte, además de un análisis en el límite elástico utilizando los momentos críticos correspondientes.

c) Pandeo local del ala.

Las alas de las vigas en flexión simple son placas comprimidas que pueden pandear localmente si es superada la tensión crítica correspondiente.

Hay que recordar que una sección flexada puede desarrollar el momento plástico si es compacta, lo que ocurriría si todos los elementos comprimidos de su sección transversal (en particular el ala) tenían una relación de esbeltez local menor que λ_p . Si los elementos comprimidos de su sección transversal (en particular el ala comprimida) tienen una relación de esbeltez local mayor que λ_r , no se alcanza la fluencia en ese elemento, ya que antes pandea localmente.

d) Pandeo local del alma.

El alma de una viga, según sea la relación de esbeltez local del alma $\lambda_w = h/t_w$, puede: plastificarse totalmente sin pandear localmente; plastificarse parcialmente; sólo alcanzar en su extremo comprimido la tensión de fluencia sin pandear localmente con una tensión crítica menor a la de fluencia del acero del alma.

ESTADOS LÍMITES ÚLTIMOS POR ACCIÓN DEL ESFUERZO DE CORTE

La resistencia nominal a corte V_n depende de la tensión crítica τ_{cr} correspondiente al estado límite último considerado. Como se mencionó anteriormente, el alma puede plastificarse

(estado límite último de plastificación del alma) o puede pandear antes de alcanzar la tensión de fluencia a corte (estado límite pandeo local del alma). Ello ocurrirá en función de la relación de esbeltez del alma, de la presencia o no de rigidizadores y de la separación de estos cuando existan. En función de la esbeltez del alma se distinguen tres zonas:

- Zona plástica: se alcanza la plastificación del alma.
- Zona inelástica: la placa pandea sin alcanzar la fluencia, pero la tensión crítica de pandeo supera la de proporcionalidad y el módulo de elasticidad no es constante.
- Zona elástica: la placa pandea y la tensión crítica se encuentra por debajo de la proporcionalidad, por lo que se encuentra en régimen elástico.

2.3.3. EMPALME DE VIGAS Y VIGAS ARMADAS

En muchos casos es necesario realizar empalmes entre partes de una viga o viga armada para obtener la longitud total de la misma. Esto puede ocurrir debido a la longitud comercial disponible de perfiles y chapas casi nunca coincide con la longitud de la viga o los medios de transporte disponibles para llevar la viga del taller a la obra limitan el largo del tramo posible de transportar.

Los empalmes pueden ser soldados o abulonados. En general es más conveniente realizar los empalmes soldados en taller por las mejores condiciones de trabajo. Si se deben ejecutar en obra serán proyectados para permitir una cómoda posición del operario a fin de garantizar una buena unión soldada.

AISC 360-10 en el capítulo J, sección J.6 establece que la unión (medios de unión y cubrejuntas si los hubiera) debe ser dimensionada para resistir las solicitaciones resultantes del momento flector y esfuerzo de corte requeridos en la sección. Además agrega a esa condición que resista por lo menos el 50% de las resistencias requeridas a flexión y a corte de la barra (perfil o viga armada) que se empalma. En los empalmes con cubrejuntas, éstos se dispondrán de manera que las fuerzas que transitan tengan una distribución similar a la de las fuerzas internas en las secciones que se empalman. Por ello, el momento debe ser transmitido por los cubrejuntas de alas y alma y el corte sólo por el cubrejunta de alma. Los cubrejuntas de ala transmitirán la parte de momento requerido que toman las alas de la sección del perfil (M_{uf}). Los cubrejuntas de alma la parte de momento requerido que toma el alma o almas (M_{uw}).

La distribución del momento entre alas y alma va a depender de si la sección está plastificada o en régimen elástico bajo la acción del momento requerido. En el primer caso los

momentos se distribuyen en función de la parte que aportan alas y almas al módulo plástico Z . En el segundo caso, la distribución de hace en función de la parte que aportan alas (I_f) y alma (I_w) al momento de inercia de la sección transversal.

2.4. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS

La construcción compuesta emplea a los miembros estructurales formados de 2 materiales, acero y hormigón armado. Las vigas compuestas ayudan a resistir momentos que ocasionan flexión gracias a la interacción de los materiales que la forman, por un lado el hormigón resiste las fuerzas de compresión y el acero las fuerzas de tracción. Este comportamiento unificado es posible sólo si el deslizamiento horizontal entre los dos componentes es impedido. Esto puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de corte.

Si las vigas que forman parte de la viga compuesta se encuentran relativamente cerca una de otra, los esfuerzos de flexión en la losa se distribuirán de una manera aceptablemente uniforme en la zona de compresión. Sin embargo, si la distancia entre éstas es grande, los esfuerzos variarán mucho y se distribuirán en forma no lineal a través de dicha zona. Entre más alejada esté una parte de la losa de la viga de acero, menor será su esfuerzo de flexión. Por ello se reemplazará la losa real por una losa efectiva menos ancha, pero con un esfuerzo constante. Se supone que esta losa equivalente soporta la misma compresión total que la losa real. El ancho efectivo b_e de la losa se muestra en la Figura 2.11.

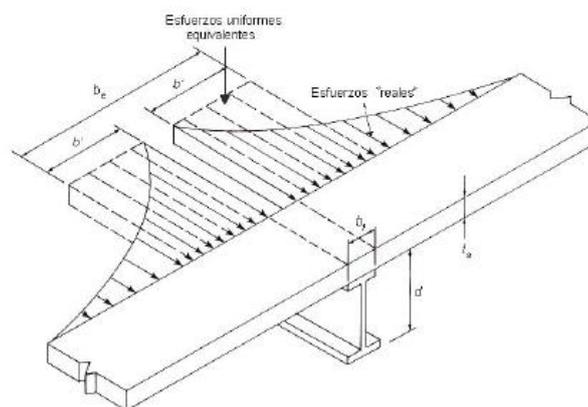


Figura 2.11 – Esfuerzos “reales” y uniformes equivalentes en el ancho efectivo b_e (López de Heredia O., 2004)

2.4.1. INTERFAZ HORMIGÓN-ACERO

La construcción compuesta exige una fuerza de corte horizontal ubicada en la interfaz del acero y del hormigón (Figura 2.12).

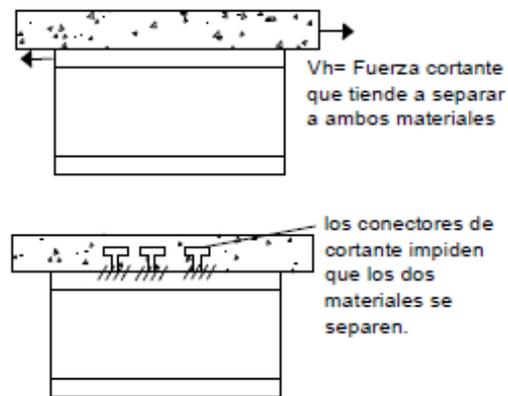


Figura 2.12 – Fuerzas de corte que actúan en la interfaz del hormigón y el acero (Johnston L., 1999)

Esta fuerza puede transferirse entre la losa y la viga por adherencia y esfuerzo de corte y posiblemente cuando las vigas están embebidas se necesite algún tipo de refuerzo por corte.

Los requisitos que se deben cumplir en la acción compuesta, es que se debe resistir la fuerza horizontal que se produce entre la viga y la losa, debido a las cargas a las que va a estar sometida la sección compuesta, al igual que no se debe permitir que se levante la losa. Para el cálculo de los conectores de corte no se toma en cuenta la adherencia que existe entre la losa de hormigón y la viga de acero, lo cual proporciona una reserva de resistencia al corte horizontal. En puentes se va destruyendo la adherencia debido a cargas móviles y de impacto, esta adherencia es difícil determinarla.

Para analizar la resistencia de una viga compuesta sometida a flexión es necesario saber si el perfil de acero que la forma es compacto o no, porque de ello dependerá la distribución de esfuerzos, ya que se puede trabajar la resistencia en el rango elástico (o de primera fluencia), o bien desarrollar una plastificación de la sección (por un lado el hormigón trabajando a compresión, y en el lado del acero teniendo una plastificación).

2.4.2. RESISTENCIA POR FLEXIÓN TOMANDO UNA DISTRIBUCIÓN PLÁSTICA DE ESFUERZOS

Por lo anterior, se tiene que si es compacta la sección, ésta permitirá llegar a una distribución plástica de esfuerzos, lo cual llevará a encontrar la resistencia nominal, calculada con el momento del par formado por las resultantes de compresión y de tracción. La fuerza de corte horizontal puede tomar 3 valores diferentes debidos principalmente a la ubicación del eje neutro plástico. Este eje hace que las dos fuerzas internas (tracción y compresión) sean iguales en magnitud y formen un par interno que sea capaz de resistir los momentos actuantes debidos a cargas muertas, cargas vivas o cargas de construcción.

La fuerza de corte horizontal podrá ser:

- El valor de la resistencia del acero ($A_s F_y$).
- El valor de la resistencia del hormigón ($0,85 f'_c A_c$).
- El valor ΣQ_n .

Como se observa, ambas resistencias (acero y hormigón) dependen del área en donde se distribuye el esfuerzo, por ello el esfuerzo que esté distribuido en un área mayor será el que domine. La suma de momentos internos generados por cada uno de los materiales (estos momentos son iguales al producto de la fuerza de corte horizontal por su respectiva distancia del centroide de la misma al eje neutro plástico) dará el momento resistente o nominal.

Por esto anterior, es indispensable saber dónde se ubica el eje neutro plástico, ya que esta distancia amplía o reduce los momentos.

1) Fuerza de corte horizontal igual a $A_s F_y$

Para ilustrar esto se observa la Figura 2.13. En ella se ve que el eje neutro plástico queda en la losa, a una profundidad “a” que es menor que el espesor de la misma (t), esto provoca que la fuerza de corte máxima horizontal sea igual a $A_s F_y$ debido a que toda el área de acero actúa plenamente (es decir, toda el área de la sección de acero está en tracción), en cambio en la losa hay una parte en compresión y una en tracción (la cual es muy pequeña y por lo tanto se desprecia, por lo que ningún esfuerzo se muestra donde se aplica tracción al hormigón).

Esta condición prevalecerá donde haya suficientes conectores para prevenir el completo deslizamiento, es decir que el comportamiento sea compuesto.

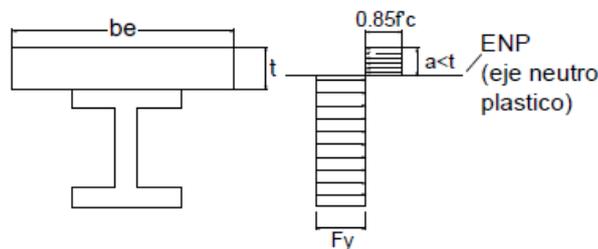


Figura 2.13 – Viga compuesta con ENP en la losa (Johnston L., 1999)

Con la fuerza de corte horizontal es posible calcular la capacidad por momento nominal, determinada con la teoría plástica, la cual consiste en considerar que la sección de acero durante la falla estará totalmente plastificada y la zona de compresión de la losa tendrá un esfuerzo con

valor constante sobre un área de profundidad “a” y ancho b_e igual a $0,85 f'_c a b_e$. Para encontrar el momento nominal es necesario igualar ambas fuerzas (de tracción y compresión), sólo que, como se escogió como fuerza de corte horizontal a la menor, es necesario equilibrar las fuerzas. Esto se logra quitándole área a la parte de compresión (que tiene el valor mayor, lo cual suena lógico, ya que si se quiere equilibrar algo, se le va a quitar a lo que se encuentra sobrado, pues si se trabaja a la inversa, el valor mayor se hará mucho mayor). Esto consiste en reducir el espesor de la losa, pues en vez de tomar todo el espesor “t” se utilizará únicamente una profundidad “a”.

2) Fuerza de corte horizontal igual a $0,85 f'_c A_c$

La fuerza de corte horizontal tomará el valor de $0,85 f'_c A_c$ cuando el hormigón trabaje plenamente (está trabajando todo el espesor “t” de la losa, lo cual quiere decir que el eje neutro plástico se encuentra en el ala de la sección de acero, o en su defecto en el alma). En la Figura 2.14 se observa que en la sección de acero hay una parte que trabaja a tracción y otra a compresión, por lo cual esta sección no está trabajando plenamente.

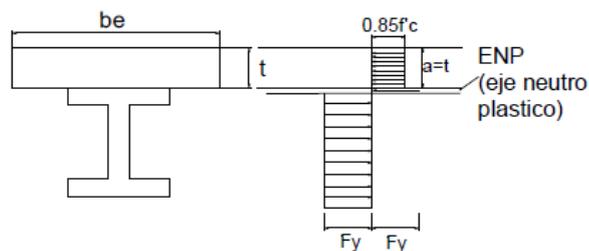


Figura 2.14 – Viga compuesta con ENP en el ala de la sección de acero (Johnston L., 1999)

Para saber si efectivamente en ENP se encuentra en el ala, se acudirá al siguiente método que consiste en:

- I. Considerar que la fuerza de compresión la aportarán tanto la losa (a lo largo de todo su espesor “t”) como el ala superior de la sección de acero (a lo largo de todo su espesor “ t_f ”).
- II. Con este planteamiento se puede verificar que el ENP caerá en el ala de la sección de acero, debido a que la compresión es mayor que la tracción debajo del ENP, esto se logrará sustituyendo valores a las fórmulas $A_s F_y$ y $0,85 f'_c A_c$ (si no ocurre que $C > T$, la fuerza de corte horizontal caerá en el alma de la viga).
- III. Por lo anterior, para que se llegue al equilibrio que es indispensable para encontrar la resistencia nominal es necesario reducir la compresión. Se empezará

a reducir a partir del ala superior hacia arriba (zona de compresión), de manera que esta reducción provocará que el ENP caiga arriba del ala. Es por esto que no se usará todo el espesor del ala de la sección de acero “ t_f ”, sino un espesor “ y ”.

Para el caso en que $C > T$, se puede utilizar el mismo planteamiento que para cuando dominaba la fuerza de corte horizontal $0,85 f'_c A_c$.

- I. Se considerará que la fuerza de compresión la aportarán tanto la losa como toda el ala superior de la sección de acero.
- II. Se sustituirán valores a las fórmulas $A_s F_y$ y $0,85 f'_c$. Esto puede arrojar que la tracción sea mayor que la compresión (debido a que la sección tiene un área grande, ya sea porque es más esbelta, o varían sus dimensiones geométricas).
- III. Para que se llegue al equilibrio es necesario reducir el área de acero (puesto que es la que aporta la tracción). Se empezará a reducir a partir del ala superior, de manera que esta reducción provocará que el ENP caiga en el alma.

Por lo anterior el ENP cae en el alma tal y como se observa en la Figura 2.15.

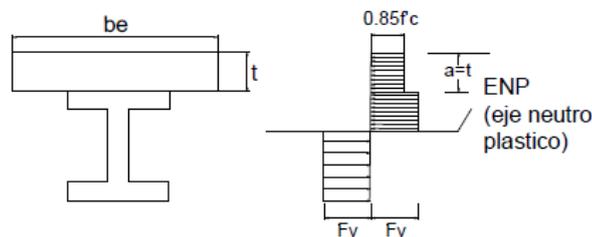


Figura 2.15 – Viga compuesta con ENP en el alma de la sección de acero (Johnston L., 1999)

3) Fuerza de corte horizontal igual a ΣQ_n

Las vigas pueden diseñarse para que trabajen en acción compuesta completa o parcial. Este es el caso en el que la viga trabaja en construcción compuesta parcial. La acción compuesta es completa cuando la conexión entre losa de concreto y viga de acero se diseña para transmitir toda la fuerza cortante horizontal que se desarrollaría entre los dos elementos si no hubiese ningún deslizamiento relativo entre ellos. Si la letra α representa el grado de conexión al corte, $\alpha = 1,0$ corresponde a una acción compuesta completa. En este caso, los efectos del deslizamiento de la losa sobre la viga son despreciables; la resistencia última de la viga compuesta es la máxima posible, y no aumenta aunque se coloquen más conectores. Cuando se colocan menos conectores que los requeridos para la interacción completa, se desarrolla una acción compuesta

parcial; la conexión entre losa y viga permite un cierto deslizamiento de la primera sobre la segunda. Para que se admita la contribución de la losa de concreto a la resistencia última de diseño en flexión de una viga compuesta, el grado de unión al corte, α , debe ser igual o mayor que 0,4, lo que significa que el número de conectores ha de ser, como mínimo, el 40 por ciento de los requeridos para acción compuesta completa. En caso contrario, el deslizamiento entre los dos elementos que forman la viga es demasiado importante para asegurar que trabajarán en conjunto.

2.4.3. CONECTORES DE CORTE

Como se ha mencionado, la fuerza horizontal por transmitirse entre el hormigón y el acero es igual a la fuerza de corte horizontal (V_h). Esta fuerza está dada por la menor de las cantidades $A_s F_y$; $0,85 f'_c$; o ΣQ_n . Si $A_s F_y$, o $0,85 f'_c$ gobierna, se tendrá acción compuesta total y el número de conectores de corte requeridos entre la zona de momento nulo y momento máximo es:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} \quad (2.1)$$

Donde Q_n es la resistencia por corte de un conector. Si la acción compuesta es parcial, se reemplaza V_h por ΣQ_n . Los N_1 conectores deben espaciarse de manera uniforme dentro de la longitud donde ellos son requeridos. Esta resistencia nominal se determina mediante la expresión (2.2) de la Especificación I8.2a del AISC, asociado a un perno de cabeza redonda. Este valor dependerá del tipo de conector que se vaya a utilizar.

$$Q_n = 0,5 A_{cs} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (2.2)$$

Donde A_{sc} es el área transversal del conector, f'_c la resistencia característica a la compresión a los 28 días de hormigón, E_c el módulo de elasticidad del hormigón y F_u la resistencia última a la tracción del conector (para pernos de cabeza redonda es 420 MPa).

Cuando gobierna ΣQ_n (el ENP cae dentro de la sección transversal de acero), se tendrá una viga parcialmente compuesta, llamada así porque hay menos conectores de corte que los requeridos para un comportamiento compuesto total, de manera que resulta un comportamiento compuesto parcial. La resistencia del acero no será desarrollada de manera plena en una viga parcialmente compuesta, por lo que se requerirá de un perfil mayor que para el caso de un comportamiento compuesto total. Sin embargo, se requerirán menos conectores de corte.

2.4.4. DEFLEXIONES

Como el comportamiento de las vigas compuestas bajo cargas de servicio es elástico, el momento de inercia de sus secciones transversales con el que se calculan las deflexiones se determina con las hipótesis de la teoría de la elasticidad. La losa de hormigón se sustituye por un área de acero equivalente, con el mismo centro de gravedad, con lo que se obtiene una sección transformada, ficticia de acero, de momento de inercia I_{tr} . El eje neutro pasa por el centro de gravedad de la sección transformada.

Posteriormente, debido a la acción compuesta parcial se debe calcular un momento de inercia equivalente I_{eq} , dado por:

$$I_{eq} = I_s + \sqrt{\frac{\sum Q_n}{C}} (I_{tr} - I_s) \quad (2.3)$$

Donde:

$\sum Q_n$ es la resistencia al corte de los conectores efectivamente colocados entre el punto de máximo y el punto de momento nulo, C es la fuerza de compresión de la sección compuesta e I_s es el momento de inercia de la viga metálica.

2.5. TEORÍA DE PLACAS Y BARRAS

Esta sección describe a modo global la teoría de placas y de barras, elementos que se utilizaron para el diseño y cálculo de los puentes en cuestión, así como su análisis mediante el método de elementos finitos.

2.5.1. TEORÍA CLÁSICA DE FLEXIÓN EN VIGAS

La teoría clásica de vigas, o de Euler-Bernoulli, se basa en las tres hipótesis siguientes:

- 1) Los desplazamientos verticales de todos los puntos de una sección transversal son pequeños e iguales a los del eje de la viga “x”.
- 2) El desplazamiento lateral (según el eje “y”, vertical), es nulo.
- 3) Las secciones transversales normales al eje de la viga antes de la deformación, permanecen planas y ortogonales a dicho eje después de la deformación.

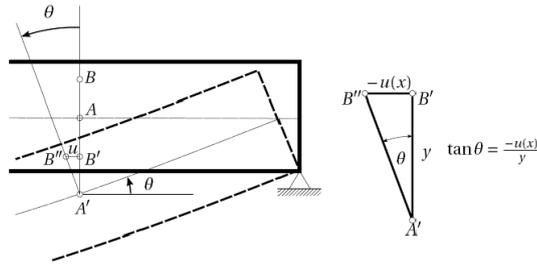


Figura 2.16 – Viga convencional de Euler-Bernoulli (Oñate E., 1992)

De acuerdo con las hipótesis anteriores, el campo de desplazamientos de un punto cualquiera puede escribirse como:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= -z\theta(x) \\ v(x, y, z) &= 0 \\ w(x, y, z) &= w(x) \end{aligned} \tag{2.4}$$

Por la hipótesis 3 el giro es igual a la pendiente de la deformada del eje (Figura 2.16), es decir:

$$\theta = \frac{dw}{dx} \text{ y } u = -z \frac{dw}{dx} \tag{2.5}$$

Las deformaciones en un punto se obtienen por:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{du}{dx} = -z \frac{d^2w}{dx^2} \\ \varepsilon_y = \varepsilon_z = \gamma_{xy} = \gamma_{xz} = \gamma_{yz} &= 0 \end{aligned} \tag{2.6}$$

La única tensión no nula se relaciona con su correspondiente deformación por:

$$\sigma_x = E\varepsilon_x = -zE \frac{d^2w}{dx^2} \tag{2.7}$$

Con esto, puede definirse el momento flector de una sección como:

$$M = - \iint z\sigma_x dA = \iint z^2 E \frac{d^2w}{dx^2} dA = EI \frac{d^2w}{dx^2} = EI\chi \tag{2.8}$$

Donde I es el momento de inercia de la sección transversal con respecto al eje y, mientras que χ es la curvatura del eje de la viga.

Para obtener las ecuaciones diferenciales de la viga Euler-Bernoulli, se plantea el equilibrio en una sección de longitud dx (Figura 2.17), obteniendo:

$$\frac{dM}{dx} = -Q$$

$$\frac{dQ}{dx} = q$$
(2.9)

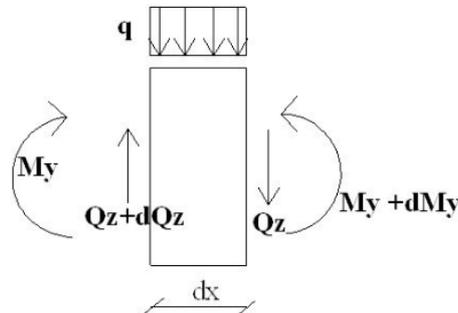


Figura 2.17 – Equilibrio en un elemento diferencial de la viga (Oñate E., 1992)

Combinando (2.8) y (2.9), se puede expresar la ecuación diferencial del equilibrio, la cual puede ser resuelta, aplicando las condiciones de contorno correspondientes.

$$EI \left(\frac{d^4 w}{dx^4} \right) = -q$$
(2.10)

2.5.2. TEORÍA DE FLEXIÓN EN VIGAS TIMOSHENKO

La teoría de vigas de Timoshenko comparte las hipótesis 1 y 2 mencionadas en el apartado anterior, pero la nueva hipótesis 3 establece que “las secciones planas normales al eje de la viga antes de la deformación, permanecen planas pero no necesariamente normales al eje después de la deformación.

Esta hipótesis representa una mayor aproximación a la deformación real de la sección transversal en vigas de gran altura. A medida que la relación largo/altura disminuye, las secciones transversales dejan de conservarse planas después de la deformación. La hipótesis de Timoshenko supone tomar un giro medio de la sección, de manera que a efectos prácticos se siga considerando plana.

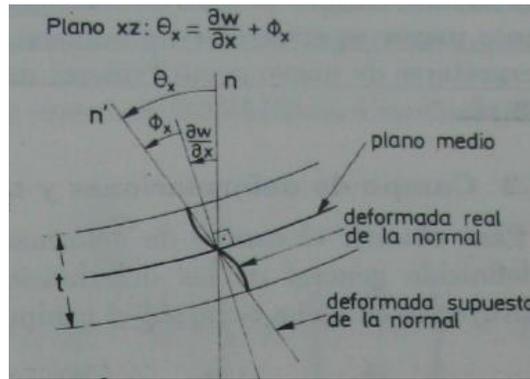


Figura 2.18 – Flexión de Vigas Timoshenko. Giro de la sección normal a la fibra media (Oñate E., 1992)

Como se aprecia en la Figura 2.18, el giro de la sección normal θ puede expresarse como $\frac{dw}{dx} + \phi$, pendiente de la deformada del eje de la viga más el giro debido a la deformación por corte. Así como en (2.4), el campo de desplazamientos se define como:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= -z \tan \theta(x) \approx -z \theta(x) \\ v(x, y, z) &= 0 \\ w(x, y, z) &= w(x) \end{aligned} \quad (2.11)$$

Asimismo, el campo de deformaciones será:

$$\begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{du}{dx} = -z \frac{d\theta}{dx} \\ \varepsilon_y = \varepsilon_z = \gamma_{xy} = \gamma_{yz} &= 0 \\ \gamma_{xz} &= \frac{dw}{dx} + \frac{du}{dz} = \frac{dw}{dx} - \theta = -\phi \end{aligned} \quad (2.12)$$

La ecuación (2.12) quiere decir que la Teoría de Timoshenko considera el efecto de la deformación por corte transversal, coincidiendo dicha magnitud con el giro adicional de la normal ϕ . Las dos tensiones no nulas σ_x y τ_{xz} se relacionan con las correspondientes deformaciones por:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= E \varepsilon_x = -zE \frac{d\theta}{dx} = -zE\chi \\ \tau_{xz} &= G \gamma_{xz} = G \left(\frac{dw}{dx} - \theta \right) \end{aligned} \quad (2.13)$$

Así, el momento flector y el esfuerzo de corte se definen como:

$$\begin{aligned} M &= - \iint z \sigma_x dA = EI \frac{d\theta}{dx} = EI\chi \\ Q &= \iint \tau_{xz} dA = GA \left(\frac{dw}{dx} - \theta \right) = GA\gamma_{xz} \end{aligned} \quad (2.14)$$

La distribución de σ_x es lineal, por lo que se considera exacto su cálculo dentro de la hipótesis de la teoría de vigas. Por el contrario, la variación de la tensión tangencial τ_{xz} en altura se supone constante, lo cual es claro que se contradice con la distribución polinómica de la teoría de vigas. Para reparar este problema, se acepta la hipótesis de la tensión tangencial constante, pero modificada por un coeficiente de manera que el trabajo de deformación de la tensión tangencial constante coincida con el exacto de la teoría de vigas.

2.5.3. TEORÍA CLÁSICA DE PLACAS PLANAS

Al igual que para vigas, se presentan en esta sección generalidades acerca de placas planas, evitando el desarrollo de métodos de resolución analítica debido a su difícil aplicación práctica. Tanto para vigas como placas, la resolución será abordada mediante métodos numéricos, en este caso, elementos finitos.

Las teorías de placas se diferencian, similarmente al caso de vigas, en las hipótesis sobre el giro de las normales al plano medio.

Se define como placa al sólido paralelepípedo en el que una de sus dimensiones (espesor) es mucho más pequeña que las otras dos. La superficie plana equidistante de las caras de mayores dimensiones se denomina plano medio de la placa. Las hipótesis en las que se basa la teoría de Kirchhoff son las siguientes:

- 1) En los puntos del plano medio, $u=v=0$. Es decir, los puntos del plano medio sólo se mueven verticalmente.
- 2) Todos los puntos contenidos en una normal al plano medio tienen el mismo desplazamiento vertical.
- 3) La tensión normal σ_z es despreciable.
- 4) Los puntos sobre rectas normales al plano medio antes de la deformación, permanecen sobre rectas también ortogonales a la deformada del plano medio después de la deformación.

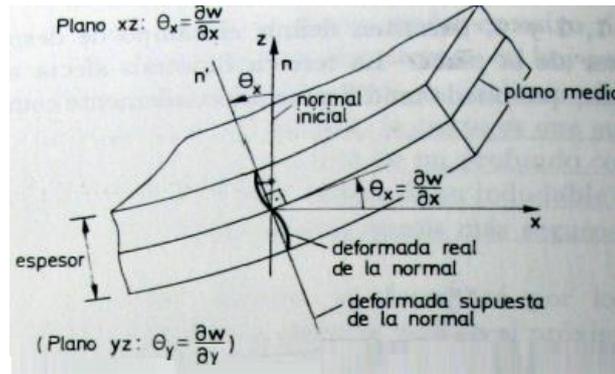


Figura 2.19 – Deformación del plano medio de una placa delgada y giro de la normal (Oñate E., 1992)

De acuerdo con las hipótesis anteriores, el campo de desplazamientos de la placa puede escribirse como:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= -z\theta_x(x, y) \\ v(x, y, z) &= -z\theta_y(x, y) \\ w(x, y, z) &= w(x, y) \end{aligned} \tag{2.15}$$

De la hipótesis 4 y la Figura 2.19 se deduce que:

$$\theta_x = \frac{\partial w}{\partial x} \text{ y } \theta_y = \frac{\partial w}{\partial y} \tag{2.16}$$

Las deformaciones en la placa se obtienen por:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \\ \epsilon_z &= \gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0 \end{aligned} \tag{2.17}$$

Partiendo de la relación general entre tensiones y deformaciones de la elasticidad tridimensional y utilizando la ecuación (2.18), puede encontrarse la siguiente expresión entre tensiones y deformaciones no nulas (para placas isótropas):

$$\sigma = \frac{1}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \tag{2.18}$$

Con esto, puede definirse el vector de esfuerzos como:

$$\hat{\sigma} = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_{-t/2}^{t/2} z \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} dz \quad (2.19)$$

Donde M_x y M_y son los momentos flectores de las tensiones σ_x y σ_y con respecto al plano medio, respectivamente, y M_{xy} es el momento torsor producido por la tensión tangencial γ_{xy} (Figura 2.20).

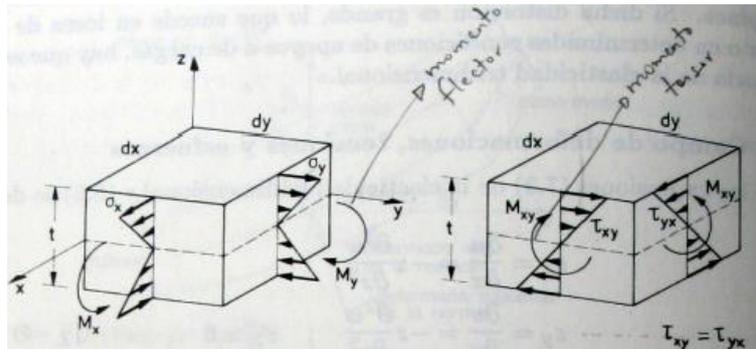


Figura 2.20 – Tensiones y momentos en una placa (Oñate E., 1992)

Análogamente a lo realizado en la sección 2.5.1 para vigas, planteando las ecuaciones de equilibrio de la placa (a través del equilibrio de esfuerzos en un elemento diferencial de placa) se obtiene:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \quad (2.20)$$

$$\text{o } \nabla^4 w = \frac{q}{D}, \text{ con } D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$$

(2.20) representa una ecuación diferencial de cuarto orden que relaciona la flecha con la carga repartida y las propiedades del material. Dicha ecuación con sus correspondientes condiciones de contorno, es el punto de partida para resolver problemas de placas ortótropas.

2.5.4. TEORÍA DE PLACAS GRUESAS DE REISSNER-MINDLIN

La teoría de placas de Kirchhoff puede considerarse, en cuanto a sus hipótesis sobre ortogonalidad de la normal, análoga a la de vigas de Euler-Bernoulli. En ese mismo sentido, la teoría de placas de Reissner-Mindlin también se puede considerar análoga a la de vigas Timoshenko. Así, esta teoría de placas se basa sencillamente en hacer menos restrictiva la hipótesis de ortogonalidad de la normal, lo que introduce el efecto de deformación por corte transversal, permitiendo el análisis de placa gruesas.

Esta hipótesis se representa en la Figura 2.21

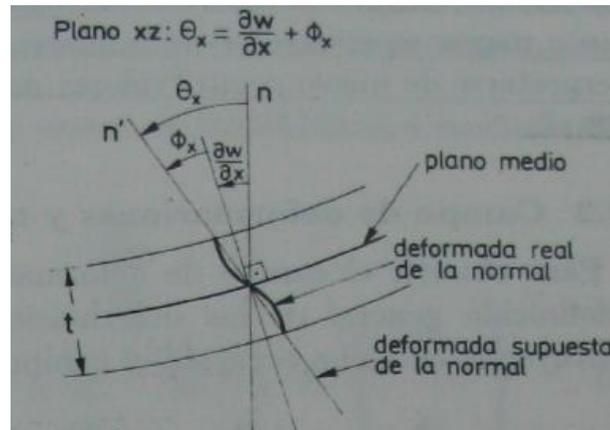


Figura 2.21 – Teoría de placas de Reissner-Mindlin. Giro de la sección normal (Oñate E., 1992)

De las hipótesis 1 y 2 de la sección anterior, se deduce el campo de desplazamientos:

$$\begin{aligned} u(x, y, z) &= -z\theta_x(x, y) \\ v(x, y, z) &= -z\theta_y(x, y) \\ w(x, y, z) &= w(x, y) \end{aligned} \tag{2.21}$$

El campo de desplazamientos anterior coincide con el expresado en (2.15) para la teoría de Kirchhoff. Como se indicó en la Figura 2.21, la hipótesis 4 implica:

$$\begin{aligned} \theta_x &= \frac{\partial w}{\partial x} + \phi_x \text{ (Plano } xz) \\ \theta_y &= \frac{\partial w}{\partial y} + \phi_y \text{ (Plano } yz) \end{aligned} \tag{2.22}$$

Asimismo, el campo de deformaciones será:

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ \gamma_{xy} &= \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -z \left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \right) \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = -\theta_x + \frac{\partial w}{\partial x} = -\phi_x \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} = -\theta_y + \frac{\partial w}{\partial y} = -\phi_y \\ \epsilon_z &= 0 \end{aligned} \tag{2.23}$$

La ecuación (2.24) indica que la hipótesis de no ortogonalidad de la normal se traduce en que las deformaciones transversales γ_{xz} y γ_{yz} no son nulas, siendo precisamente su valor, el de

los giros ϕ_x y ϕ_y , respectivamente. Conjuntamente, se aprecia que dichas deformaciones (y por ende las tensiones) son independientes de la coordenada z .

Así, el vector de tensiones no nulas que definido por:

$$\sigma = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E & \nu E & 0 & 0 & 0 \\ \nu E & E & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (1 - \nu^2) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \end{Bmatrix} \quad (2.24)$$

Finalmente, se define el vector de esfuerzos generalizados:

$$\sigma = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \\ Q_x \\ Q_y \end{Bmatrix} = \int_{-t/2}^{t/2} \begin{Bmatrix} z\sigma_x \\ z\sigma_y \\ z\tau_{xy} \\ \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} dz \quad (2.25)$$

Nuevamente, análogamente a la teoría de Timoshenko, es conocido que de acuerdo con la teoría de elasticidad, la distribución “exacta” de las tensiones transversales no es constante a través del espesor. Para sortear este problema se afecta a las tensiones tangenciales transversales por un coeficiente de manera que el trabajo de deformación de las mismas coincida con el realizado por las tensiones transversales “exactas”.

2.5.5. EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Al efectuar una clasificación de las estructuras, suelen dividirse en discretas o reticulares y continuas. Las primeras son aquéllas que están formadas por un ensamblaje de elementos claramente diferenciados unos de otros y unidos en una serie de puntos concretos, de tal manera que el sistema total tiene forma de malla o retícula. La característica fundamental de las estructuras discretas es que su deformación puede definirse de manera exacta mediante un número finito de parámetros, como por ejemplo las deformaciones de los puntos de unión de unos elementos y otros. De esta manera el equilibrio de toda la estructura puede representarse mediante las ecuaciones de equilibrio en las direcciones de dichas deformaciones.

Como contrapartida, en los sistemas continuos no es posible separar, a priori, el sistema en un número finito de elementos discretos. Si se toma una parte cualquiera del sistema, el número de puntos de unión entre dicha parte y el resto de la estructura es infinito, y es por lo

tanto imposible utilizar el mismo método que en los sistemas discretos, pues los puntos de unión entre los distintos elementos, que allí aparecían de manera natural, no existen aquí.

HIPÓTESIS DE DISCRETIZACIÓN

En una estructura discreta, su deformación viene definida por un número finito de parámetros (deformaciones y/o giros), que juntos conforman el vector de deformaciones Δ , y la estructura tiene tantas formas de deformarse como términos tenga dicho vector. Un medio continuo tiene infinitas formas posibles de deformarse, independientes unas de otras, ya que cada punto puede desplazarse manteniendo fijos cualquier número finito de los puntos restantes, por grande que sea este último. Por lo tanto la configuración deformada de la estructura no puede venir dada por un vector finito Δ como el anterior, sino que es una función vectorial u , que indica cuáles son las deformaciones de cualquier punto, y que tiene tres componentes escalares:

$$u = \begin{pmatrix} u(x, y, z) \\ v(x, y, z) \\ w(x, y, z) \end{pmatrix} \quad (2.26)$$

Esta función es la solución de la ecuación diferencial que gobierna el problema, y si éste está bien planteado, cumplirá las condiciones de contorno impuestas, pero en principio no puede asegurarse que esta función u tenga una expresión analítica manejable, ni siquiera que pueda calcularse. Por lo tanto la función u no podrá conocerse en general. Para resolver este problema, el Método de los Elementos Finitos recurre a la hipótesis de discretización, que se basa en lo siguiente:

- El continuo se divide por medio de líneas o superficies imaginarias en una serie de regiones contiguas y disjuntas entre sí, de formas geométricas sencillas y normalizadas, llamadas *elementos finitos*.
- Los elementos finitos se unen entre sí en un número finito de puntos, llamados *nudos*.
- Los desplazamientos de los nudos son las incógnitas básicas del problema, y éstos determinan unívocamente la configuración deformada de la estructura. Sólo estos desplazamientos nodales se consideran independientes.
- El desplazamiento de un punto cualquiera, viene unívocamente determinado por los desplazamientos de los nudos del elemento al que pertenece el punto. Para ello se definen para cada elemento, unas *funciones de interpolación* que permiten calcular el valor de cualquier desplazamiento interior por interpolación de los desplazamientos nodales. Estas funciones de

interpolación serán de tal naturaleza que se garantice la compatibilidad de deformaciones necesaria en los contornos de unión entre los elementos.

- Las funciones de interpolación y los desplazamientos nodales definen unívocamente el estado de deformaciones unitarias en el interior del elemento. Éstas, mediante las ecuaciones constitutivas del material definen el estado de tensiones en el elemento y por supuesto en sus bordes.

- Para cada elemento, existe un sistema de fuerzas concentradas en los nudos, que equilibran a las tensiones existentes en el contorno del elemento, y a las fuerzas exteriores sobre él actuantes.

Los dos aspectos más importantes de esta hipótesis, sobre los que hay que hacer hincapié son:

- La función solución del problema u es aproximada de forma independiente en cada elemento. Para una estructura discretizada en varios elementos, pueden utilizarse funciones de interpolación distintas para cada uno de ellos, aunque deben cumplirse ciertas condiciones de compatibilidad en las fronteras entre los elementos.

- La función solución es aproximada dentro de cada elemento, apoyándose en un número finito (y pequeño) de parámetros, que son los valores de dicha función en los nudos que configuran el elemento y a veces sus derivadas.

A continuación se representan algunos de los elementos más importantes:

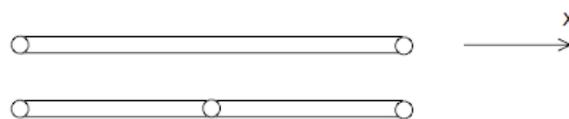


Figura 2.22 – Elementos para elasticidad unidimensional (Celigiüeta Lizarza J. T., 2008)

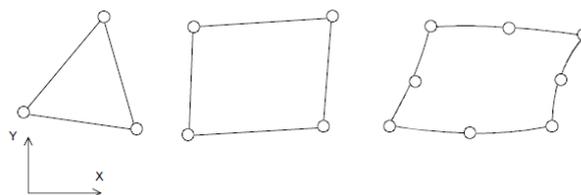


Figura 2.23 – Elementos para elasticidad bidimensional (Celigiüeta Lizarza J. T., 2008)

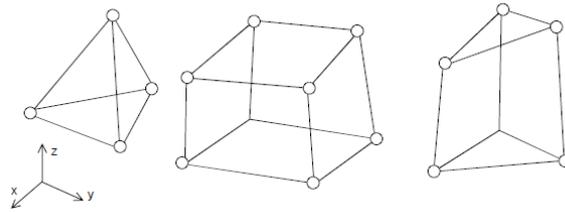


Figura 2.24 – Elementos para elasticidad tridimensional (Celigüeta Lizarza J. T., 2008)

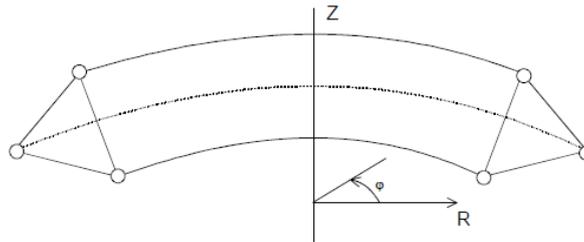


Figura 2.25 – Elementos axil-simétrico (Celigüeta Lizarza J. T., 2008)

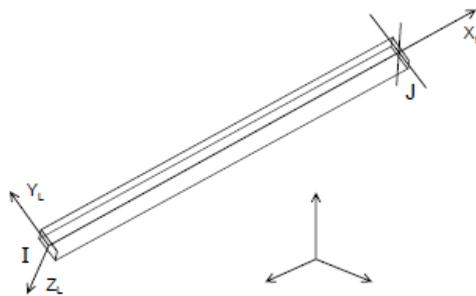


Figura 2.26 – Elementos de viga (Celigüeta Lizarza J. T., 2008)

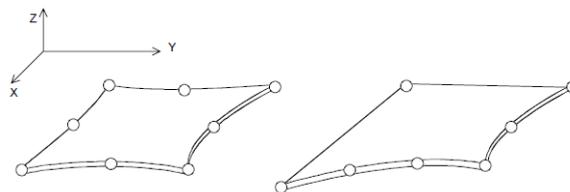


Figura 2.27 – Elementos de placa (Celigüeta Lizarza J. T., 2008)

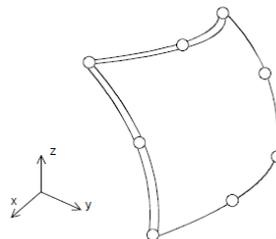


Figura 2.28 – Elementos de cáscara (Celigüeta Lizarza J. T., 2008)

ELEMENTOS FINITOS DE PLACA Y DE VIGA

Una etapa fundamental en el MEF es la obtención de las ecuaciones de equilibrio de cada elemento para su posterior ensamblaje. El procedimiento más popular es el llamado *Principio de Trabajos Virtuales*, enunciado como: “Una estructura está en equilibrio bajo la acción de un sistema de fuerzas exteriores si al imponer a la misma unos desplazamientos arbitrarios (virtuales) compatibles con las condiciones en los apoyos, el trabajo realizado por las fuerzas exteriores sobre los desplazamientos virtuales es igual al trabajo que realizan las tensiones en el elemento sobre las deformaciones producidas por los desplazamientos virtuales” y formulado según la ecuación (2.27), siendo $\delta \epsilon$ las deformaciones virtuales, δu los desplazamientos virtuales, σ las tensiones reales, b las cargas distribuidas y X_i las cargas puntuales.

$$\iiint_V \delta \epsilon^T \sigma \, dV = \iiint_V \delta u \, b \, dV + \sum_{i=1}^n \delta u_i X_i \quad (2.27)$$

Dicha ecuación puede ser utilizada para la resolución de elementos de una, dos o tres dimensiones con las hipótesis correspondientes. Cualquiera sea el caso, se arriba a la ecuación (2.28).

$$K^{(e)} a^{(e)} - f^{(e)} = q^{(e)} \quad (2.28)$$

Siendo $K^{(e)}$ la matriz de rigidez del elemento, $a^{(e)}$ el vector de desplazamientos nodales, $f^{(e)}$ el vector de fuerzas equivalentes nodales y $q^{(e)}$ el vector de fuerzas nodales de equilibrio. De manera universal, dicha matriz de rigidez y el vector de fuerzas equivalentes nodales pueden expresarse según:

$$K^{(e)} = \iiint_V B^T D B \, dV \quad ; \quad f^{(e)} = \iiint_V N^T b \, dV \quad (2.29)$$

Donde B es la matriz de deformación del elemento, D la matriz de propiedades mecánicas (matriz de materiales), N las funciones de forma del elemento y b las cargas distribuidas sobre el mismo.

En los EF de placa delgada (Kirchhoff), uno de los primeros desarrollados, fue el rectangular de cuatro nodos no conforme, o elemento MZC (Melosh, Zienkiewicz y Cheung). Por tener cuatro nodos, el número de términos del polinomio debe ser 12 (3 GL por cada nodo), implicando la utilización de un polinomio incompleto para el desarrollo de w , puesto que los polinomios completos de tercer y cuarto grado tienen 10 y 15 términos, respectivamente.

Entonces es necesario decidir qué términos eliminar, cuya tarea no es sencilla. Es por esto que dicho elemento no cumple con uno de los requisitos de convergencia, es decir, la compatibilidad de deformaciones (Figura 2.29).

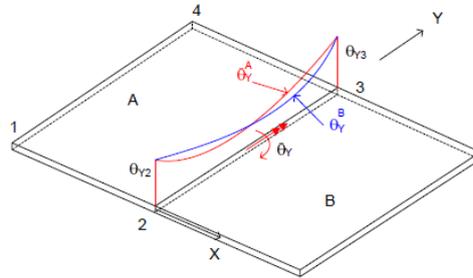


Figura 2.29 – Incompatibilidad del giro normal a la frontera entre dos elementos de placa (Celigiüeta Lizarza J. T., 2008)

Una primera solución a este problema es adoptar otro polinomio interpolante diferente, que garantice la compatibilidad del giro normal. Sin embargo, se puede demostrar que es imposible definir, mediante polinomios sencillos, unas funciones de interpolación que aseguren la compatibilidad completa, cuando sólo se usan como parámetros nodales, la flecha w y sus derivadas primeras. Para tratar de resolver el problema de los elementos incompatibles se han desarrollado otros, que se llaman conformes, y que básicamente lo que hacen es añadir nuevos términos a las funciones de interpolación, de tal manera que se satisfagan a la vez la compatibilidad de giros en los bordes del elemento, y se representen estados de deformación unitaria constante.

Respecto a los elementos isoparamétricos utilizados para la teoría de Reissner-Mindlin, éstos permiten analizar estructuras con placas medianamente gruesas a gruesas. Sin embargo, esta característica es un inconveniente, si se pretende utilizar estos elementos para resolver placas delgadas, en las que la deformación por corte es despreciable. Si para este problema se utiliza un elemento de placa isoparamétrico de 4 nodos con energía de corte, este no puede representar adecuadamente la energía de corte nula real de la estructura, y la rigidez de dicho elemento sobreestima la rigidez real (al incluir la debida a corte), lo cual produce una solución con grandes errores. Este fenómeno es denominado “Bloqueo por corte”. La única forma de tener una solución en la que los desplazamientos sean distintos de cero (solución bloqueada por soberrigidez), es que la matriz de rigidez debida al corte (K_C) sea **singular**, lo cual se logra mediante técnicas de subintegración.

Para el caso de los EF de viga Euler-Bernoulli, nuevamente la incógnita fundamental del problema es la flecha w . No obstante, como en la expresión del TVI (Trabajo virtual interno)

aparecen segundas derivadas de w , se deben utilizar elementos de continuidad C_1 (variable y su primera derivada deben ser continuas) para evitar singularidades en el cálculo de las integrales. Físicamente, la primera derivada coincide con la pendiente de la deformada del eje de la viga, es por esto que debe ser continua para garantizar que dicha deformada describa una curva suave. El número total de variables nodales de cada elemento es 4, flecha y giro en cada nodo.

En los EF de Timoshenko, considerando nuevamente un elemento de dos nodos (pues es el más utilizado) a diferencia de la teoría de Euler Bernoulli (descrita en la sección 2.5.2) la flecha y el giro ahora son variables independientes y de continuidad C_0 . Al construir la matriz de rigidez y luego integrarla, ocurre nuevamente al igual que en placas planas, que este tipo de elementos puede manifestar problemas de bloqueo por cortante. Dicho percance se soluciona también realizando una técnica de integración reducida, logrando así que la matriz de rigidez sea singular (una de las dos soluciones, pues la otra implica una soberrigidización del elemento).

2.6. NORMATIVA

Considerando los objetivos planteados en las secciones 1.1 y 1.2, interesa conocer las especificaciones de la norma principal en la que se basa este trabajo, la AASHTO “AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIAL”.

2.6.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Los puentes deberán ser diseñados teniendo en cuenta los Estados Límites que se especificarán, para cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética. La ecuación (2.30) deberá cumplirse para todos los efectos de fuerza y combinaciones especificadas sin tener en cuenta el tipo de análisis utilizado. En muchos casos la resistencia de los elementos y conexiones se determina en base a su comportamiento inelástico, aun cuando las solicitaciones se determinan mediante análisis elásticos. Esta falta de consistencia es habitual en la mayoría de las especificaciones para puentes actuales, y se debe a la falta de un conocimiento cabal de las acciones estructurales inelásticas.

ESTADOS LÍMITES

Los componentes y conexiones deberán satisfacer la ecuación (2.30) para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa. Para el estado límite de servicio y el estado límite de evento extremo, los factores de resistencia serán tomados igual a 1,0. Todos los estados límites deben ser considerados de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (2.30)$$

Para lo cual:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I > 0,95 \quad (2.31)$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica que se aplica a las sollicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

η_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

η_D = factor relacionado con la ductilidad.

η_R = factor relacionado con la redundancia.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa.

Q_i = sollicitación; R_n = resistencia nominal; R_r = resistencia mayorada: ϕR_n .

La ecuación (2.30) es la base del Método LRFD. Este método está basado en la estadística de la combinación de cargas y resistencias, expresada en la Figura 2.30.

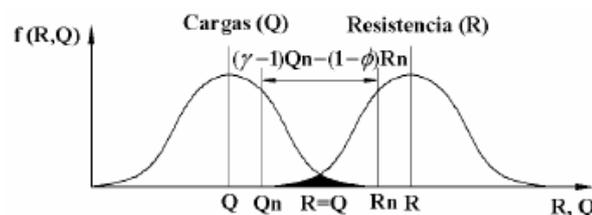


Figura 2.30 – Separación de cargas y resistencias (Belluzi O., 2004)

La asignación del factor de resistencia $\phi = 1,0$ a todos los estados límites diferentes al de resistencia es una medida transitoria; actualmente se están desarrollando investigaciones sobre este tema. La ductilidad, la redundancia y la importancia operativa son aspectos significativos que afectan el margen de seguridad de los puentes. Mientras que las dos primeras se relacionan directamente con la resistencia física, la última tiene que ver con las consecuencias que implicaría que el puente quede fuera de servicio. Por lo tanto, la agrupación de estos tres

aspectos del lado de la ecuación (2.30) correspondiente a las cargas es arbitraria. Sin embargo, constituye un primer esfuerzo hacia su codificación. En ausencia de información más precisa, cada efecto, a excepción de la fatiga y la fractura, se estima como ± 5 por ciento y se acumulan geoméricamente, lo cual claramente constituye un enfoque subjetivo.

El Método LRFD tiene como objetivos desarrollar factores de seguridad estadísticamente consistentes para todos los componentes de un diseño a nivel de capacidad. Dichos factores toman en consideración las posibles variaciones de cargas en sistemas de puentes y resistencia de componentes. Además busca calibrar las especificaciones para obtener factores de confiabilidad consistentes para todos los materiales disponibles (Probabilidad de falla aceptable).

2.6.2. OTRAS NORMAS

Además de la norma utilizada como principal (AASHTO), en este trabajo se han consultado AISC 360 – AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION / 2010, REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318S-05); COMENTARIO (ACI 318SR-05) y ACI 350 – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – CODE REQUIREMENTS FOR ENVIROMENTAL ENGINEERING CONCRETE STRUCTURES AND COMMENTARY.

AISC 360 busca reforzar el capítulo 6 de AASHTO “Estructuras de acero”. Mientras que ACI 318 ha sido consultada como complemento al capítulo 5 de AASHTO “Estructuras de hormigón” junto con ACI 350. Esta última en su sección 7.12 hace referencia a la armadura mínima requerida debido a contracción y temperatura del hormigón para estructuras ambientales.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

3.1. INTRODUCCIÓN

Como breve descripción general del arreglo del Laúca, se define una Central principal con una capacidad instalada de 2.004 MW, cuya generación tiene seis turbinas Francis de eje vertical y una central ecológica situada a los pies de la presa con una potencia instalada de 66 MW. El circuito de generación principal se encuentra en la margen derecha del río Kwanza, consta de seis tomas de agua, seguidas de los shafts que conducen el flujo a los túneles forzados y estos, a su vez, a la Central principal subterránea. La presa es de tipo gravedad y será construida con hormigón compactado con rodillo (HCR), con una altura máxima de 135 m. En el cuerpo de presa se encuentran el vertedero, el descargador de fondo y la central ecológica. El vertedero está controlado por compuertas, y fue dimensionado para un caudal de 10.020 m³/s. La toma de agua se compone de seis unidades de tipo isla con un largo total de 162,0 metros y una altura máxima de 74,4 m desde su fundación.

Los shafts excavados en la roca, localizados justo aguas abajo de las tomas tienen un diámetro interno de 7,0 m y se encuentran recubiertos con hormigón de espesor igual a 0,50 m, por lo que el diámetro de excavación es de 8,0 m. Los túneles forzados, partiendo de los shafts hasta las unidades generadoras de la central principal con inclinación de 4% a 6%, tienen una sección tipo hongo con 10,26 m de ancho y 11,33 m de altura, con una longitud media de aproximadamente 1900 m.

La central principal es tipo subterránea, cuyas dimensiones son: 20,9 m de ancho y longitud 293,95m, y el área de montaje tiene 80,0 m. El ancho de los bloques de cada unidad es 30,0 m. El piso de los generadores está en la elevación 630,85 y las líneas del centro de distribución en la elevación 616,20. Las galerías eléctrica y mecánica se encuentran, respectivamente, en las elevaciones 625,45 y 619,85.

El túnel de fuga comienza en El. 605,55 al final del tubo de succión, hasta el canal de fuga en El. 617,50. El canal de fuga tiene aproximadamente 54,0 m de longitud, que van desde El 617,0, con su punto de salida en El. 627,85.

Como se mencionó en la sección 1.3, así como también en esta introducción, la obra de toma de agua del aprovechamiento hidroeléctrico Laúca se compone de seis bloques situados en la margen derecha del río Kwanza. Los puentes, objetivo de este trabajo, serán los que vinculen dichas unidades, siendo uno el que dará acceso y dos idénticos los que darán lugar a dicha unión. En la Figura 3.1 se visualiza la ubicación relativa de la obra de toma respecto al AH, y en la

Figura 3.2 la ubicación relativa de los puentes respecto a la obra de toma. Además, en la Figura 3.3 se presenta una vista en 3D.

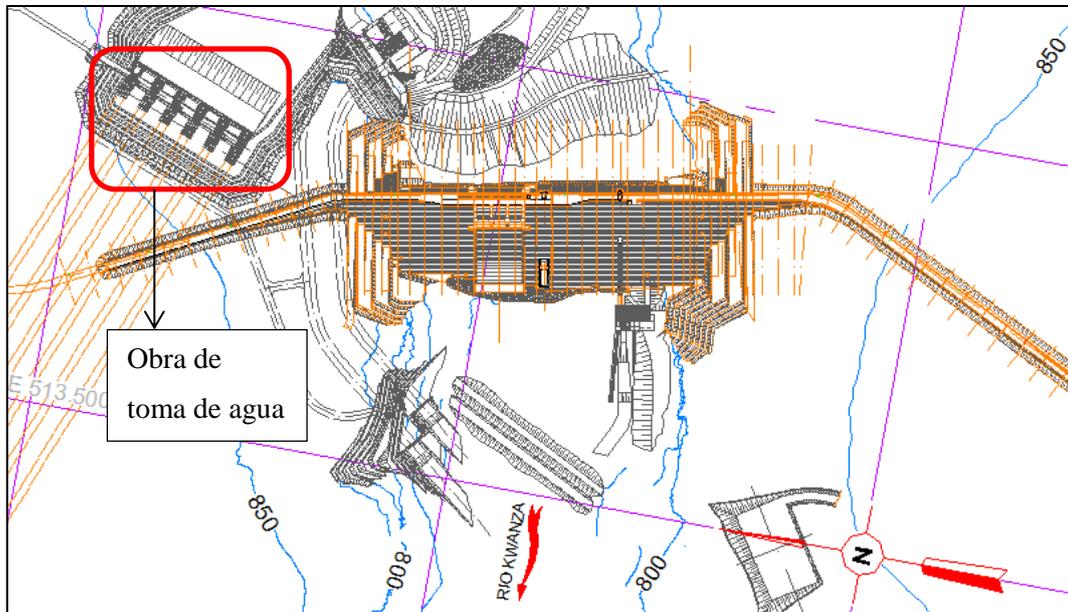


Figura 3.1 – Arreglo general – Presa y obra de toma de agua (Intertechne, 2014)

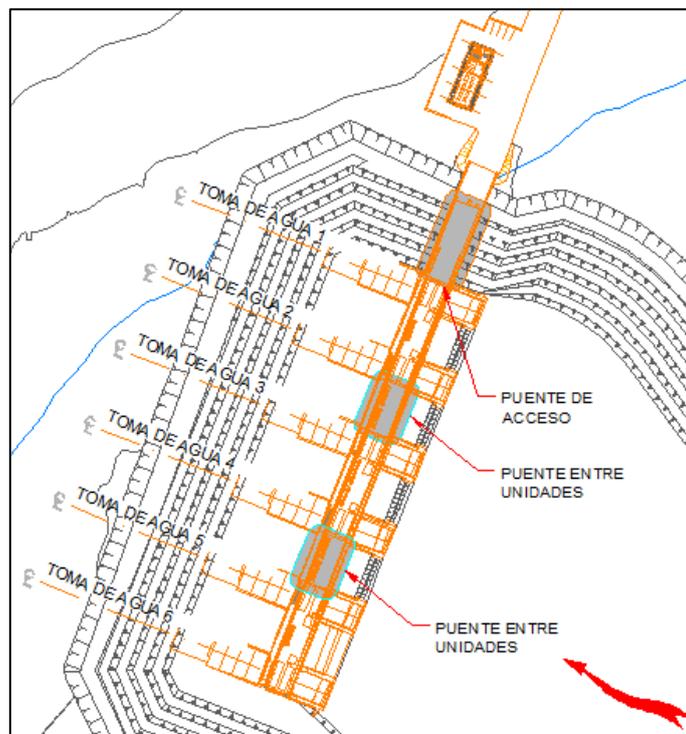


Figura 3.2 – Arreglo general – Obra de toma de agua y puentes (Intertechne, 2014)

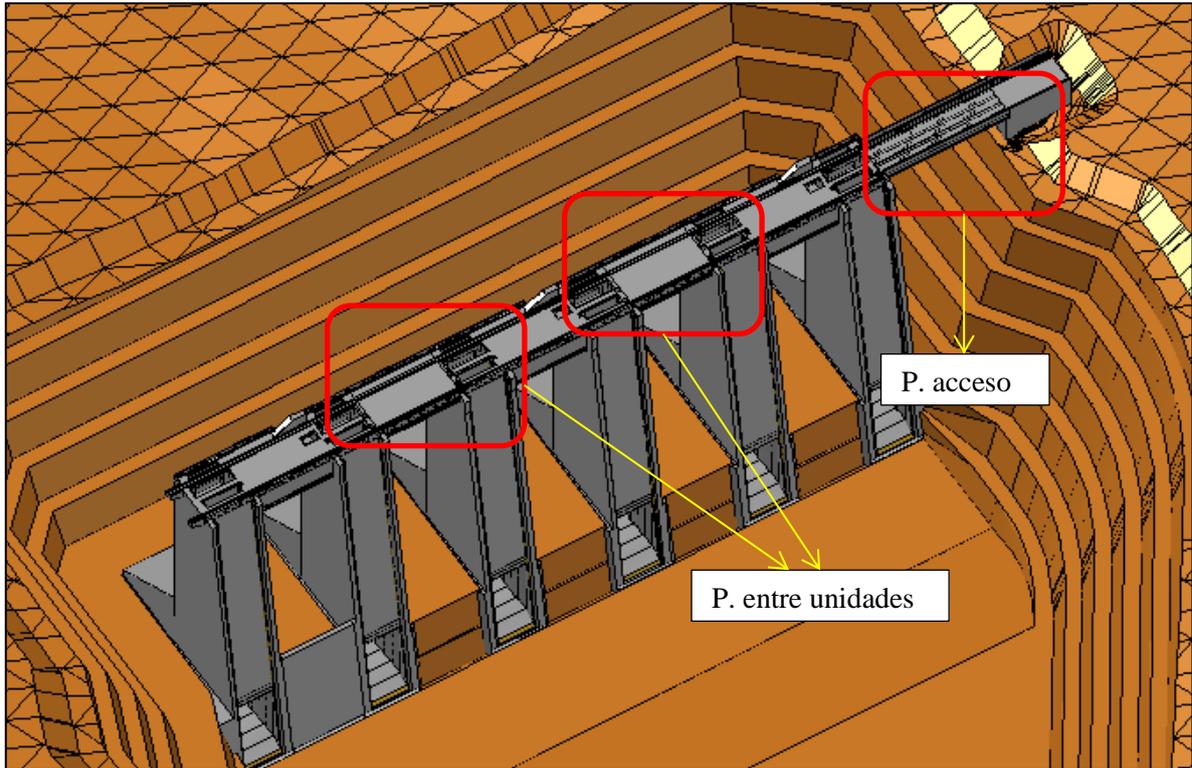


Figura 3.3 – Modelo 3D – Obra de toma de agua y puentes (Intertechne, 2014)

3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO BÁSICO

Como primera etapa se contó con un proyecto básico, el cual por solicitudes posteriores tanto por parte del cliente como de la constructora, sufrió algunas modificaciones.

En un principio, en el diseño de ambos puentes las vigas tanto principales como transversales, iban a ser de hormigón armado premoldeado, con apoyos de neopreno en cada una de las tomas de agua. Sobre éstas se apoyaría una losa de espesor de 60 cm (entre losa y placa premoldeada). En el caso de los puentes entre unidades, la altura de las vigas era de 1,70 m con una longitud de 19 m, mientras que en el puente de acceso la altura de 2 m y su longitud de 30 m. En la Figura 3.4 se presenta un esquema asociado al sistema estructural del puente entre unidades, mientras que en la Figura 3.5 uno asociado al de acceso.

La ejecución de los puentes en esta etapa del proyecto constaba de tres fases, fase de transporte, fase de construcción y fase de operación. La primera compuesta por el levantamiento de las piezas premoldeadas, la segunda por el hormigonado de la losa y posicionado de las barandas, y por último además de la carga permanente debida al peso propio del llenado del hormigón de segunda etapa, también esfuerzos asociados a cargas vivas posteriores.

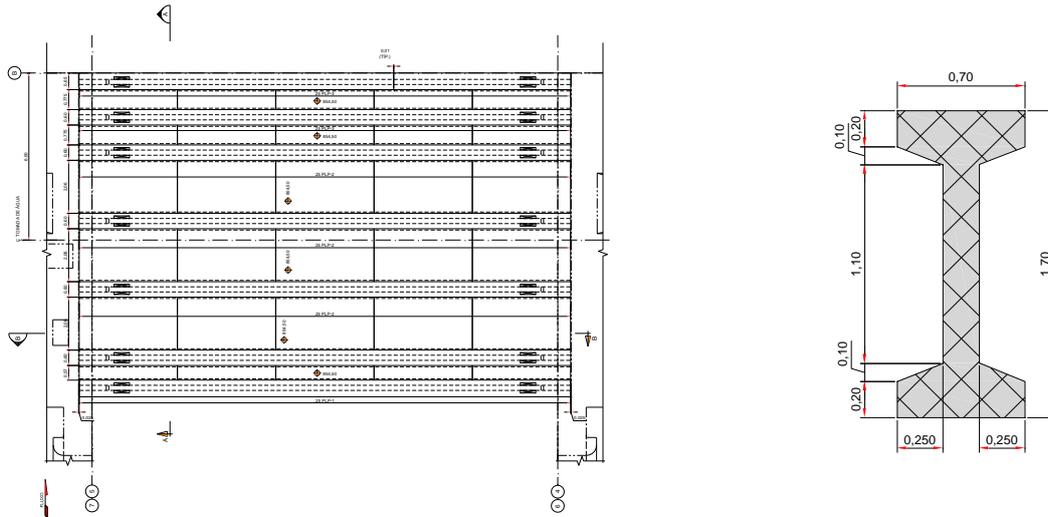


Figura 3.4 – Proyecto básico- Puente entre unidades – Planta y sección de viga premoldeada (Intertechne, 2014)

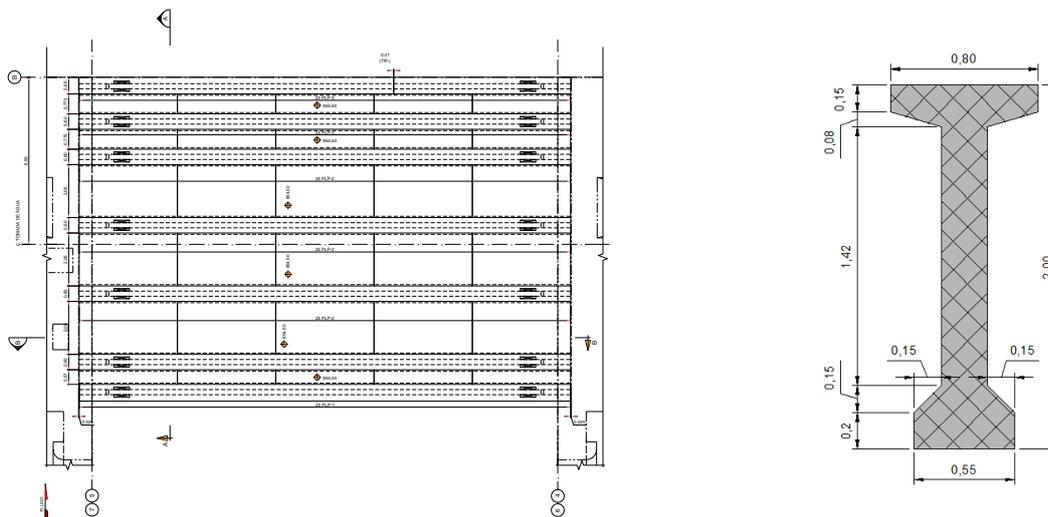


Figura 3.5 – Proyecto básico- Puente de acceso – Planta y sección de viga premoldeada (Intertechne, 2014)

3.3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO EJECUTIVO

Por lo mencionado en el apartado anterior, debido a requerimientos que implican poder utilizar de alguna manera las vigas para encofrado de las salas oleodinámicas, es que se optó por utilizar en este proyecto vigas metálicas, en lugar de las premoldeadas detalladas en el apartado anterior.

Las vigas metálicas de los puentes entre unidades están localizadas sobre la estructura de la toma de agua. Serán previstas 7 vigas metálicas (longitudinales), constituidas por perfiles de acero soldados, con una altura de 85 cm y longitud de 19,30 m. Cada una de estas vigas está dividida en dos tramos de 8,95 m y uno de 1,40 m. Estas vigas están conectadas entre sí mediante vigas transversales de 45 cm de alto en los apoyos y en el centro.

La losa de estos puentes tiene un espesor de 60 cm, está sobre las vigas y será ejecutada en dos etapas de hormigonado, utilizando encofrados metálicos colaborantes del tipo steel deck vinculados a la losa mediante conectores de corte. La primera etapa de 20 cm de espesor será ejecutada por encima del steel deck y luego de 28 días de curado, será ejecutada la segunda etapa, de 40 cm de espesor.

Es denominada fase I o etapa antes del curado del hormigón, aquella en la que las vigas metálicas actúan individualmente en la resistencia y reciben la primera etapa de hormigonado del tablero, con un espesor de 0,20m. Es denominada fase II, o etapa después del curado, aquella en la cual las vigas actúan simultáneamente en la resistencia con el Steel deck y el tablero, con un espesor de 0,60 m, trabajando como vigas de sección mixta.

El puente de acceso está localizado entre la estructura de la primera toma de agua y el pilar de margen derecha. Las vigas metálicas en este caso son 6 (longitudinales), con perfiles de acero también soldados, con una altura de 1,60 m y longitud de 30 m, además de dos vigas de borde de 85 cm de alto, que actúan en voladizo, vinculadas en centro y bordes por vigas transversales de 85 cm de alto. La losa posee las mismas dimensiones que la de los puentes entre unidades y se divide en las dos mismas fases. No obstante, para una mejor lectura e interpretación de la descripción de ambos puentes, se pueden consultar los planos de geometría y complementos metálicos que integran el cuerpo de este documento (AHL-DE4-06B24-0061 a 0067 y AHL-DE4-06B24-0051 a 0055). En las Figura 3.6 a Figura 3.11 se presentan las plantas y cortes principales de una y otra estructura.

La construcción de ambos se realizará en tres etapas:

- a) Etapa de montaje y ensamblado de la estructura metálica. En esta etapa se colocan las vigas sobre sus respectivos apoyos y se abulonán in situ los elementos metálicos transversales que vinculan las vigas en sus extremos y en su punto medio. Se coloca el steel deck apoyado y fijado sobre las vigas. Las nervaduras del steel deck son colocadas perpendiculares al eje longitudinal de las vigas.
- b) Hormigonado del tablero, primera etapa. En esta etapa se construye una capa de 0,20 m de espesor, medido desde el borde inferior del steel deck, donde se disponen las armaduras inferiores del tablero y las armaduras de vinculación con el hormigón de segunda etapa.

- c) Hormigonado del tablero, segunda etapa. En esta etapa se completa el hormigonado del tablero hasta el espesor total y colocan las barandas premoldeadas y los rieles del pórtico grúa.

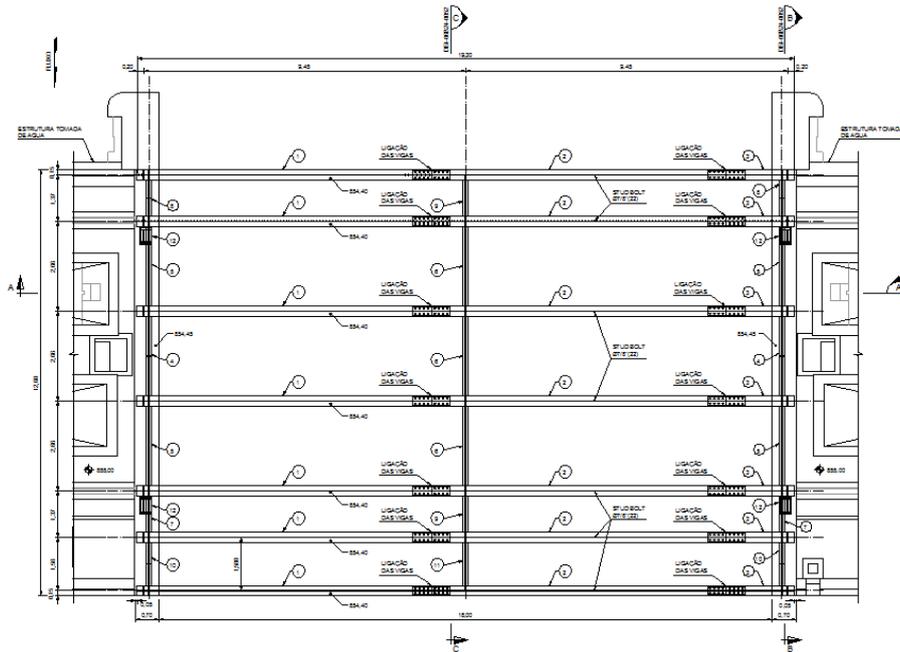


Figura 3.6 – Puente entre unidades – Planta (Intertechne, 2015)

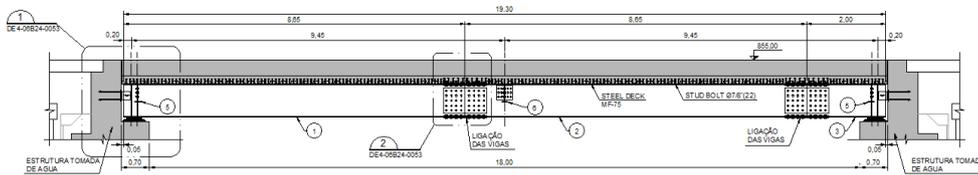


Figura 3.7 – Puente entre unidades – Corte A (Intertechne, 2015)

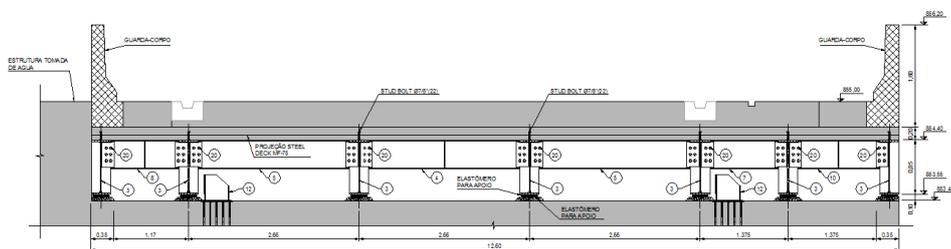


Figura 3.8 – Puente entre unidades – Corte B (Intertechne, 2015)

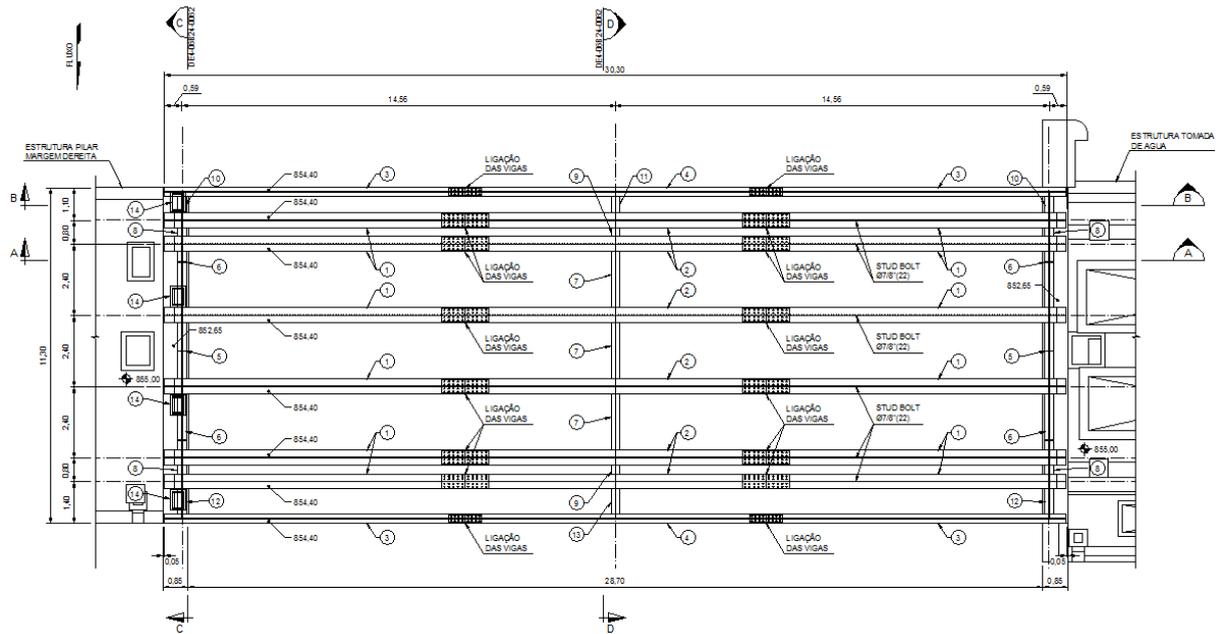


Figura 3.9 – Puente de acceso – Planta (Intertechne, 2015)

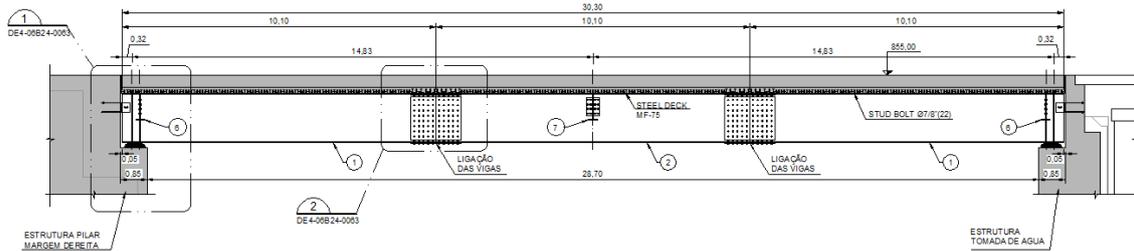


Figura 3.10 – Puente de acceso – Corte A (Intertechne, 2015)

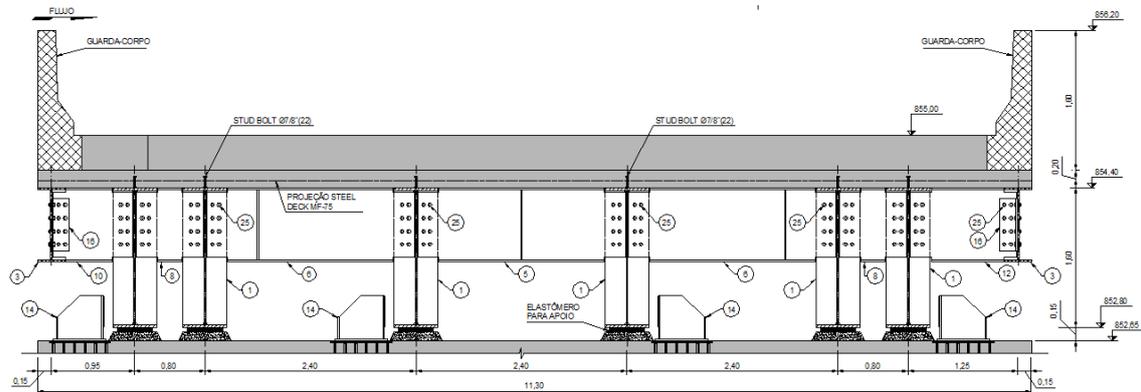


Figura 3.11 – Puente de acceso – Corte C (Intertechne, 2015)

3.4. UNIDADES Y MATERIALES UTILIZADOS

3.4.1. UNIDADES

En el desarrollo del presente documento las unidades de medida están de acuerdo con el Sistema Internacional (SI), siendo las fuerzas adoptadas en kilo-Newton “kN”, unidades lineales en metros “m” y las áreas en metros cuadrados “m²” o en “cm²” en el caso de secciones de armaduras, excepto donde se indique lo contrario.

3.4.2. MATERIALES

HORMIGÓN

- Resistencia característica a la compresión $f'_c = 25 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad, $E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} = 4700 \times \sqrt{25} \text{ MPa} = 23500 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson, $\mu = 0,20$
- Peso específico, $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 24,5 \text{ kN/m}^3$

ACERO PARA HORMIGÓN

Las varillas de acero para armados de concreto utilizados en los puentes atenderán a las especificaciones normativas de las Normas ASTM y del Código ACI 318. Sus características son las siguientes:

- Tensión de fluencia $f_y = 500 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson, $\mu = 0,30$

PERFILES METÁLICOS

Acero ASTM A572:

- Tensión de fluencia $f_y = 345 \text{ MPa}$
- Tensión de rotura $f_u = 450 \text{ MPa}$
- Módulo de elasticidad, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson, $\mu = 0,30$
- Peso específico, $\gamma_{A^{\circ}} = 78 \text{ kN/m}^3$

STEEL DECK

El steel deck adoptado será el MF75 de espesor 1,25 mm y 0,15 kN/m² de peso, cuyas características son:

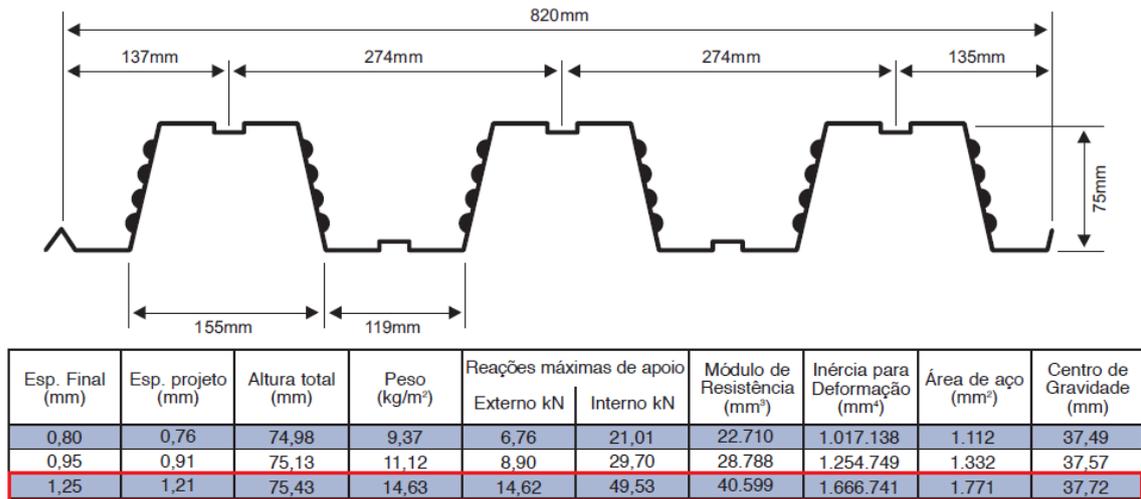


Figura 3.12 – Características del Steel Deck utilizado (Bertoletti, 2014)

Fue elegido dicho Steel deck debido a que el catálogo de Bertoletti lo recomienda para emprendimientos industriales y losas con necesidad de resistir cargas elevadas como es el caso del tablero de los puentes, mientras que el MF50 es adoptado en edificaciones urbanas, como hoteles, hospitales, etc. Los nervios de steel deck están orientados perpendicularmente al eje de la viga, como fue mencionado en la sección 3.3.

4. GEOMETRÍA DEL MODELO COMPUTACIONAL

4.1. INTRODUCCIÓN

Para obtener los esfuerzos sobre las estructuras bajo los distintos estados de carga se generó un modelo computacional con el software SAP2000.

SAP2000 es un software que incluye la modelación por Elementos Finitos del comportamiento de estructuras de barra, laminares, bajo estados planos de tensión o deformación, sólidos 3D, etc. de amplia utilización en el campo de la ingeniería estructural y, en particular, de las estructuras hidráulicas. Para estos modelos se utilizaron elementos de placa (tipo SHELL) y elementos de barra (tipo FRAME).

Las dimensiones generales, luces y alturas utilizadas en el modelo computacional de la estructura de los puentes resultan concordantes con aquellas detalladas en los planos de geometría.

Los elementos FRAME que utiliza SAP son elementos de 2 nodos basados en la teoría de Timoshenko que incorpora las deformaciones por corte a la formulación clásica de Euler-Bernoulli. Los elementos SHELL utilizados son elementos híbridos isoparamétricos de 4 nodos basados en la teoría de Reissner-Mindlin que incluyen deformaciones por corte y procedimientos de integración reducida y deformaciones impuestas para contrarrestar los efectos de bloqueo de la solución (Ver sección 2.5.5).

Cada elemento de la estructura ha sido modelado con aquellos elementos que mejor representan su comportamiento y respuesta. En particular, para las losas de tablero se han utilizado elementos laminares tipo Shell, mientras que las vigas han sido modeladas con elementos de barra tipo Frame.

4.2. MODELO ESTRUCTURAL – FASE I

Como se mencionó en la sección 3.3, en esta fase las vigas metálicas actúan separadas. El modelo elaborado en el software SAP2000 contempla esta situación, para así lograr obtener los esfuerzos en las vigas, conforme lo presentado en la Figura 4.1 y Figura 4.2. La estructura fue modelada con elementos de barra tipo *Frame*. Se muestran las estructuras para ambos puentes.

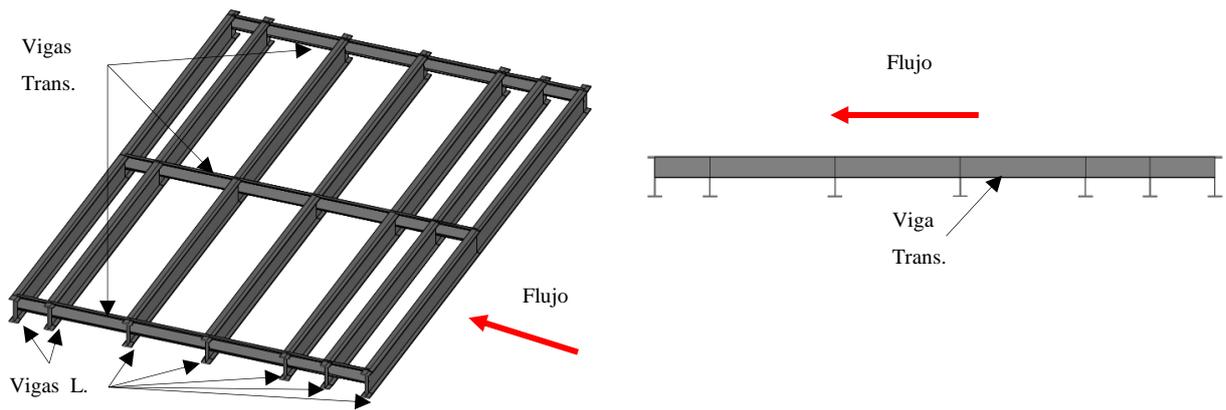


Figura 4.1 – Modelo computacional 3D – Puente entre unidades – Fase I – Perspectiva y corte

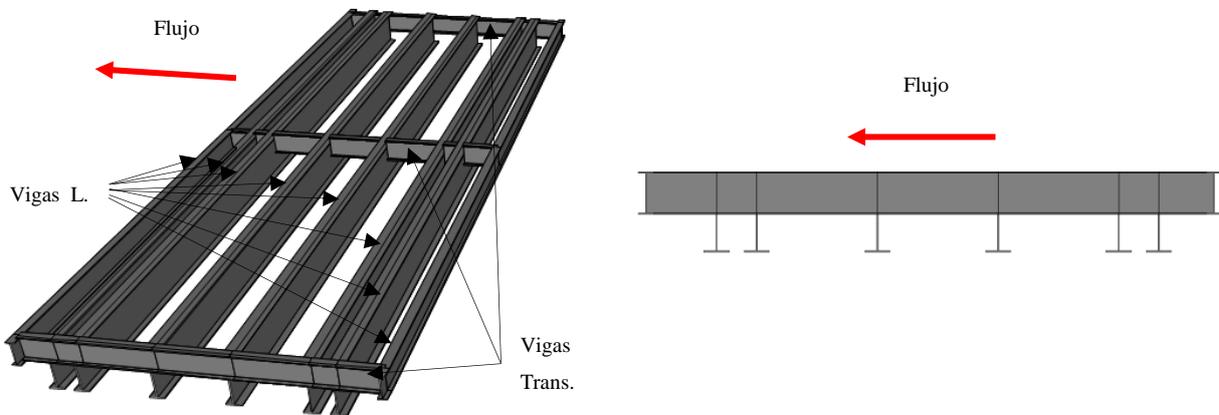


Figura 4.2 – Modelo computacional 3D – Puente de acceso – Fase I – Perspectiva y corte

4.3. MODELO ESTRUCTURAL – FASE II

En esta fase, las vigas actúan en simultáneo con el tablero, el cual contribuye con la resistencia y cuyo espesor es de 60 cm. Es decir, las vigas trabajan como sección mixta. El tablero fue modelado con elementos de placa tipo *Shell*. En las Figura 4.3 y Figura 4.4 se muestran ambos casos.

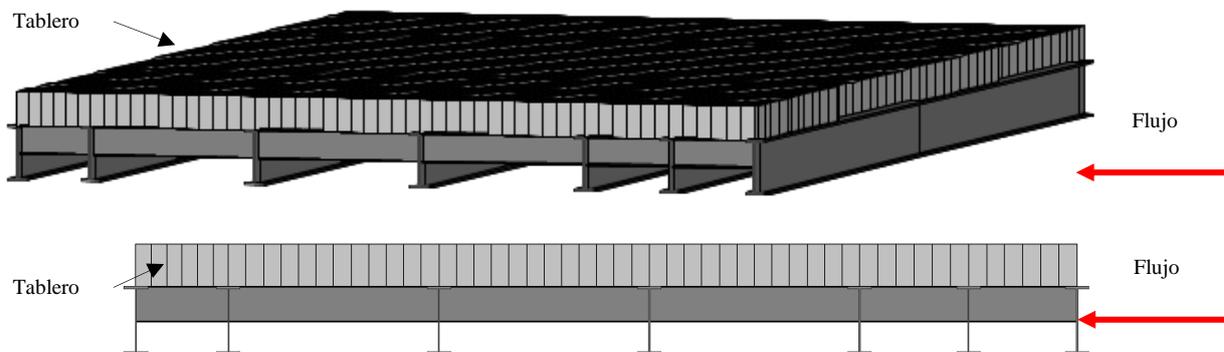


Figura 4.3 – Modelo computacional 3D – Puente entre unidades – Fase II – Perspectiva y corte

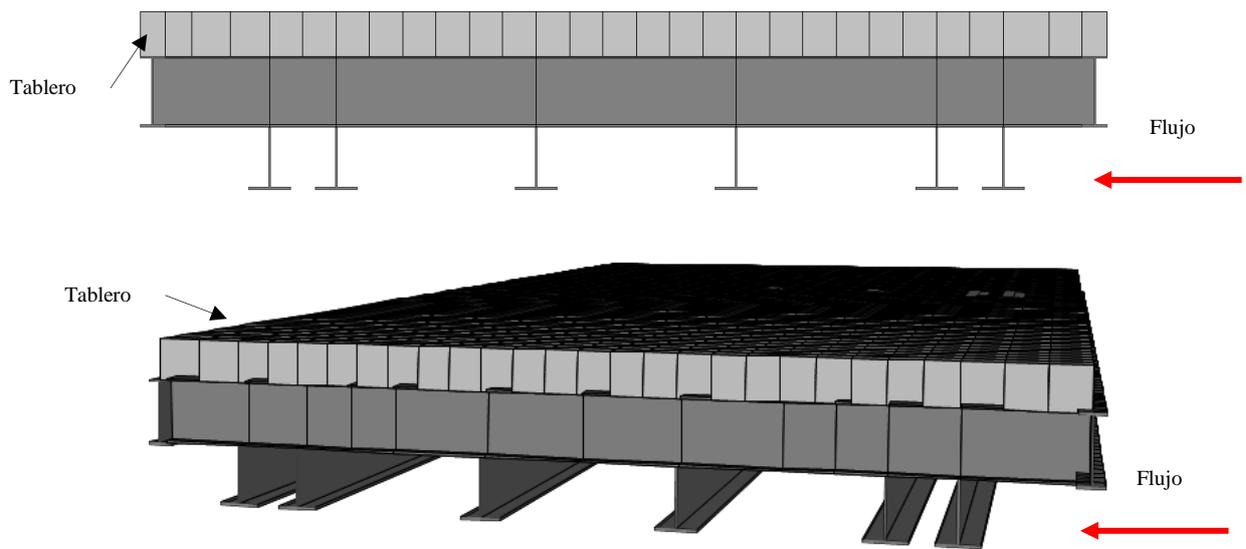


Figura 4.4 – Modelo computacional 3D – Puente de acceso – Fase II – Corte y perspectiva

4.4. CONDICIONES DE APOYO

La estructura de los puentes se encuentra sobre apoyos de neopreno. El puente de acceso se encuentra apoyado sobre el pilar de margen derecha y la primera toma de agua mientras que los puentes entre unidades, sobre las tomas de agua. Ambos tipos de puentes tendrán topes sísmicos tanto en dirección longitudinal como transversal, absorbiendo los esfuerzos en dicho diseño.

5. ESTADOS Y COMBINACIONES DE CARGA

5.1. INTRODUCCIÓN

En el presente capítulo se muestran los estados de carga a los que puede y estará sometida la estructura de los puentes, como así también las combinaciones de carga para los estados límites últimos y de servicio estipulados en AASHTO.

En el Anexo A se presentan las cargas aquí definidas, una vez aplicadas en el modelo computacional.

5.2. CARGAS

5.2.1. CARGAS PERMANENTES (D)

La carga permanente que se tiene en cuenta en los cálculos es el peso propio de la estructura, siendo $\gamma_{A^\circ} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ para las vigas metálicas y $\gamma_{H^\circ A^\circ} = 24,5 \text{ kN/m}^3$ para la losa del tablero, según las especificaciones técnicas para obras civiles. Esta carga es considerada automáticamente por el Software al definir las características de los materiales.

PESO PROPIO FASE I (D_1)

La carga de peso propio del hormigón fresco actuando sobre las vigas metálicas fue obtenida multiplicando el espesor de la losa (0,20 m) por el peso específico del hormigón. En esta fase se consideró adicionalmente el peso propio del steel deck obtenido mediante el manual del fabricante, cuyo valor fue de $0,15 \text{ kN/m}^2$. Estos valores fueron multiplicados por la longitud de influencia de cada viga, para cada puente.

PESO PROPIO FASE II (D_2)

En esta fase, el peso propio del hormigón fue considerado automáticamente por el software al modelar el tablero con su correspondiente espesor (0,60 m). Adicionalmente se consideró el peso propio de las barandas actuando en los bordes de dicho tablero ($7,59 \text{ kN/m}$).

5.2.2. SOBRECARGAS (L)

SOBRECARGAS EN FASE I (L_1)

Para la primera etapa de hormigonado, fue considerada una sobrecarga de servicio, destinada al aprovechamiento del espacio para la colocación de equipamientos, circulación de personas y otras posibles cargas accidentales. Esta sobrecarga es multiplicada por la longitud de influencia de cada viga, así como en el apartado anterior y aplicada en forma lineal en cada viga. Dicho valor adoptado es 5 kN/m^2 según los criterios de proyecto en la sección 3.1.3.

5.2.3. ATAGUÍAS (L_A)

Sólo sobre los puentes entre unidades se almacenarán en dos segmentos las ataguías que se encargan del cierre para mantenimiento de las compuertas vagón, que protegen el circuito hidráulico. La posición de almacenamiento dista 4,5 m del borde aguas abajo del tablero (Figura 5.1). El peso propio de cada segmento de la compuerta es de 135 kN y se considera apoyada en los tercios mediante apoyos puntuales. La reacción sobre cada apoyo es de 67,5 kN.

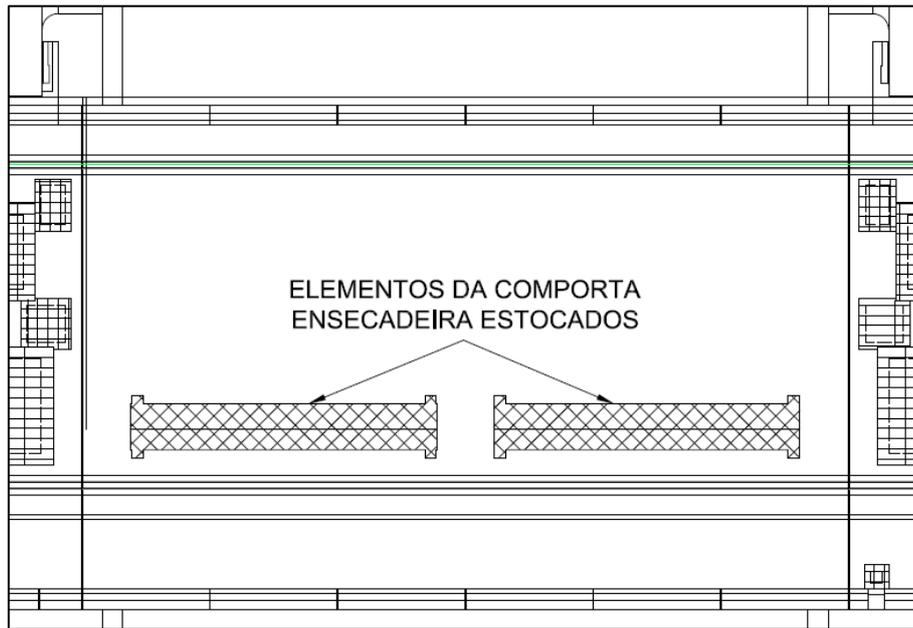


Figura 5.1 – Disposición de las ataguías en puente entre unidades (Intertechne, 2014)

5.2.4. CAMIÓN DE DISEÑO (L_CM)

Se considera como carga móvil, actuando sobre el tablero de los puentes al camión típico definido en el apartado 3.6.1.2.2 de la norma AASHTO LRFD. En la Figura 5.2 se muestran las dimensiones del vehículo y las cargas por eje. Estas cargas fueron afectadas por un coeficiente de mayoración por carga dinámica (IM, apartado 3.6.2) de 1,33 según lo especificado en dicha norma.

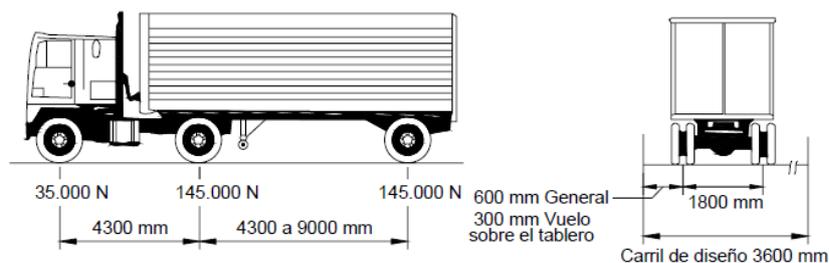


Figura 5.2 – Camión típico (AASHTO LRFD, 2012)

La posición del camión típico se definió considerando la posición de las ruedas a cada lado de una viga central y sobre el tablero entre dos vigas centrales, como se puede verificar en el anexo A.5 para ambos puentes.

5.2.5. CARGA DE CARRIL DE DISEÑO (L_CR)

Según lo especificado en el apartado 3.6.1.2.4 de AASHTO LRFD, se considera como sobrecarga en el camino 9,3 N/mm uniformemente distribuida en toda la dirección longitudinal y en un ancho de 3000 mm en dirección transversal. Esto sería equivalente a una carga distribuida de 3,1 kN/m².

5.2.6. FUERZA DE FRENADO (L_FR)

La norma AASHTO en el apartado 3.6.4 define que la carga de frenado debe tomarse como el mayor valor entre el 25% de las cargas típicas por eje de camión, o el 5% del camión típico más la sobrecarga sobre el camino. Por lo tanto la fuerza de frenado será según el primer criterio de 80,05 kN.

5.2.7. PÓRTICO GRÚA (L_PG)

El pórtico grúa a considerar se muestra en la Figura 5.3. Será utilizado para la manipulación de las rejas y las ataguías, además del montaje de las compuertas vagón y el mantenimiento de los elementos de la toma de agua.

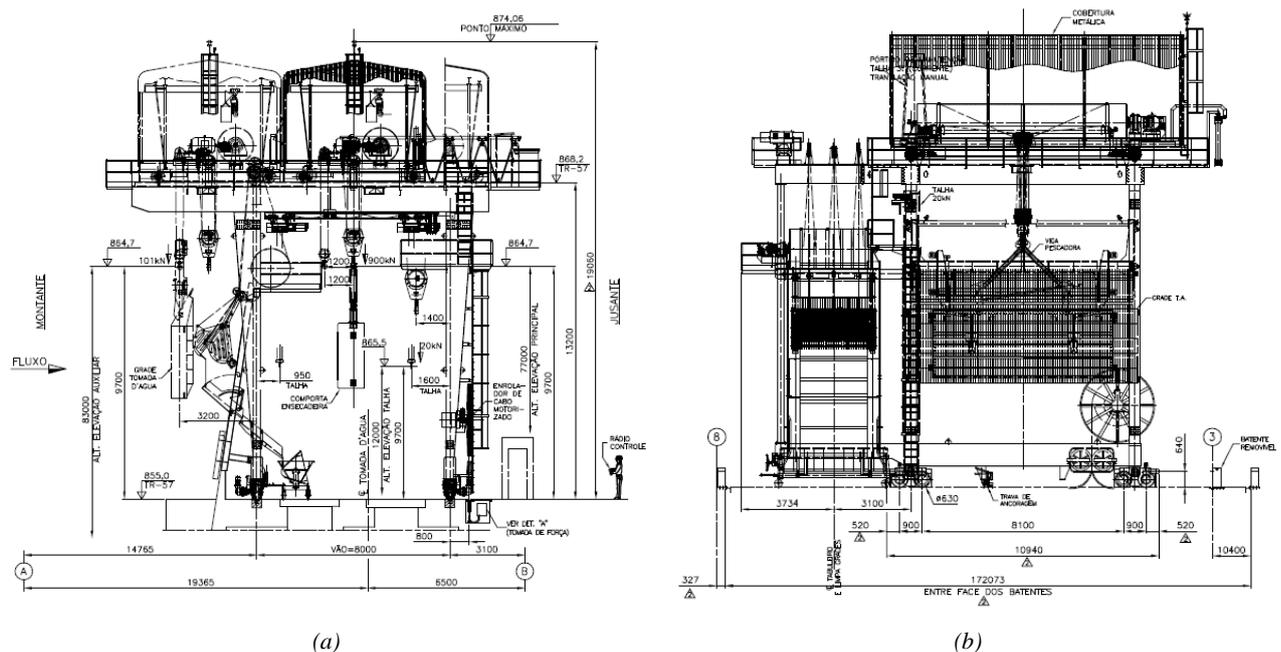


Figura 5.3 – Pórtico grúa – (a) Vista frontal; (b) Vista lateral (Intertechne, 2014)

De acuerdo con el documento AHL-DE4-06C35-7000 provisto por el fabricante, las cargas de dicho pórtico son las mostradas en la Figura 5.4.

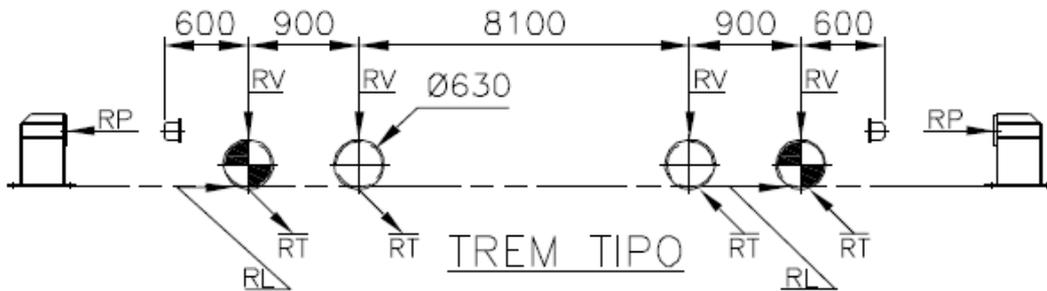


Figura 5.4 – Cargas máximas del pórtico grúa (Duraferro, 2014)

Considerando la mayoración debida a efectos dinámicos, se tienen como reacciones por ruedas a la vertical $R_V = 475$ kN, la transversal $R_T = 53$ kN y longitudinal $R_L = 75$ kN. En el modelo computacional, dada la cercanía de cada par de ruedas, se considera la resultante actuando en el punto medio entre ellas. A su vez, dado que en el puente de acceso el riel se encuentra equidistante entre dos vigas muy próximas, se distribuye la carga entre ellas.

5.2.8. GRÚA TEREX AC 140 (L_GR)

De acuerdo a las instrucciones provistas por el cliente, será utilizada la Grúa Terex AC 140. El vehículo considerado se representa en la Figura 5.5. Dispone de 5 ejes con una carga de 160 kN cada uno, con unas dimensiones máximas de 16,11 m x 3,0 m.

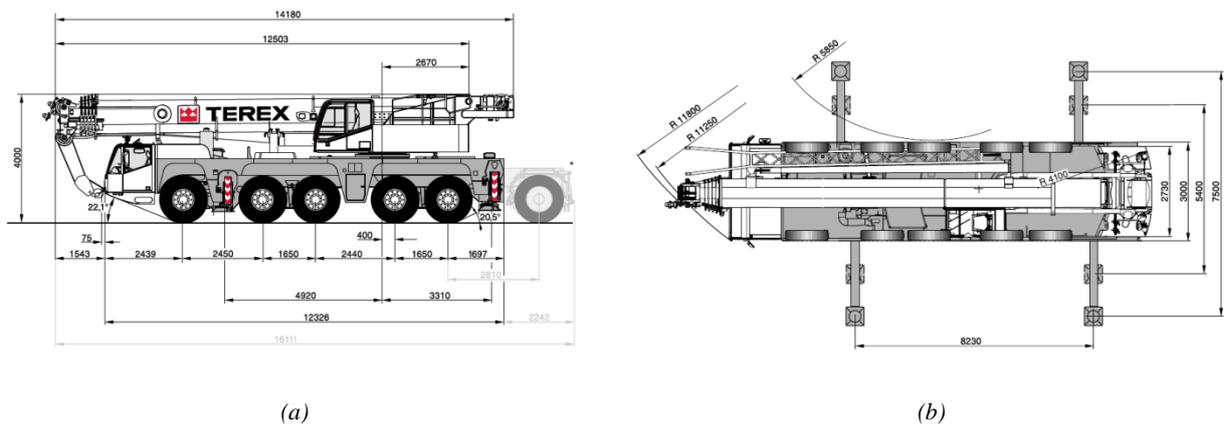


Figura 5.5 – Grúa Terex AC 140 – (a) Vista lateral; (b) Planta (Intertechne, 2014)

La posición de paso de la grúa sobre los puentes es considerada de manera análoga al camión típico, considerando la posición de las ruedas sobre una viga central y sobre el tablero entre dos vigas centrales.

Adicionalmente a la acción del pasaje del vehículo, se considera a la grúa en operación con las patas más cargadas apoyadas sobre el tablero en el punto medio entre dos vigas centrales y con las patas más cargadas apoyadas sobre una viga central. En estas situaciones todo el peso del vehículo más la carga se encuentran concentradas en sus cuatro patas. Estas cargas fueron afectadas para el cálculo, por el coeficiente de mayoración por carga dinámica de 1,33 mencionado anteriormente (apartado 3.6.2 de AASHTO).

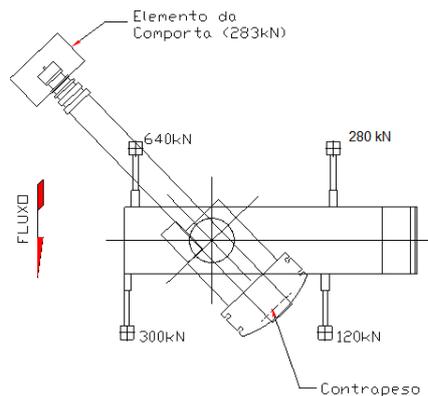


Figura 5.6 – Cargas de grúa apoyada. Situación más crítica de carga. (Duraferro, 2014)

5.2.9. VIENTO (W)

De acuerdo a los criterios de proyecto, se utilizará la sección 3.8 de AASHTO LRFD para evaluar la influencia del viento sobre la superestructura. En 3.8.1 se menciona que para la presión horizontal de viento se asumirá que las presiones son provocadas por una velocidad básica de viento $V_B = 160$ km/h y se la asumirá uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. Según el apartado 3.8.1.2, se debe considerar una presión lateral, perpendicular al eje longitudinal de los puentes de 2,40 kPa (2,4 kN/m²). Esta presión será considerada en la etapa constructiva, en la que no esté presente el tablero. Considerando una altura de viga de 0,85 m (puente entre unidades) y una altura de 1,60 m (puente de acceso), las cargas utilizadas resultan de 2,04 kN/m y 3,84 kN/m, respectivamente (Anexo A.8).

Según 3.8.2 se debe considerar una fuerza ascendente de $9,6 \times 10^{-4}$ MPa por el ancho del tablero. Esta presión no será considerada en los cálculos debido a que incluso minorizando el peso propio del tablero en la primera etapa de hormigonado (espesor de 17,5 cm), dicho peso sigue siendo 4 veces mayor que la carga vertical que puede producir el viento.

Respecto a la inestabilidad aeroelástica, si la relación longitud/ancho es mayor a 30 (3.8.3 AASHTO), se considera a la estructura como sensible al viento. En este caso para el puente de acceso (de mayor longitud) dicha relación resulta de $30/12 = 2,5 < 30$, por lo cual la

estructura es considerada rígida, con el tablero actuando como diafragma rígido (4.6.2.7.AASHTO), lo cual implica que transmite la carga de viento a los apoyos.

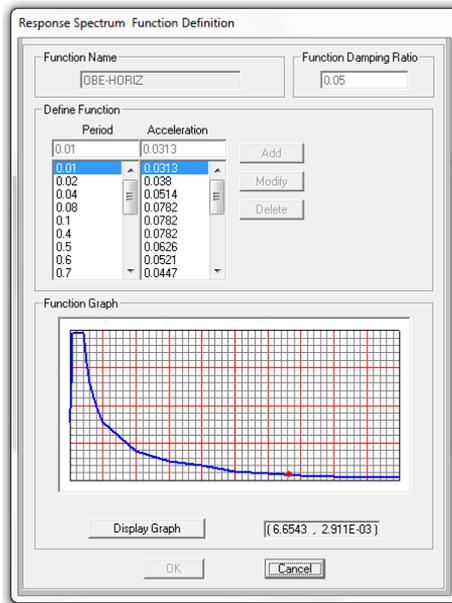
5.2.10. SISMO (E)

La evaluación de la respuesta sísmica de los puentes se realiza a través de un análisis modal espectral, en el que la respuesta de la estructura se obtiene mediante una combinación adecuada de las contribuciones modales, las cuales están caracterizadas por la máxima respuesta de cada modo afectada por un factor de participación modal, el cual indica la extensión en que cada modo contribuye a la respuesta total de una estructura (desplazamientos máximos haciendo uso de una envolvente de acelerogramas otorgada por la norma vigente).

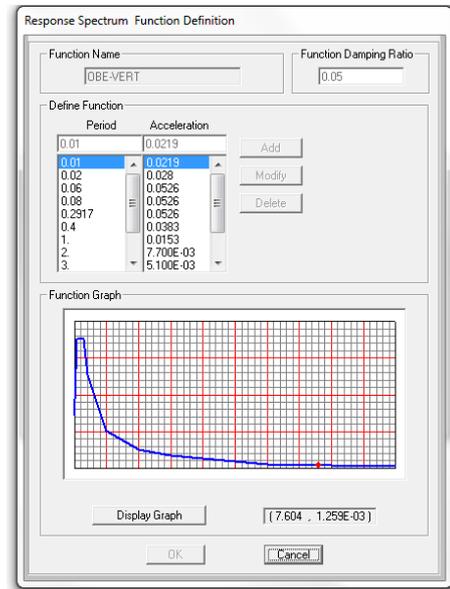
En el documento AHL-RT4-00B17-0001 – “Estudio de Amenaza Sísmica” se describen con detalle las consideraciones a tener en cuenta para el análisis. Para arribar a los espectros de respuesta se utilizó en dicho estudio un enfoque probabilístico, que consta de definir las fuentes, evaluar parámetros sísmicos de una o más relaciones de parámetros de atenuación y la integración de todas las fuentes actuando en el sitio, definidas por su respectiva actividad sísmica. Como resultado de esta integración, se proporciona una descripción del movimiento futuro del suelo para el sitio: correlación entre la aceleración máxima y su probabilidad de excedencia.

La evaluación sísmica del AH Laúca se llevó a cabo en roca competente, caracterizada por una velocidad de la onda de corte menor a 800 m/s hasta 30 m de la superficie de interés. A partir de esto se definieron las aceleraciones de diseño para las estructuras principales del proyecto y discutiendo las recomendaciones de ICOLD, se determinaron los niveles de sollicitación del proyecto, sismo máximo creíble controlador (CMCE), sismo máximo creíble (MCE), sismo máximo de diseño (MDE) y sismo básico de operación (OBE). Los espectros utilizados en el análisis de los puentes fueron estos dos últimos. El MDE genera una agitación que representa la sollicitación dinámica utilizada para el proyecto de la estructura, es decir, es un nivel de sollicitación para el cual la estructura será diseñada y debe permanecer en operación tras el terremoto, con un nivel de daño aceptable (normalmente se asocia a un riesgo tolerable o aceptable que se expresa como una probabilidad de excedencia de un 10 % en la vida útil). El OBE representa el nivel de agitación sísmica del sitio de la presa con un 50% de probabilidad de ser excedido en 100 años (vida útil). Las consecuencias de exceder el OBE son puramente económicas, sin comprometer la seguridad humana.

Los espectros de diseño utilizados fueron definidos mediante las formas espectrales obtenidas con las fórmulas de atenuación espectrales de Boore y Atkinson (2008), con una relación de amortiguamiento de $\xi = 0,05$. Éstos se muestran en la Figura 5.7 y Figura 5.8.

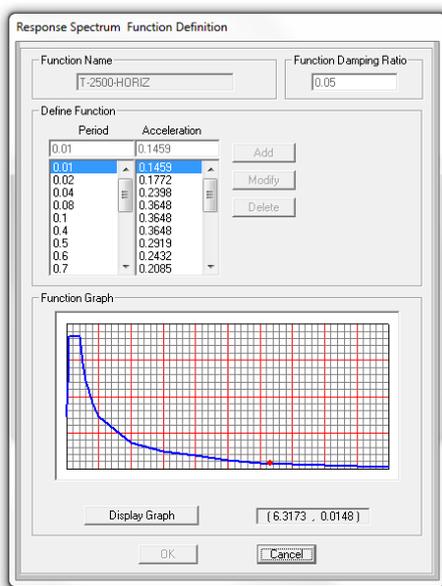


(a)

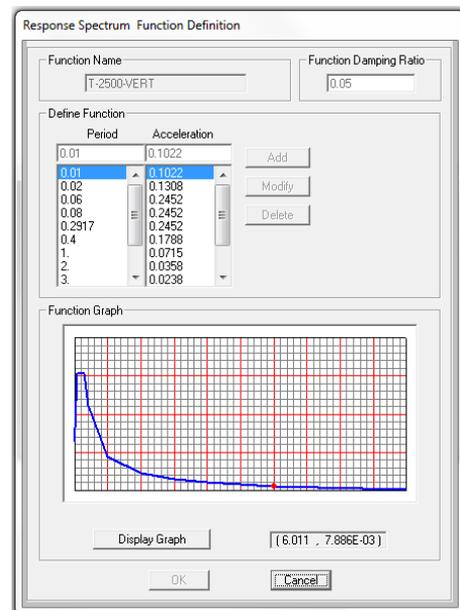


(b)

Figura 5.7 – Sismo básico de operación (OBE) – (a) Espectro de diseño horizontal; (b) Espectro de diseño vertical



(a)



(b)

Figura 5.8 – Sismo máximo de diseño (MDE) – (a) Espectro de diseño horizontal; (b) Espectro de diseño vertical

FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)

Este factor representa la capacidad de disipación de la energía de la estructura, para cada tipo de esfuerzo, y está dado por la relación entre las fuerzas inerciales efectivas con

respecto a los valores que se producirían si la estructura permaneciera linealmente elástica y con bajo amortiguamiento. En este proyecto se utiliza como factor de reducción de respuesta $R=1$ dada la condición de estructura isostática del puente.

DIRECCIONES DE ANÁLISIS Y ACLARACIONES

Cada uno de los sismos es considerado actuando en dos direcciones ortogonales, una paralela y una ortogonal al flujo (X e Y, respectivamente).

Al localizarse los puentes en la cresta de la estructura de la toma de agua, donde las aceleraciones pico (PA) son significativamente mayores que las asociadas al suelo (PGA), debería amplificarse en un orden de 1,5 a 2, 5 dichas aceleraciones para el análisis. Pero dado que las estructuras se encuentran simplemente apoyadas y tienen un gran plano rígido (tablero), esta amplificación de PGA no provoca esfuerzos adicionales significativos. En caso de aparecer esfuerzos mayores en los apoyos, los topes de desplazamiento longitudinal y los dispositivos de sujeción transversal se encargan de absorberlos, lo cual será calculado en la sección 6.7.

5.3. COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA

Las combinaciones de carga y coeficientes de mayoración respectivos (γ_f) se obtuvieron de la tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD, según fue especificado en los criterios de proyecto.

COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA PARA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

$$C_1: 1,25 D + 1,25 D_1 + 1,50 L_1 + 1,40 W$$

$$C_2: 1,25 D + 1,25 D_1 + 1,00 L_1 + 1,40 E_OBE_Y$$

$$C_3: 1,25 D + 1,25 D_1 + 1,00 L_1 + 1,40 E_OBE_X$$

COMBINACIONES DE CASOS DE CARGA PARA ETAPA DE OPERACIÓN

$$S_1: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,75 L_CM1 + 1,75 L_CR + 1,75 L_FR$$

$$S_2: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,75 L_CM2 + 1,75 L_CR + 1,75 L_FR$$

$$S_3: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,35 L_GR1$$

$$S_4: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,35 L_GR2$$

$$S_5: 1,25 D_2 + 1,35 L_GRA1$$

$$S_6: 1,25 D_2 + 1,35 L_GRA2$$

$$S_7: 1,25 D_2 + 1,35 L_{PG1}$$

$$S_8: 1,25 D_2 + 1,35 L_{PG2}$$

$$S_9: 1,25 D_2 + 1,35 L_{PG3}$$

$$S_{10}: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,40 E_{OBE_Y}$$

$$S_{11}: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,00 E_{MDE_Y}$$

$$S_{12}: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,40 E_{OBE_X}$$

$$S_{13}: 1,25 D_2 + 1,25 L_A + 1,00 E_{MDE_X}$$

Es necesario aclarar que para las combinaciones S_1 a S_4 y S_{10} a S_{13} se involucran las cargas de las ataguías, las cuales sólo se cargaron en el modelo asociado al puente entre unidades, dado que se encuentran en dicho puente.

6. DIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS

6.1. INTRODUCCIÓN

En este capítulo se plantea el dimensionado de todos los elementos componentes de los puentes en cuestión. En primera instancia se realiza el dimensionado del tablero de hormigón tanto en etapa constructiva como en etapa de operación y posteriormente la evaluación de las barandas premoldeadas. Luego se procede a dimensionar los elementos de vigas comenzando por los longitudinales, recordando que en la fase I se comportan como vigas metálicas a flexión y corte y en la fase II se trata de una sección trabajando como compuesta junto a la contribución del tablero de hormigón. Inmediatamente, se realiza lo propio con las vigas transversales. En las secciones finales del capítulo se realiza el dimensionado de los elementos de unión, así como de los topes sísmicos en ambas direcciones y los dispositivos de apoyo (neoprenos).

6.2. INTERPRETACIÓN DE LOS ELEMENTOS

Para lograr leer e interpretar los resultados arrojados por SAP2000 es necesario aclarar el sistema de ejes locales utilizado por cada tipo de elemento.

6.2.1. EJES LOCALES

Los ejes locales están representados en SAP de la siguiente manera:

Rojo = Dirección 1.

Verde = Dirección 2.

Celeste = Dirección 3.

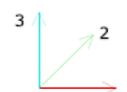


Figura 6.1 - Ejes locales

6.2.2. ELEMENTOS DE PLACA

La salida brindada por SAP de elementos tipo SHELL está representada mediante esfuerzos de flexión (M_{11} y M_{22}); esfuerzos normales (F_{11} y F_{22}) y de corte (V_{13} y V_{23}) que actúan en dirección perpendicular a la placa y sobre las caras normales a los ejes locales 1 y 2.

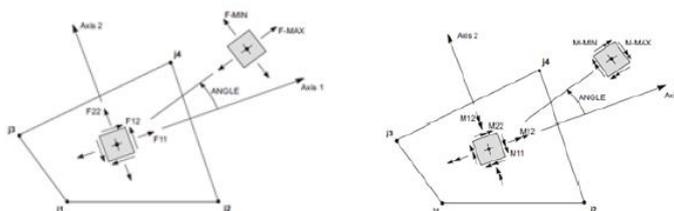


Figura 6.2 – Interpretación de esfuerzos para elementos SHELL (SAP2000v15)

6.2.3. ELEMENTOS DE BARRA

Los datos de salida para este tipo de elementos FRAME están representados mediante esfuerzos de flexión (M_2 y M_3), esfuerzos axiales (P y T) y esfuerzos de corte (V_2 y V_3).

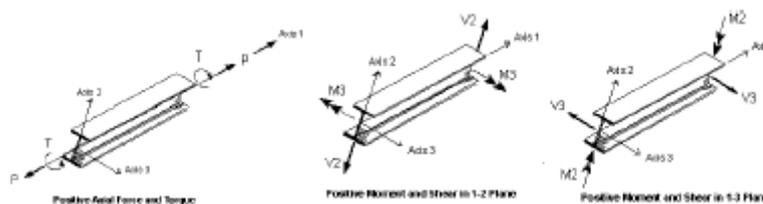


Figura 6.3 – Interpretación de esfuerzos para elementos FRAME (SAP2000v15)

6.3. DIMENSIONAMIENTO DEL TABLERO

Así como se mencionó en la introducción de esta sección, las armaduras necesarias para los tableros serán calculadas tanto en etapa constructiva como en operación. Como se describió en 2.5 (teoría de placas y MEF), los esfuerzos obtenidos resultarán de la integración de las tensiones en cada elemento tras plantear las ecuaciones de equilibrio y será a través de estos resultados y utilizando la norma ACI – 318 que se obtendrán las áreas de dichas armaduras. Para ello, el elemento de lámina se concibe como dos capas exteriores centradas en los planos medios de las capas de refuerzo y un núcleo no agrietado. Se asume que las capas exteriores llevan momentos y fuerzas de membrana, mientras que las fuerzas transversales de cizallamiento están asignadas al núcleo (Figura 6.4). A partir de los seis esfuerzos resultantes obtenidos de los resultados del análisis por elementos finitos del software (f_{11} , f_{22} , f_{12} , m_{11} , m_{22} y m_{12}) se transforman estos valores en fuerzas únicamente de membrana (N_{11} , N_{22} y N_{12}) actuando tanto en la cara superior e inferior del elemento. Para cada capa, se determinan las fuerzas de refuerzo N_{Des1} y N_{Des2} , las fuerzas principales de compresión del hormigón F_{c1} y F_{c2} y las correspondientes tensiones principales de compresión S_{c1} y S_{c2} .

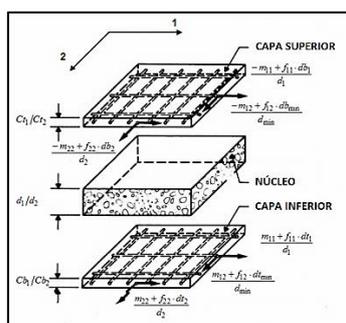


Figura 6.4 – Metodología para dimensionamiento de elementos de lámina (SAP2000v15)

Finalmente, las fuerzas de refuerzo se convierten en cuantías de acero A_{st1} y A_{st2} usando la tensión de fluencia del acero y un factor de minoración de resistencia $\phi = 0,9$ (coincidente con el valor propuesto por ACI-318 para elementos sometidos a flexión).

Para decidir las cuantías necesarias en los tableros, se analizó la envolvente de casos de carga en cada etapa, puesto que al predominar los esfuerzos de flexión frente a los normales, no ocurrirá un sobredimensionado innecesario.

Según ACI, en 10.5, la armadura mínima es:

$$A_{s\min} = 0,25 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4 b_w d}{f_y} \quad (6.1)$$

Sin embargo, este requisito puede ser omitido si ocurre que la armadura proporcionada es al menos un tercio a la requerida por cálculo (10.5.3). Además, la armadura mínima por retracción y temperatura según dicha norma es (losas donde se emplean barras corrugadas o refuerzo electrosoldado de alambre Grado 420):

$$\frac{A_{s\min}}{b_w h} = 0,0018 \quad (6.2)$$

Respecto a los esfuerzos de corte, para que los elementos de placa no necesiten armadura por corte, la resistencia brindada por el concreto debe ser:

$$V_u \leq \phi V_c \quad (6.3)$$

Donde V_u es el esfuerzo de corte último en la sección considerada, ϕ es el factor de minoración de resistencia, que para corte vale 0,75 y V_c (resistencia al corte del concreto) para elementos sometidos a corte y flexión es:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.4)$$

Siendo f'_c la resistencia característica a la compresión del hormigón, b_w el ancho de la sección que resiste corte y “d” la altura efectiva de la sección.

6.3.1. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

En esta primera etapa, se dimensiona la armadura necesaria en la fase I para ambos puentes, de manera que el espesor efectivo (12,5 cm) resista la segunda etapa de hormigonado, las sobrecargas de equipamientos y accesorios, además del sismo.

La distribución de esfuerzos en los tableros de cada puente puede consultarse en el anexo B. Fue a través de dichos mapas que se obtuvieron las armaduras requeridas. Para una mejor lectura e interpretación de la definición y ubicación de las armaduras, se deben consultar los planos de detalles de armado que integran este documento.

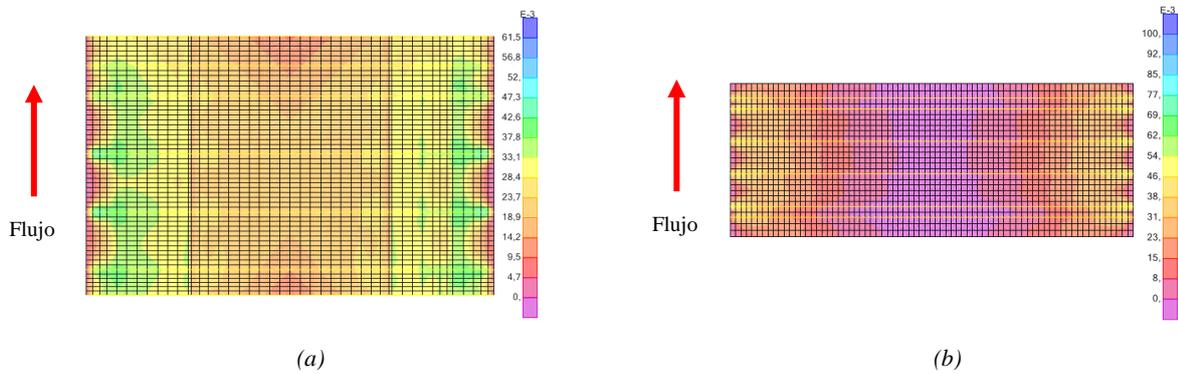


Figura 6.5 – Armadura inferior en dirección normal al flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

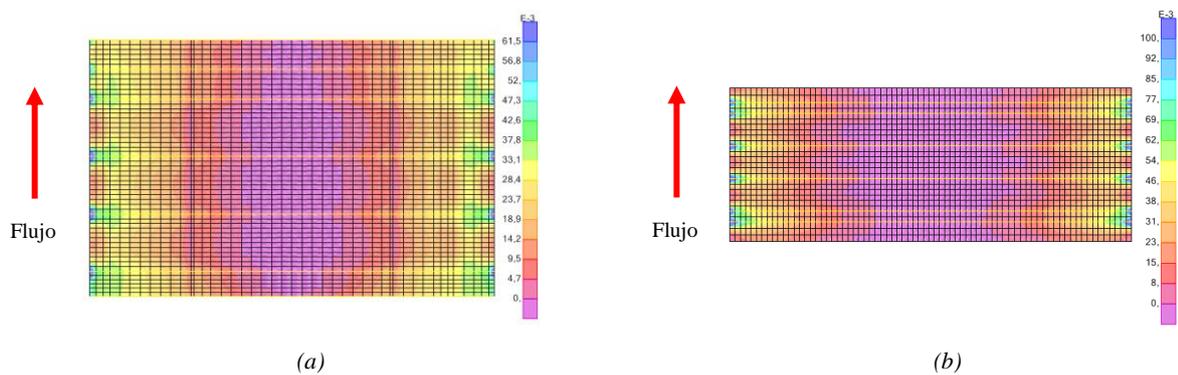


Figura 6.6 – Armadura superior en dirección normal al flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

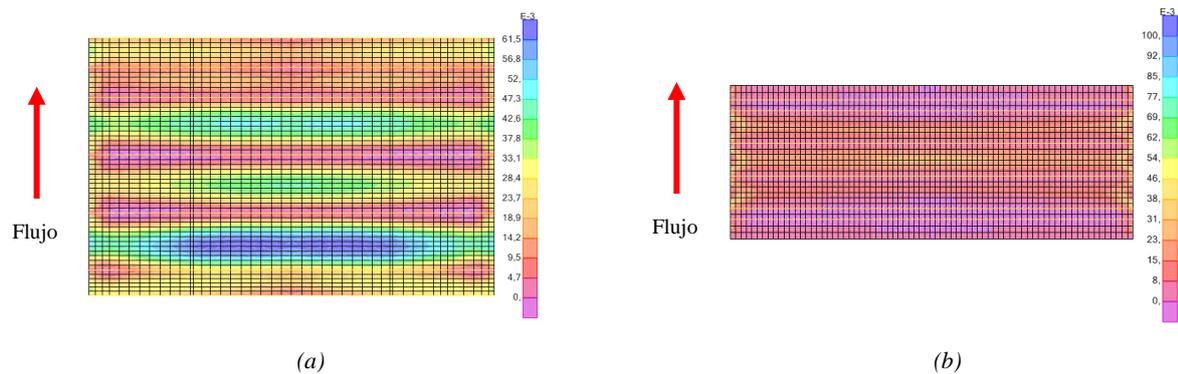


Figura 6.7 – Armadura inferior en dirección del flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

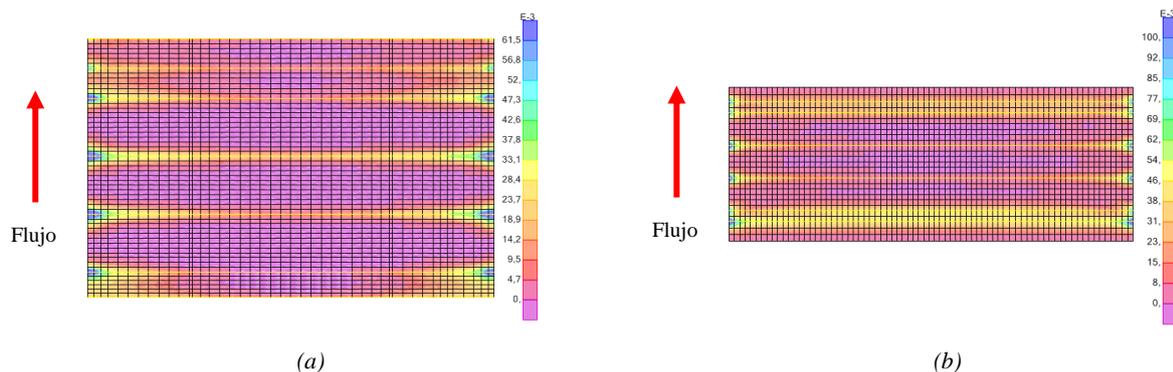


Figura 6.8 – Armadura superior en dirección del flujo [cm²/cm] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

En esta primera etapa, la demanda de armadura observada queda cubierta con una malla de Ø12,5 c/20 cm (6,15 cm²/m) en ambas direcciones y en cara inferior, pero son inferiores a las necesarias en la etapa de operación, por lo cual serán colocadas la correspondientes a dicha etapa (ver sección 0). Las armaduras en cara superior también son cubiertas con una malla de Ø12,5 c/20 cm que será colocada sobre los apoyos, con el fin de tomar los momentos negativos que surgirán al realizar el hormigonado de segunda etapa.

VERIFICACIÓN AL CORTE

El valor de esfuerzo de corte que debe ser comparado con su respectiva resistencia es el que se ubica a la distancia mostrada en la siguiente figura:

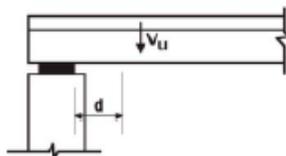


Figura 6.9 – Condición típica de apoyo donde se muestra la ubicación del esfuerzo de corte mayorado (ACI 318, 2005)

Recordando la ecuación (6.4), la resistencia al corte del hormigón en esta etapa es de $\phi V_c = 0,75 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{25\text{MPa}} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 0,165 \text{ m} = 103 \text{ kN/m}$ para ambos puentes. En el anexo B se observa que la demanda por corte en los tableros de los puentes es superada por la resistencia de diseño de 103 kN/m, excepto en los apoyos. Pero debido a que esta distancia es menor a “d” desde el borde del dichos apoyos, no se requiere armadura de corte. Esto ocurre porque las cargas aplicadas entre tales apoyos y la propiamente mencionada distancia “d” se transfieren directamente a éste por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura.

6.3.2. ETAPA DE OPERACIÓN

En esta etapa, se dimensiona la armadura necesaria en la fase II para ambos puentes, con el fin de resistir todas las cargas permanentes y las distintas sobrecargas que pueden actuar sobre las estructuras.

Al igual que en el apartado anterior, la distribución de esfuerzos en los tableros de cada puente puede consultarse en el anexo B. Fue a través de dichos mapas que se obtuvieron las armaduras requeridas.

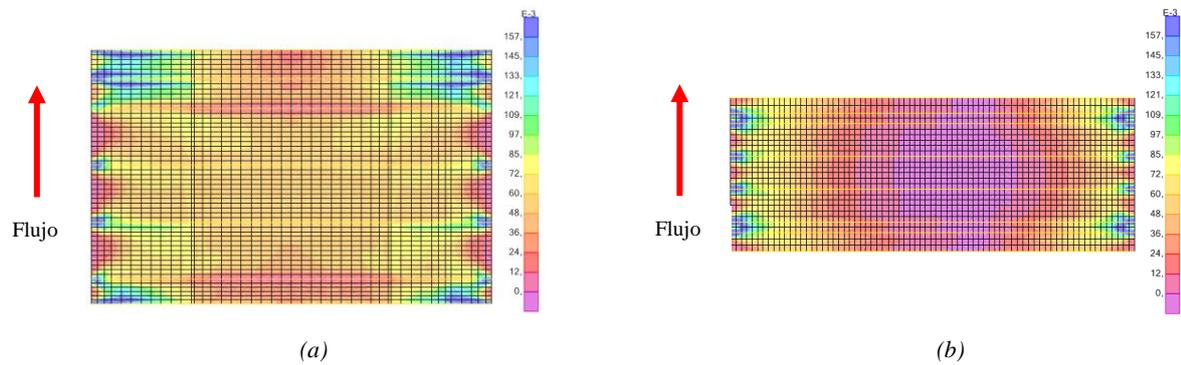


Figura 6.10 – Armadura inferior en dirección normal al flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

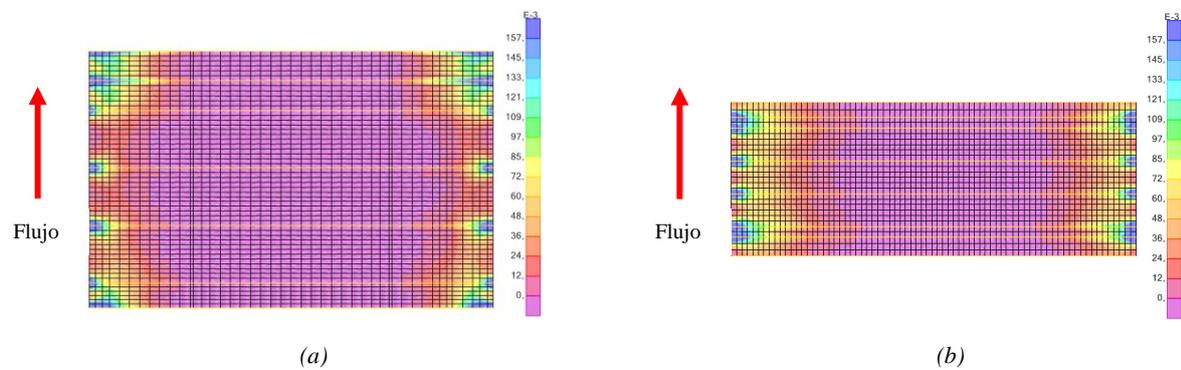


Figura 6.11 – Armadura superior en dirección normal al flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

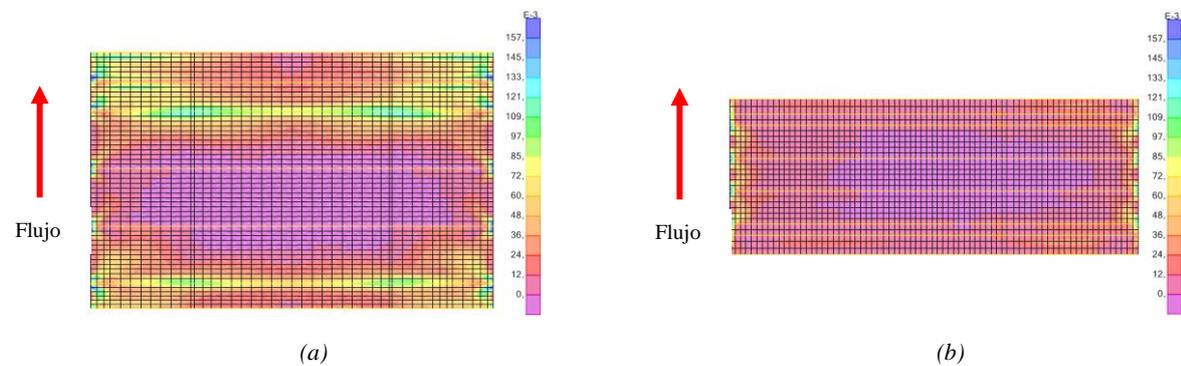


Figura 6.12 – Armadura inferior en dirección del flujo $[cm^2/cm]$ - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

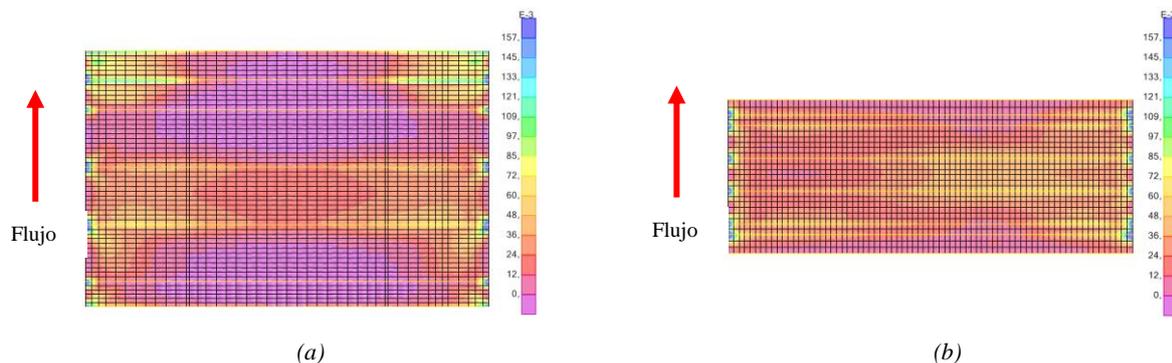


Figura 6.13 – Armadura superior en dirección del flujo [cm²/cm] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

En esta etapa, la demanda de armadura observada queda cubierta con una malla de Ø20 c/20 cm (15,71 cm²/m) en ambas direcciones y en ambas caras, excepto en las zonas cercanas a los apoyos y debajo de los rieles del pórtico grúa, donde se reduce el espaciamiento a 10 cm (31,42 cm²/m), cumpliendo con la verificación de las armaduras requeridas por cálculo y las requeridas por ACI 350 por contracción y temperatura (7.12).

VERIFICACIÓN AL CORTE

Nuevamente, según la ecuación (6.4), la resistencia al corte del hormigón en esta etapa es de $\phi V_c = 0,75 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{25\text{MPa}} \cdot 1,00 \text{ m} \cdot 0,565 \text{ m} = 360 \text{ kN/m}$ para ambos puentes. En el anexo B se observa que la demanda por corte en los tableros de los puentes es superada por la resistencia de diseño de 360 kN/m, excepto en los apoyos. Pero debido a que esta distancia es menor a “d” desde el borde del dichos apoyos, no se requiere armadura de corte. Esto ocurre porque las cargas aplicadas entre tales apoyos y la propiamente mencionada distancia “d” se transfieren directamente a éste por compresión en el alma en la zona localizada por encima de la fisura.

VERIFICACIÓN AL PUNZONAMIENTO

La verificación al punzonado se realiza en los tableros frente a la carga máxima de la grúa apoyada, con su correspondiente mayoración; $V_u = 1,35 \cdot 640 \text{ kN} = 864 \text{ kN}$. Según ACI 318 la resistencia al punzonamiento de la losa de los tableros será:

$$\phi V_c = 0,75 \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b_0 d \tag{6.5}$$

Donde b_0 corresponde al perímetro de la sección crítica para corte en losas, que en estos casos como las dimensiones de apoyo son 0,53 m x 0,53 m, resulta de $b_0 = 4,12 \text{ m}$. Por lo tanto:

$$\phi V_c = 0,75 \frac{1}{3} \sqrt{25} \cdot 4,12 \text{ m} \cdot 0,56 \text{ m} = 2884 \text{ kN} > V_u = 864 \text{ kN (VERIFICA)} \tag{6.6}$$

6.4. DIMENSIONAMIENTO DE LAS BARANDAS

De acuerdo a lo establecido en el apéndice del capítulo 13 de la AASHTO, según la tabla A13.2-1, las barandas del puente deben resistir una carga concentrada de 60 kN aplicada en el extremo superior de la misma (fuerza de diseño), asociada al nivel de ensayo TL-1. Este nivel de ensayo es generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y con bajo volumen, motivo por el cual fue seleccionado. Los demás niveles aumentan junto con las velocidades y el volumen. En este caso, debido a la variación en el espesor de la sección transversal, la baranda fue dividida en dos para su análisis. La sección 1 se encuentra a 0,80 m desde el borde superior y su espesor es de 0,23 m, mientras que la sección 2 se encuentra a 1,22 m del borde superior y su espesor es de 0,40 m. La longitud crítica en la cual se obtiene el mecanismo de la línea de fluencia es de 1,22 m en la zona inferior (Tabla A13.2-1) de AASHTO, como se muestra en la Figura 6.14.

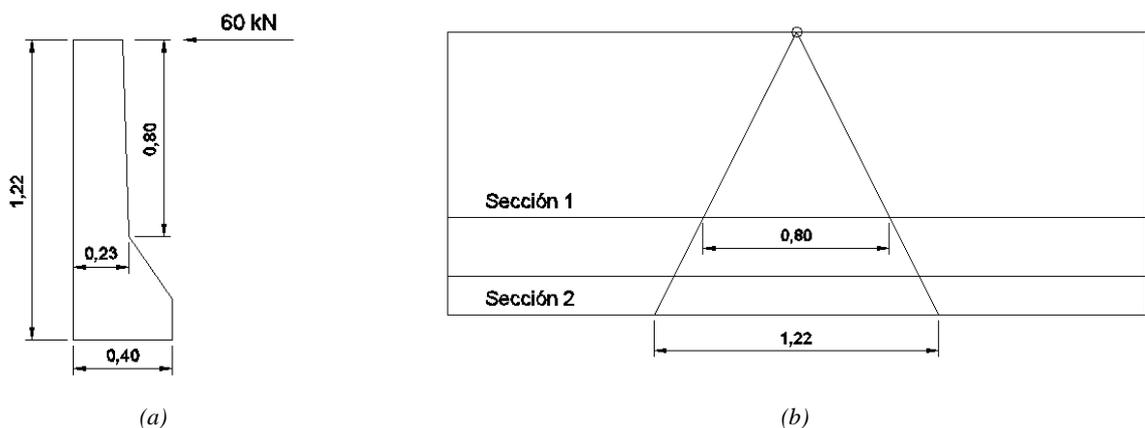


Figura 6.14 – Barandas - (a) Perfil; (b) Secciones analizadas

De esta forma, para la sección 1 considerando un coeficiente de impacto de 1,33 (IM) el momento a resistir es de $M = 1,33 \cdot 60 \text{ kN} \cdot 0,80 \text{ m} = 63,84 \text{ kNm}$. Con la mayoración aplicada, dicho momento será de $M_u = 1,35 \cdot 63,84 \text{ kNm} = 86,2 \text{ kNm}$. Con dicho momento y un recubrimiento asociado de 2,5 cm, las armaduras inferiores requeridas son calculadas de la siguiente manera, comenzando con el cálculo del momento nominal.

$$m_n = \frac{M_u / \phi}{0,85 f'_c b_w d^2} = \frac{86,2 \frac{\text{kNm}}{0,9}}{0,85 \cdot 25000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot (0,2 \text{ m})^2} = 0,1485$$

$$k_a = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot m_n} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1485} = 0,5125 \quad (6.7)$$

$$k_{a_{\max}} = 0,319; k_{a_{\min}} = \frac{1,4}{0,85 f'_c} = 0,0659 \rightarrow k_{a_{\min}} < k_a < k_{a_{\max}}$$

$$A_s = 0,85 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot k_a \cdot d / f_y = 12,34 \frac{\text{cm}^2}{0,8} \text{ m} \rightarrow A_s = 15,43 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Para la armadura horizontal fue considerado lo dispuesto por ACI 350, apartado 7.12:

$$A_{s_{min}} = 0,003 b_w d/2 \text{ (en cada cara)}$$

$$A_{s_{min}} = 0,003 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 20 \text{ cm}/2 = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \tag{6.8}$$

Para la dirección vertical se adopta una armadura de Ø20 c/20 cm (15,71 cm²/m) y en horizontal Ø10 c/20 cm (3,9 cm²/m).

Así, para la sección 2 considerando un coeficiente de impacto de 1,33 (IM) el momento a resistir es de $M = 1,33 \cdot 60 \text{ kN} \cdot 1,22 \text{ m} = 97,36 \text{ kNm}$. Con la mayoración aplicada, dicho momento será de $M_u = 1,35 \cdot 97,36 \text{ kNm} = 131,43,2 \text{ kNm}$. Con dicho momento y un recubrimiento asociado de 2,5 cm, mediante las ecuaciones (6.7) y (6.8) se adopta para la dirección vertical se adopta una armadura de Ø20 c/20 cm (15,71 cm²/m) y en horizontal Ø10 c/20 cm (3,9 cm²/m). A continuación, un croquis.

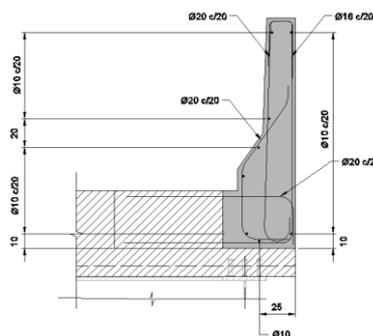


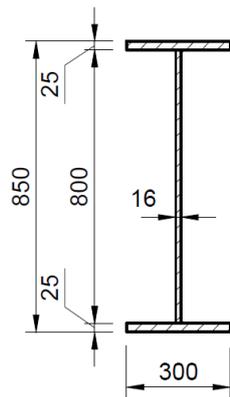
Figura 6.15 – Sección transversal – Armadura de barandas

6.5. DIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS

6.5.1. VIGAS PRINCIPALES

ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Como se mencionó en la sección 3.3, las secciones transversales de las vigas principales de los puentes son las mostradas en la Figura 6.16 y Figura 6.17.

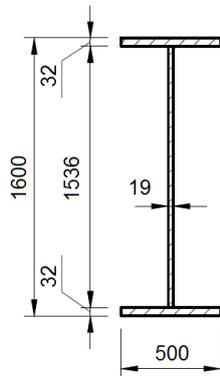


(a)

Property Data			
Section Name		FSEC1	
Properties			
Cross-section (axial) area	278.	Section modulus about 3 axis	7613.6275
Moment of Inertia about 3 axis	323579.2	Section modulus about 2 axis	751.8204
Moment of Inertia about 2 axis	11277.307	Plastic modulus about 3 axis	8747.5
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	1176.2
Shear area in 2 direction	136.	Radius of Gyration about 3 axis	34.1168
Shear area in 3 direction	125.	Radius of Gyration about 2 axis	6.3691
Torsional constant	403.9442	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

(b)

Figura 6.16 - Vigas principales - Puente entre unidades - (a) Sección transversal [mm]; (b) Propiedades de la sección [cm]



(a)

Property Data			
Section Name		FSEC-2	
Properties			
Cross-section (axial) area	611.84	Section modulus about 3 axis	31761.91
Moment of Inertia about 3 axis	2540953.1	Section modulus about 2 axis	2670.1785
Moment of Inertia about 2 axis	66754.46	Plastic modulus about 3 axis	36294.66
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	4138.624
Shear area in 2 direction	304.	Radius of Gyration about 3 axis	64.4435
Shear area in 3 direction	266.6667	Radius of Gyration about 2 axis	10.4453
Torsional constant	1396.6705	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

(b)

Figura 6.17 - Vigas principales – Puente de acceso - (a) Sección transversal [mm]; (b) Propiedades de la sección [cm]

De acuerdo a lo descrito en la sección 2.3.1, lo primero es determinar el comportamiento de la sección a pandeo local, analizando los límites de esbeltez, por lo que para que ésta cumpla con la condición de ser compacta debe ocurrir que para el ala, la relación $(b/t) \leq 0,38\sqrt{(E/F_y)}$ y para el alma, la relación $(h/t_w) \leq 3,76\sqrt{(E/F_y)}$. Estos límites λ_p son los brindados por la tabla B4.1b de la AISC 360 – “Razones ancho-espesor: elementos en compresión de miembros en flexión” (Caso 10 para el ala y caso 15 para el alma). Para el puente entre unidades:

$$b/t = 150\text{mm}/25\text{mm} = 6; 0,38\sqrt{E/f_y} = 0,38\sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 9,15 \quad (6.9)$$

$$h/t_w = 800\text{mm}/16\text{mm} = 50; 3,76\sqrt{E/f_y} = 3,76\sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 90,5 \quad (6.10)$$

Para el puente de acceso:

$$b/t = 250\text{mm}/32\text{mm} = 7,81; 0,38\sqrt{E/f_y} = 0,38\sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 9,15 \quad (6.11)$$

$$h/t_w = 1536\text{mm}/19\text{mm} = 80,9; 3,76\sqrt{E/f_y} = 3,76\sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 90,5$$

Como se puede apreciar en las ecuaciones (6.9) a (6.11), verifican ambas condiciones para ambos puentes, por lo cual las secciones son compactas. De esta manera se procede a verificar cada uno de los estados límites últimos detallados en 0, considerando los estados de carga expuestos en el capítulo 5 que permitieron arribar a los diagramas de esfuerzos característicos mostrados en el anexo C (sólo se muestran las vigas principales para mayor claridad gráfica).

Para comenzar con la verificación de las secciones a la flexión, los momentos que deben resistir ambos puentes en esta primera fase son $M_u = 1479,11 \text{ kNm}$ (Puente entre unidades) y $M_u = 3520,33 \text{ kNm}$ (Puente de acceso), corresponden al valor máximo en la cuarta viga para ambas estructuras, desde aguas abajo hacia aguas arriba (Anexo C). Los valores de resistencia nominal asociados a cada estado límite deberán ser mayores a estos momentos con su factor de minoración de resistencia correspondiente, tal y como lo especifica el diseño por resistencia. Mediante el apartado F2 de AISC se realizan estas comprobaciones, comenzando con el estado límite de plastificación (Fluencia), donde el momento nominal equivale al momento plástico de la sección definido por $M_p = Z_x \cdot F_y$, en el cual se plastifica toda la sección y donde Z_x es el módulo plástico de la sección alrededor del eje mayor.

$$\begin{aligned} \phi M_p &= 0,90 \cdot 345000 \text{ kN/m} \cdot 8747,5 \text{ cm}^3 = 2716,2 \text{ kNm (Puente entre unidades)} \\ \phi M_p &= 0,90 \cdot 345000 \text{ kN/m} \cdot 36294,7 \text{ cm}^3 = 11269,8 \text{ kNm (Puente de acceso)} \end{aligned} \quad (6.12)$$

Como se ve en la ecuación (6.12), este ELU verifica para ambos puentes, puesto que $\phi M_p \geq M_u$. Para verificar el Pandeo lateral torsional, como se mencionó en la sección 0 el momento crítico de pandeo lateral depende de los límites en los que se encuentre la longitud no arriostrada de la viga. En estos casos L_b es de 950 cm y 1450 cm para los puentes entre unidades y de acceso, respectivamente. Las longitudes límite L_p y L_r se determinan como sigue:

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{E/F_y} \quad (6.13)$$

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7 F_y} \sqrt{\frac{J c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J c}{S_x h_o}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 F_y}{E}\right)^2}}; \quad r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2 S_x} \quad (6.14)$$

Donde “E” es el módulo de elasticidad del acero, F_y su tensión de fluencia, “J” la constante torsional, “c” el coeficiente de torsión, que para secciones simétricas vale 1, S_x el módulo resistente elástico de la sección alrededor del eje mayor, h_o la distancia entre centroides de alas, r_{ts} el radio de giro efectivo e I_y el momento de inercia alrededor del eje menor.

Reemplazando, se obtienen los siguientes límites, primero para el puente entre unidades (Ec. (6.15) y (6.16)) y luego para el de acceso (Ec. (6.17) y (6.18)).

$$L_p = 1,76 \cdot 6,37 \text{ cm} \sqrt{200000/345} = 270 \text{ cm} \quad (6.15)$$

$$L_r = 1,95 \cdot 7,82 \frac{200000}{0,7 \cdot 345} \sqrt{\frac{403,95 \cdot 1}{7613,7 \cdot 82,5} + \sqrt{\left(\frac{403,95 \cdot 1}{7613,7 \cdot 82,5}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 345}{200000}\right)^2}} = 783,4 \text{ cm} \quad (6.16)$$

$$L_p = 1,76 \cdot 10,45 \text{ cm} \sqrt{200000/345} = 443 \text{ cm} \quad (6.17)$$

$$L_r = 1,95 \cdot 12,84 \frac{200000}{0,7 \cdot 345} \sqrt{\frac{1396,67 \cdot 1}{31761,9 \cdot 156,8} + \sqrt{\left(\frac{1396,67 \cdot 1}{31761,9 \cdot 156,8}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 345}{200000}\right)^2}} = 1214,8 \text{ cm} \quad (6.18)$$

Para ambos puentes queda claro que $L_b > L_r$, lo cual implica que el momento crítico produce tensiones máximas dentro del campo elástico y se calcula con la ecuación (6.19).

$$M_n = F_{cr} \cdot S_x \leq M_p \quad ; \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{J c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (6.19)$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2,5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 3M_B + 3M_C} \quad (6.20)$$

Donde C_b es el factor de modificación por pandeo lateral torsional para diagramas de momento no uniforme cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento, $M_{m\acute{a}x}$ el valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado, M_A el valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado (967 y 1669 kNm), M_B el valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado (1263 y 2848 kNm) y M_C el valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado (1364 y 3535 kNm). Los valores entre paréntesis corresponden a los momentos en el puente entre unidades y de acceso, respectivamente. Con estos valores, resultan $C_b = 1,22$ y $1,24$, respectivamente y los momentos críticos de pandeo son:

$$F_{cr} = \frac{1,22 \pi^2 2 \times 10^5 \text{ MPa}}{\left(950 \text{ cm} / 7,82 \text{ cm}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{403,95 \text{ cm}^4 \cdot 1}{7613,7 \text{ cm}^3 \cdot 82,5 \text{ cm}} \left(\frac{950 \text{ cm}}{7,82 \text{ cm}}\right)^2} = 215,26 \text{ MPa} \quad (6.21)$$

$$M_n = 215260 \text{ kN/m}^2 \cdot 7613,7 \text{ cm}^3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{cm}^3 = 1652,35 \text{ kNm} \leq M_p = 3018 \text{ kNm}$$

$$F_{cr} = \frac{1,24 \pi^2 2 \times 10^5 \text{ MPa}}{\left(1450 \text{ cm} / 12,84 \text{ cm}\right)^2} \sqrt{1 + 0,078 \frac{1396,67 \text{ cm}^4 \cdot 1}{31761,9 \text{ cm}^3 \cdot 156,8 \text{ cm}} \left(\frac{1450 \text{ cm}}{12,84 \text{ cm}}\right)^2} = 217,06 \text{ MPa} \quad (6.22)$$

$$M_n = 217060 \text{ kN/m}^2 \cdot 31761,9 \text{ cm}^3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{cm}^3 = 6894,2 \text{ kNm} \leq M_p = 12522 \text{ kNm}$$

De la ecuación (6.21) se obtiene una resistencia nominal para el puente entre unidades de 1638,92 kNm, la cual afectada por el factor de minoración de resistencia resulta de 1487,12 y es mayor que el momento requerido de 1479,11 kNm, es decir, verifica por pandeo lateral. De la ecuación (6.22) ocurre lo mismo para el puente de acceso, donde $M_d = 6204,78$ kNm y es mayor al requerido de 3520,33 kNm, por lo cual también verifica.

Para verificar la flecha de las vigas más deformadas en esta etapa de construcción, se utilizó la envolvente de deformaciones mostrada en la Figura 6.18 y Figura 6.19 para ambas estructuras.

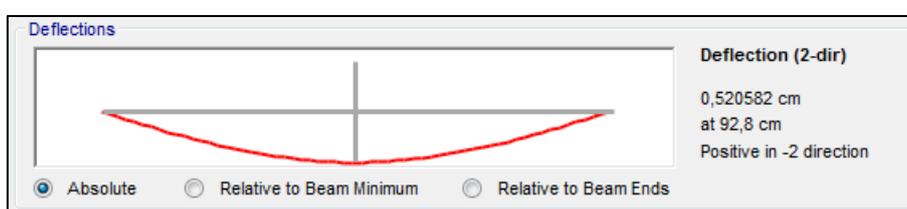


Figura 6.18 – Deformada en viga más solicitada [cm] – Puente entre unidades

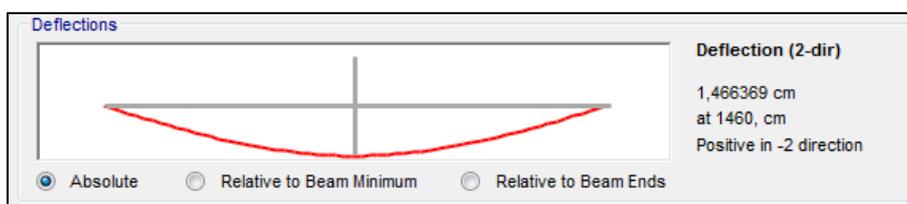


Figura 6.19 – Deformada en viga más solicitada [cm] – Puente de acceso

En ambos casos ocurre que la flecha (0,52 cm y 1,46 cm) es menor a la admisible en esta etapa (2,54 cm) establecida en la sección 2.5.2.6.2 de AASHTO.

ETAPA DE OPERACIÓN

En esta etapa, la sección resistente se encuentra formada por la viga metálica y un tramo de tablero, ambos actuando de manera conjunta como una sección compuesta. Como se describió en la sección 2.4, debido a que a medida que es incrementada la separación entre vigas, los esfuerzos de compresión en el tablero dejan de comportarse de forma lineal a lo largo de esta separación, es que se considera un ancho efectivo b_e dentro del cual se asume una distribución uniforme de dichos esfuerzos. Para estos puentes, dicho ancho es considerado como la suma de las distancias medias a las vigas adyacentes, para las mismas vigas analizadas en la etapa de construcción (cuarta viga desde aguas abajo hacia aguas arriba). Para el puente entre unidades el ancho colaborador (apartado 4.6.2.6 de AASHTO) es de 2,66 m, mientras que para el de acceso es de 2,40 m.

Considerando que la sección metálica, unida mediante conectores de corte, en toda su longitud está impedida de tener desplazamientos laterales del ala comprimida y que por otra parte, se ha demostrado que la sección es compacta, es posible que la sección de acero desarrolle por completo la resistencia correspondiente a la plastificación total de la sección. Es por esto, que la distribución de tensiones plásticas en las vigas compuestas para momento positivo será la mostrada en la Figura 6.20.

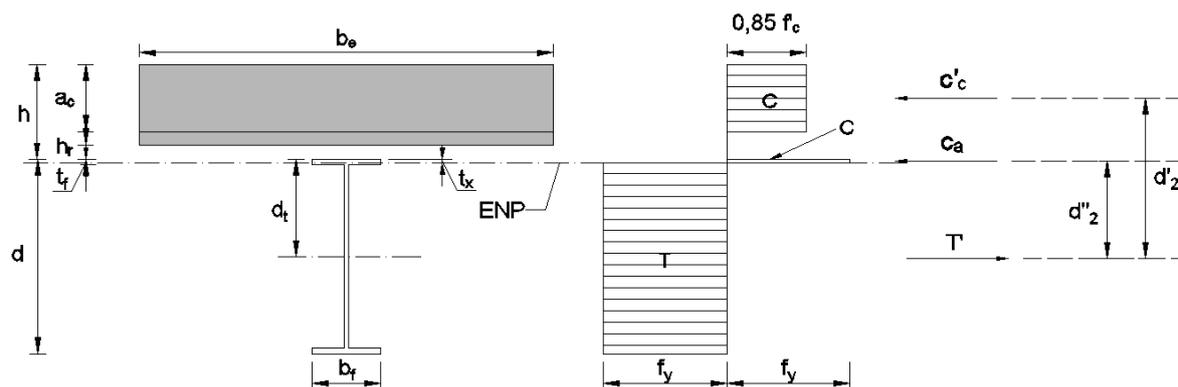


Figura 6.20 – Distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta

Donde b_e es el ancho efectivo del tablero, a_c la altura del bloque de compresión en dicho tablero, h_r la distancia entre el borde inferior de la losa y el borde superior de la viga, t_f el espesor del ala, b_f el ancho del ala, “ h ” la altura del tablero, “ d ” la altura de la viga metálica, t_x la profundidad de la zona comprimida en el ala, C'_c la resultante de compresión en la losa, C_a la resultante de compresión en el ala y T' la resultante de tracción en el tramo traccionado de la viga metálica.

La resistencia nominal de la sección está dada por el momento que forman las resultantes de tracción y compresión. Para proceder a verificar la sección a flexión de cada estructura, primero se debe verificar cuál será la fuerza de corte horizontal que domina el diseño, lo cual se traduce posteriormente en una determinada ubicación del eje neutro plástico (puede ubicarse en el tablero, en el ala o en el alma de la viga metálica, como se describió en la sección 2.4.2). Para el diseño de estos puentes, se optó por un dominio de los conectores de corte. Es decir, la fuerza de corte horizontal está gobernada por el número y la resistencia de los conectores de corte, que determinan la fuerza máxima que puede transmitirse entre el hormigón y el acero. En el caso 3 mostrado en la sección 2.4.2 se menciona el grado de conexión al corte α , el cual representa el porcentaje del menor de los esfuerzos (aplastamiento en el concreto o fluencia a tracción en el acero) que transmitirán dichos conectores. AISC en sus comentarios I.3.2.4 no recomienda grados menores a 0,4 dado que se requerirían grandes deflexiones para

lograr la resistencia requerida, además de que no se lograría que ambos componentes trabajen en conjunto. Es por esto que se consideró un valor del 50% del menor de los casos 1 y 2.

Es importante recordar que si la fuerza de corte horizontal se escogiera del caso 1 ($C=A_sF_y$) o del caso 2 ($C=0,85 f'_c A_c$), la construcción compuesta sería TOTAL.

La compresión en la losa está determinada por la capacidad de los conectores que la unen a la viga de acero. La fuerza de compresión C'_c mostrada en la Figura 6.20 no puede ser mayor que la suma de las resistencias de los conectores, puesto que se trataría de acción compuesta total. Es por esto que $C'_c < C$ cuando el ENP se encuentra en la losa del tablero y que $C'_c < C_c$ cuando atraviesa la viga de acero, siendo C_c la fuerza de compresión en el tablero, si se estuviera en el caso 2. El equilibrio de fuerzas interiores exige que una parte de la sección de acero trabaje en compresión.

Para determinar el brazo del par interno que corresponde a la fuerza de compresión en el concreto, debe conocerse el punto de aplicación de C'_c , para lo cual se considera una superficie equivalente en compresión en el tablero de profundidad:

$$a_c = \frac{C'_c}{0,85 f'_c b_e} = \frac{\sum Q_n}{0,85 f'_c b_e} \quad (6.23)$$

Donde se conoce que $0,85 f'_c b_e a_c = C'_c = \sum Q_n$. Sabiendo que la fuerza de compresión total es $C=C'_c+C_a$ y que debe equilibrarse con la tracción en el acero:

$$C = T' = A_s f_y - C_a = C'_c + C_a \rightarrow \frac{A_s f_y - C'_c}{2} = C_a \quad (6.24)$$

Así, la profundidad de la zona comprimida en el ala es:

$$C_a = b_f t_x f_y \rightarrow t_x = \frac{C_a}{b_f f_y} = \frac{A_s f_y - C'_c}{2 b_f f_y} \quad (6.25)$$

Siendo que el ENP cae en el alma, el momento nominal será:

$$\begin{aligned} M_n &= C'_c d'_2 + C_a d''_2, \quad \text{con} \\ d'_2 &= d_t + h_r + 0,5 a_c \\ d''_2 &= d_t - 0,5 t_x \end{aligned} \quad (6.26)$$

$$d_t = \frac{0,5 b_f t_f^2 + 0,5 A_w (d - t_f) + b_f t_f (d - 0,5 t_f) - 0,5 b_f t_x^2}{A_s - b_f t_x}$$

Procediendo a los cálculos, se plantea el valor de la fuerza de corte horizontal gobernada por el número y la resistencia de los conectores de corte:

- 1) $A_s \cdot f_y = 278 \text{ cm}^2 \cdot 34,5 \text{ kN/cm}^2 = 9591 \text{ kN}$
- 2) $0,85 f_c \cdot b \cdot A_c = 0,85 \cdot 2,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 266 \text{ cm} \cdot 52,5 \text{ cm} = 29676 \text{ kN}$
- 3) $\Sigma Q_n = 0,5 \cdot 9691 \text{ kN} = 4795,5 \text{ kN}$

Es decir, como el comportamiento es gobernado por los conectores, el caso 3 será quien domine, tratándose de construcción compuesta parcial. (4795,5 kN para el puente entre unidades y 10554,25 kN para el puente de acceso). Así, la posición del ENP según la ecuación (6.25) será, para el puente entre y unidades y de acceso, respectivamente:

$$t_x = \frac{278 \text{ cm}^2 \cdot 34,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 4795,5 \text{ kN}}{2 \cdot 30 \text{ cm} \cdot 34,5 \text{ kN/cm}^2} = 2,32 \text{ cm} \quad (6.27)$$

$$t_x = \frac{611,84 \text{ cm}^2 \cdot 34,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} - 10554,25 \text{ kN}}{2 \cdot 50 \text{ cm} \cdot 34,5 \text{ kN/cm}^2} = 3,06 \text{ cm}$$

Para ambos puentes se verifica que el ENP cae en el espesor del ala superior. Asimismo, la altura del bloque de compresión según (6.23) será:

$$a_c = \frac{4795,5 \text{ kN}}{0,85 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 266 \text{ cm}} = 8,5 \text{ cm} \quad (6.28)$$

$$a_c = \frac{10554,25 \text{ kN}}{0,85 \cdot 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 240 \text{ cm}} = 20,7 \text{ cm}$$

Para obtener los momentos nominales para cada puente, primero se calculan los brazos de palanca de las d'_2 y d''_2 :

$$d_t = \frac{0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,025^2 + 0,5 \cdot 0,0128(0,85 - 0,025) + 0,3 \cdot 0,025(0,85 - 0,5 \cdot 0,025) - 0,5 \cdot 0,3 \cdot 0,0232^2}{0,0278 - 0,3 \cdot 0,0232} \quad (6.29)$$

$$d_t = 0,59 \text{ m}$$

$$d_t = \frac{0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,032^2 + 0,5 \cdot 0,0292(1,6 - 0,032) + 0,5 \cdot 0,032(1,6 - 0,5 \cdot 0,032) - 0,5 \cdot 0,5 \cdot 0,0306^2}{0,0612 - 0,5 \cdot 0,0306} \quad (6.30)$$

$$d_t = 1,036 \text{ m}$$

$$d'_2 = 0,59 + 0,075 + 0,5 \cdot 0,085 = 0,7075 \text{ m} \quad (6.31)$$

$$d''_2 = 0,59 - 0,5 \cdot 0,0232 = 0,5484 \text{ m}$$

$$d'_2 = 1,036 + 0,075 + 0,5 \cdot 0,207 = 1,214 \text{ m} \quad (6.32)$$

$$d''_2 = 1,036 - 0,5 \cdot 0,0306 = 1,018 \text{ m}$$

Las ecuaciones (6.29) y (6.31) corresponden al puente entre unidades y las ecuaciones (6.30) y (6.32) al de acceso. A continuación se muestran los momentos nominales asociados a dichos puentes, respectivamente:

$$M_n = 1795,5 \text{ kN} \cdot 0,7075 \text{ m} + 2410,32 \text{ kN} \cdot 0,5484 \text{ m} = 4714,63 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 4714,63 \text{ kNm} = 4273,17 \text{ kNm} \quad (6.33)$$

$$M_n = 10554,25 \text{ kN} \cdot 1,214 \text{ m} + 5277,115 \text{ kN} \cdot 1,018 \text{ m} = 18184,1 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \cdot 18184,1 \text{ kNm} = 16365,7 \text{ kNm} \quad (6.34)$$

Estos momentos de diseño son comparados con los esfuerzos últimos mostrados en el anexo C, de $M_u = 4207,5 \text{ kNm}$ (Puente entre unidades) y $M_u = 14878,2 \text{ kNm}$ (Puente de acceso), es decir, ambos verifican a flexión.

CONECTORES DE CORTE (STUD BOLTS)

Haciendo mención al apartado 2.4.3, al valor V_h a transmitirse a través de los conectores de corte será el caso 3, recientemente analizado. Para obtener el número requerido de Stud Bolts es necesario conocer primero la resistencia por corte de uno de ellos, dada en la ecuación (2.2). Adoptando unos conectores de corte con un diámetro de 7/8'', una longitud de 5 3/16'' y una resistencia última del acero de 450 MPa se obtiene:

$$Q_n = 0,5 A_{cs} \sqrt{f_c' E_c} \leq A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0,5 \cdot 0,37 \text{ cm}^2 \sqrt{25 \text{ MPa} \cdot 23500 \text{ MPa}} \leq 0,37 \text{ cm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} \quad (6.35)$$

$$Q_n = 148,3 \text{ kN} \leq 166,5 \text{ kN}$$

Así, el número requerido de conectores, que debe ser colocado entre el punto de máximo momento y momento nulo será para el puente entre unidades y de acceso respectivamente:

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{4795,5 \text{ kN}}{148,3 \text{ kN}} \approx 33 \quad (6.36)$$

$$N_1 = \frac{V_h}{Q_n} = \frac{\sum Q_n}{Q_n} = \frac{10554,25 \text{ kN}}{148,3 \text{ kN}} \approx 72 \quad (6.37)$$

La distancia aproximada, para el caso de carga S_7 en el puente entre unidades entre el punto de máximo momento y momento nulo es de aproximadamente 4,3 m y para el caso de carga S_2 en el puente de acceso es de aprox. 8 m. En estas distancias se deberá colocar la totalidad de los conectores necesarios, lo cual extendiéndose a toda la longitud resulta una cantidad total de 143 conectores para el puente entre unidades y de 261 conectores para el puente de acceso.

DEFORMACIONES

A través de lo descrito en 2.4.4, el comportamiento de las vigas compuestas bajo cargas de servicio es elástico, motivo por el cual la losa del tablero de hormigón armado se sustituye por un área equivalente, con el mismo centro de gravedad, obteniendo una sección transformada. Dicho método se encuentra descrito en los comentarios de AISC 360, sección I3.2. Se procede al cálculo del momento de inercia de la sección transformada:

I_{tr} - Viga Central – Puente entre unidades			
<i>Losa</i>			
b_e	2,660	m	Ancho efectivo
n	8,511	S/U	Relación de módulos
b_{tr}	0,313	m	Ancho transformado
h_l	0,563	m	Altura media
A_{tr}	0,176	m ²	Área transformada
h_r	0,075	m	Altura del steel deck
<i>Viga Metálica</i>			
A	0,0278	m ²	Área
h	0,8500	m	Altura
I_s	0,0032	m ⁴	Momento de Inercia
<i>Sección Compuesta</i>			
A_{T-tr}	0,204	m ²	Área total transformada
S_{base}	0,217	m ³	Momento respecto de la base
Y_{cg}	1,067	m	Distancia de la base al CG
D_{Ycg}	0,642	m	Distancia del baricentro de la viga al baricentro de la sección compuesta
I_{tr}	0,021150	m ⁴	Momento de Inercia transformado de la sección compuesta

Tabla 6.1– Momento de inercia de la sección transformada – Puente entre unidades

I_{tr} - Viga Central – Puesto de acceso			
<i>Losa</i>			
b_e	2,400	m	Ancho efectivo
n	8,511	S/U	Relación de módulos
b_{tr}	0,282	m	Ancho transformado
h_l	0,563	m	Altura media
A_{tr}	0,159	m ²	Área transformada
h_r	0,075	m	Altura del steel deck
<i>Viga Metálica</i>			
A	0,0612	m ²	Área
h	1,6000	m	Altura
I_s	0,0254	m ⁴	Momento de Inercia
<i>Sección Compuesta</i>			
A_{T-tr}	0,220	m ²	Área total transformada
S_{base}	0,360	m ³	Momento respecto de la base
Y_{cg}	1,630	m	Distancia de la base al CG
$D_{Y_{cg}}$	0,830	m	Distancia del baricentro de la viga al baricentro de la sección compuesta
I_{tr}	0,0851	m ⁴	Momento de Inercia transformado de la sección compuesta

Tabla 6.2– Momento de inercia de la sección transformada – Puesto de acceso

Esto se traduce a la Figura 6.21 y a la Figura 6.22.

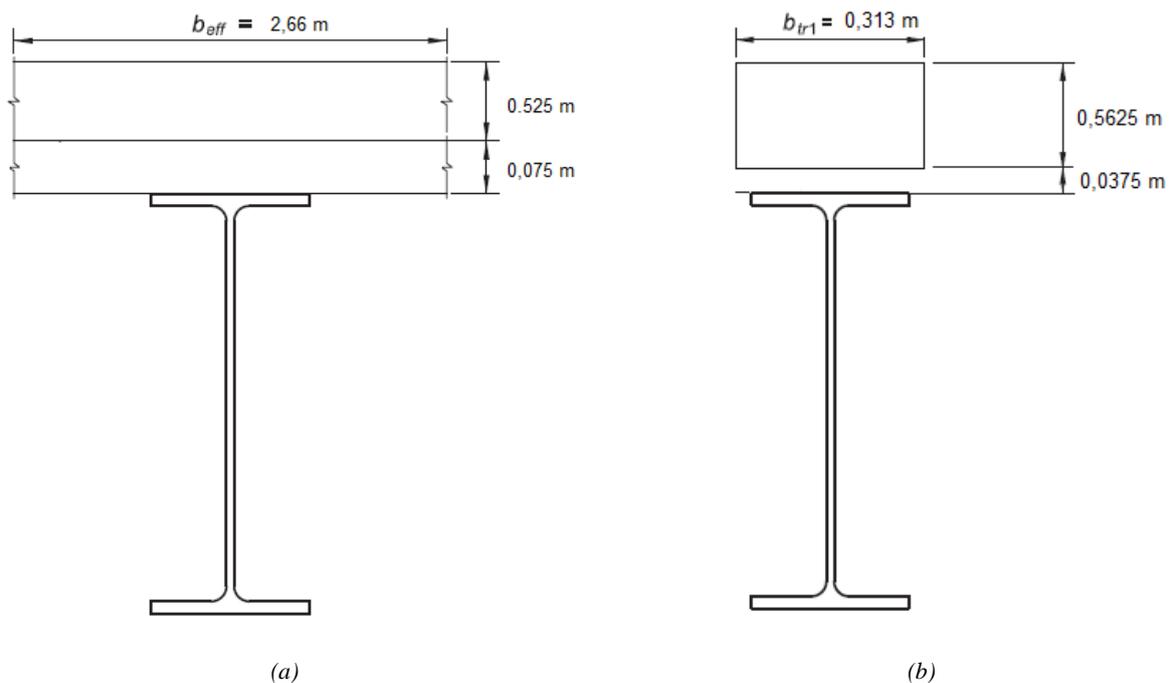


Figura 6.21 - Puesto entre unidades - (a) Sección compuesta; (b) Sección transformada

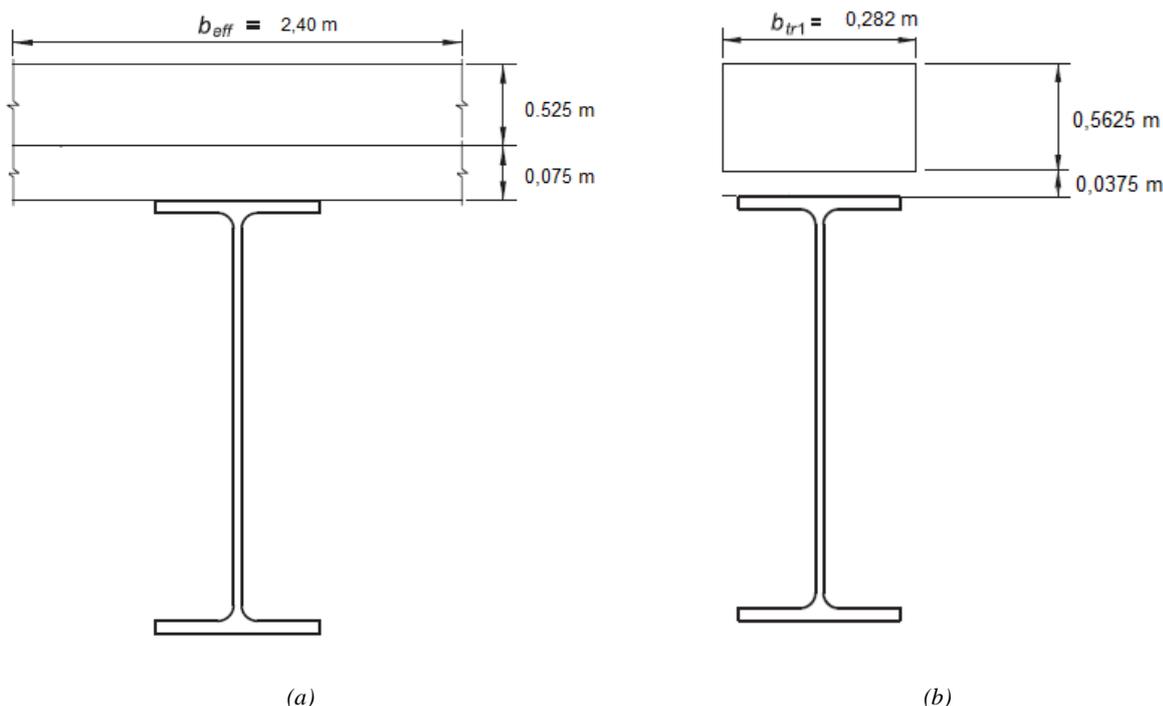


Figura 6.22 - Puente de acceso - (a) Sección compuesta; (b) Sección transformada

Utilizando la ecuación (2.3) se procede a calcular el momento de inercia equivalente debido a la acción compuesta parcial (Puente entre unidades y puente de acceso).

$$I_{eq} = 0,003236 \text{ m}^4 + \sqrt{\frac{4893,9 \text{ kN}}{9591 \text{ kN}}} (0,02115 \text{ m}^4 - 0,0032358 \text{ m}^4) = 0,016 \text{ m}^4 \quad (6.38)$$

$$I_{eq} = 0,02541 \text{ m}^4 + \sqrt{\frac{10667,6 \text{ kN}}{21108 \text{ kN}}} (0,0851 \text{ m}^4 - 0,02541 \text{ m}^4) = 0,0679 \text{ m}^4 \quad (6.39)$$

Con dicho momento de inercia equivalente, se procede al cálculo de la flecha elástica mediante la ecuación (6.40).

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{E_s I_{eq}} + \frac{1}{24} \frac{P \cdot a (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)}{E_s \cdot I_{eq}} \quad (6.40)$$

En este cálculo, se asume para ambos puentes que sobre la viga actúa toda la carga de peso propio y el pórtico grúa en el centro de la luz, siendo “w” la carga distribuida sobre la viga, “l” la distancia entre apoyos, E_s el módulo de elasticidad del acero, I_{eq} el momento de inercia equivalente, “P” la carga máxima por rueda del pórtico grúa y “a” la distancia entre “P” y el apoyo. Con esto, los valores resultantes de la flecha en el puente entre unidades y de acceso, respectivamente será:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{38,8 \text{ kN/m}}{2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2} \frac{(18,6 \text{ m})^4}{0,016 \text{ m}^4} + \frac{1}{24} \frac{475 \text{ kN} \cdot 4,3 \text{ m} (3 \cdot (18,6 \text{ m})^2 - 4 \cdot (4,3 \text{ m})^2)}{2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,016 \text{ m}^4} = 0,045 \text{ m} \quad (6.41)$$

$$\Delta_{m\acute{a}x} = \frac{5}{384} \frac{37,8 \text{ kN/m}}{2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2} \frac{(29,6 \text{ m})^4}{0,0679 \text{ m}^4} + \frac{1}{24} \frac{475 \text{ kN} \cdot 10,7 \text{ m} (3 \cdot (29,6 \text{ m})^2 - 4 \cdot (10,7 \text{ m})^2)}{2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,0679 \text{ m}^4} = 0,06104 \text{ m} \quad (6.42)$$

De acuerdo con los límites establecidos en AASHTO en la sección 2.5.2.6.2, la flecha máxima admisible para cada caso es de la luz entre 360, lo cual resulta de 5,2 cm para el puente entre unidades y de 8,2 cm para el puente de acceso, las cuales al ser comparadas con (6.41) y (6.42) verifican.

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN AL CORTE

Para calcular la resistencia al corte de un elemento compuesto, es considerado el mismo criterio que para el alma de vigas de acero, presentado en el capítulo G de AISC; el alma y las conexiones de los extremos de las vigas deben diseñarse para soportar la reacción total. Con este enfoque se está del lado de la seguridad, puesto que se desprecia la contribución de la losa de concreto a la resistencia a fuerzas cortantes.

La resistencia nominal al corte de secciones doblemente simétricas es:

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v \quad (6.43)$$

Donde F_y es la tensión de fluencia del acero, A_w el área del alma de la viga considerando la altura total de la sección y C_v es el coeficiente de corte del alma.

El valor de $0,6 F_y$ proviene de la tensión de fluencia por corte ($F_y / \sqrt{3}$ según la teoría de Von Misses). Para obtener el valor del coeficiente de corte del alma, primero se debe determinar si son requeridos rigidizadores transversales, es decir:

$$h/t_w \leq 2,46 \sqrt{E/F_y} \quad (6.44)$$

Si ocurre que $h/t_w < 260$ (límite de tensión crítica de pandeo elástico, ver Figura 6.23), y se cumple (6.44), el coeficiente de corte del alma valdrá 1,0. En caso de no cumplirse dicho límite, su valor será el de la ecuación (6.45), asociado a la zona elástica.

$$C_v = \frac{7,55 E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y} \quad (6.45)$$

Para el puente entre unidades y de acceso, las esbelteces del alma serán, respectivamente:

$$80/1,6 = 50 \leq 2,46 \sqrt{E/F_y} = 59,2 ; 153,6/1,9 = 80,8 \leq 2,46 \sqrt{E/F_y} = 59,2 \quad (6.46)$$

Según (6.46), en el alma del puente entre unidades manda la plastificación del alma por corte, mientras que en el puente de acceso, hace lo propio el estado límite de pandeo elástico. Es por esto que el coeficiente de corte en el alma de este último es:

$$C_v = \frac{7,55 \cdot 200000}{(80,8)^2 \cdot 345} \approx 0,67 \quad (6.47)$$

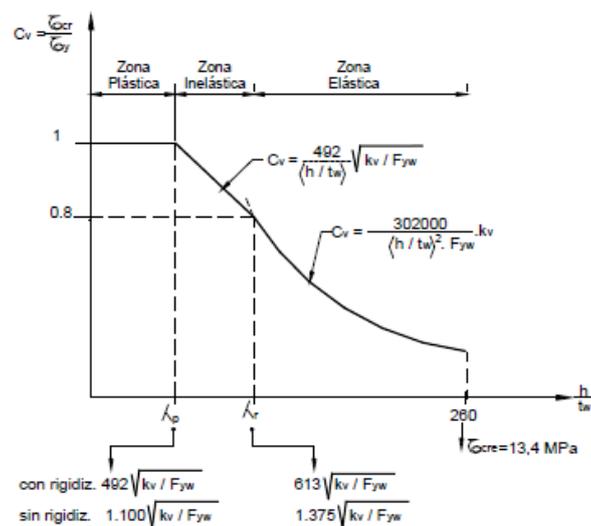


Figura 6.23 – Variación de C_v en función de la esbeltez del alma (AISC, 2010)

Así, las resistencias nominales para cada puente resultan:

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 \cdot 34,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 136 \text{ cm}^2 \cdot 1,0 = 2815,2 \text{ kN} \\ V_n &= 0,6 \cdot 34,5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 304 \text{ cm}^2 \cdot 0,67 = 4216 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.48)$$

Estas resistencias nominales, multiplicadas por el factor de minoración de resistencia 0,9 deben ser superiores a los esfuerzos de corte que actúan en cada estructura. Dichos diagramas se encuentran en Anexo C, y arrojaron los valores mostrados en (6.49).

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 2815,2 \text{ kN} = 2534 \text{ kN} > V_U = 1364,7 \text{ kN} \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 4216 \text{ kN} = 3795 \text{ kN} > V_U = 1924,7 \text{ kN} \end{aligned} \quad (6.49)$$

Es claro que ambos puentes verifican al corte.

ANÁLISIS DEL APOYO

Al ser el apoyo de la viga una carga concentrada, deberá verificarse la fluencia local del alma indicada en la Figura 6.24.

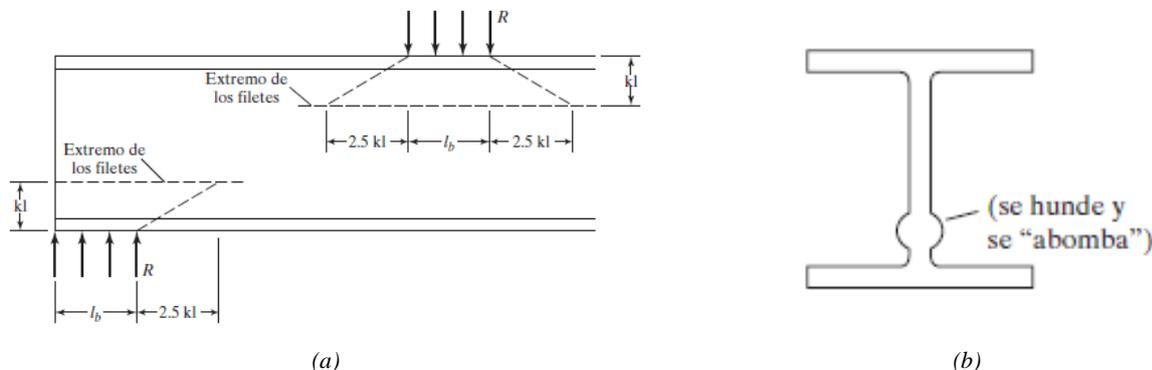


Figura 6.24 – Fluencia local del alma - (a) Vista; (b) Sección (Mc Cormac J., 2012)

A pesar de ello, AISC dice que si se proporciona un rigidizador que se extienda hasta por lo menos la mitad de la altura del miembro, o una placa de refuerzo a cada lado del alma bajo la carga concentrada, no es necesario entonces realizar la verificación de fluencia local del alma. Estos rigidizadores colocados bajo cargas concentradas o reacciones tienen algunos requisitos especiales debido a la posibilidad de aplastamiento del alma (Figura 6.25) o pandeo por compresión de la misma.

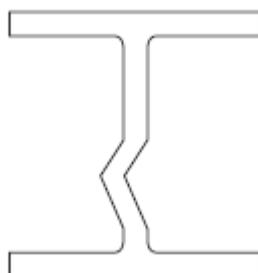


Figura 6.25 – Falla por aplastamiento del alma (Mc Cormac J., 2012)

La máxima reacción del apoyo R_u mayorada, obtenida desde el modelo computacional resultó de 1592,1 kN para el puente entre unidades y 1964 kN para el puente de acceso. En el apoyo son colocados dos rigidizadores, uno por lado del alma. Es decir, no se realiza la verificación de fluencia local de la misma. Las dimensiones de estos elementos son las siguientes:

Puente entre unidades

- $t_r = 1,6 \text{ cm}$ (espesor del refuerzo)
- $b_r = 14 \text{ cm}$ (ancho del refuerzo)
- $t_r = 80 \text{ cm}$ (altura del refuerzo)

Puente de acceso

- $t_r = 1,9 \text{ cm}$ (espesor del refuerzo)
- $b_r = 22 \text{ cm}$ (ancho del refuerzo)
- $t_r = 153,6 \text{ cm}$ (altura del refuerzo)

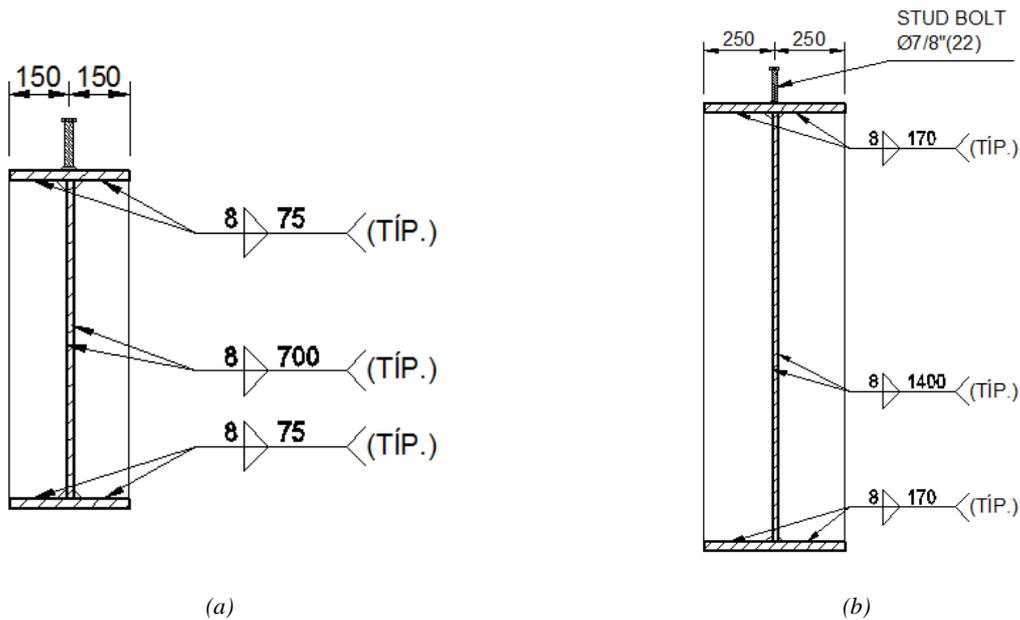


Figura 6.26 – Rigidizador en el apoyo - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

Según AISC en el apartado J.10.8 se debe cumplir que:

$$(a) \quad \frac{b_r}{t_r} \leq \frac{250}{\sqrt{F_y}} ; \quad (b) \quad t_r \geq t_f/2 \quad (6.50)$$

Para el puente entre unidades ocurre que (a) es $14/1,6 = 8,75$ y para el puente de acceso es $22/1,9 = 11,6$, mientras que el término del lado derecho de la misma para ambos puentes es $250/345^{1/2} = 13,46$, cuyo valor es mayor que los primeros términos en ambos casos. Respecto a (b), ocurre que $1,6 > 2,5/2 = 1,25$ (P. entre unidades) y $1,9 > 3,2/2 = 1,6$ (P. de acceso), es decir, se verifica (6.50) para ambos.

AISC en su sección J.10.8 menciona que los rigidizadores de carga de altura completa utilizados para resistir las cargas de compresión aplicadas a las alas de una viga en el apoyo, deben ser diseñados como miembros solicitados a compresión axial (columna) de acuerdo con los requisitos de las secciones E6.2 y J4.4 Este desarrollo se despliega a continuación.

El elemento debe cumplir la ecuación de estado límite de resistencia (6.51).

$$P_u \leq \phi_c P_n \quad (6.51)$$

Donde el factor de minoración ϕ_c vale 0,90 y la resistencia nominal a compresión está dada por (6.52).

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (6.52)$$

Donde A_g es el área a compresión, y F_{cr} la tensión crítica de pandeo, que puede desarrollarse en zona plástica, inelástica o elástica, según la relación de esbeltez del elemento y los límites provistos por el reglamento. Se considera que el alma es parte, junto con los rigidizadores, de esta columna. La longitud del alma que colabora es de $25 t_w$ (espesor de la misma, $25 \times 1,6 = 40$ cm para el puente entre unidades y $25 \times 1,9 = 47,5$ cm para el puente de acceso). El área del conjunto para cada puente es respectivamente $108,8 \text{ cm}^2$ y $173,8 \text{ cm}^2$. Cada

momento de inercia respecto al eje débil es respectivamente 3471 cm⁴ y 15337 cm⁴, mientras que los radios de giro son 5,65 cm y 9,39 cm. La esbeltez de cada conjunto es definida como:

$$\lambda = k h_r / r_y \quad (6.53)$$

El valor del factor de longitud efectiva k se toma como 0,75. Así, esta esbeltez es para el primer puente 0,75 x 80 cm / 5,65 cm = 10,61 y para el segundo 0,75 x 153,2 cm / 9,39 cm = 12,24. Ambos valores son menores al límite de la ecuación (6.54) obtenido de la tabla B.4.1 de AISC, que define el límite inelástico con el elástico.

$$4,71 \sqrt{E/F_y} = 4,71 \sqrt{200000/345} = 113,45 \quad (6.54)$$

Esto significa que la carga crítica está definida como:

$$F_{cr} = \left[0,658^{F_y/F_e} \right] F_y \quad (6.55)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$$

Realizando los reemplazos correspondientes, se obtiene F_{cr} = 342,17 MPa para el puente entre unidades y F_{cr} = 341,2 MPa para el puente de acceso, lo cual arroja las siguientes resistencias de diseño:

$$P_u = 1592,1 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 0,9 \left(34,217 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} 108,8 \text{ cm}^2 \right) = 3351 \text{ kN} (\text{Puente entre unidades}) \quad (6.56)$$

$$P_u = 1964 \text{ kN} \leq \phi_c P_n = 0,9 \left(34,12 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} 173,8 \text{ cm}^2 \right) = 5337 \text{ kN} (\text{Puente de acceso})$$

Los rigidizadores de ambos puentes verifican.

6.5.2. VIGAS TRANSVERSALES

La función de estos elementos es vincular las vigas principales. Se encuentran ubicados en el centro de la luz y en coincidencia con los apoyos. El elemento ubicado en el centro de la luz colabora en la resistencia de las vigas principales en la etapa de construcción al reducir la distancia entre apoyos laterales. Los ubicados en los extremos sirven para apoyar los gatos hidráulicos que son colocados debajo de ellos, considerando un escenario de los apoyos de neopreno, para levantar la estructura completa de cada puente. Es mediante esta situación que se dimensionan los elementos propiamente dichos.

Para el puente entre unidades se propone una sección de un poco más de la mitad de la altura de los principales, mientras que para el puente de acceso se utiliza el correspondiente a las vigas principales de éste primero (Ver Figura 6.27).

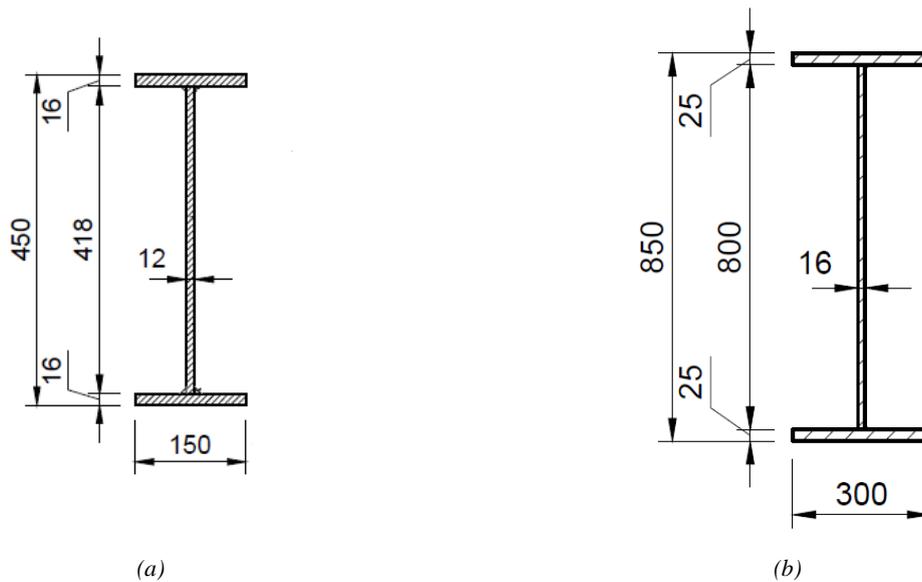


Figura 6.27 – Vigas en apoyo - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

Recordando lo descrito en 6.5.1, lo primero es determinar el comportamiento de la sección a pandeo local. Esto fue realizado para las dimensiones de las vigas longitudinales del puente entre unidades (coincidentes con las transversales del puente de acceso), por la sección es compacta. Respecto al elemento asociado al primer puente, se obtiene:

$$b/t = 75\text{mm}/16\text{mm} = 4,69; 0,38 \sqrt{E/f_y} = 0,38 \sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 9,15 \quad (6.57)$$

$$h/t_w = 450\text{mm}/12\text{mm} = 37,5; 3,76 \sqrt{E/f_y} = 3,76 \sqrt{200000\text{MPa}/345\text{Mpa}} = 90,5 \quad (6.58)$$

Con esto, dicha sección es compacta.

MODELO DE CÁLCULO

El cálculo es realizado considerando que el levantamiento de cada estructura para mantenimiento se realiza en los puntos señalados en la Figura 6.28 y Figura 6.29. En el otro extremo, el apoyo es normal. Son consideradas cargas permanentes totales.

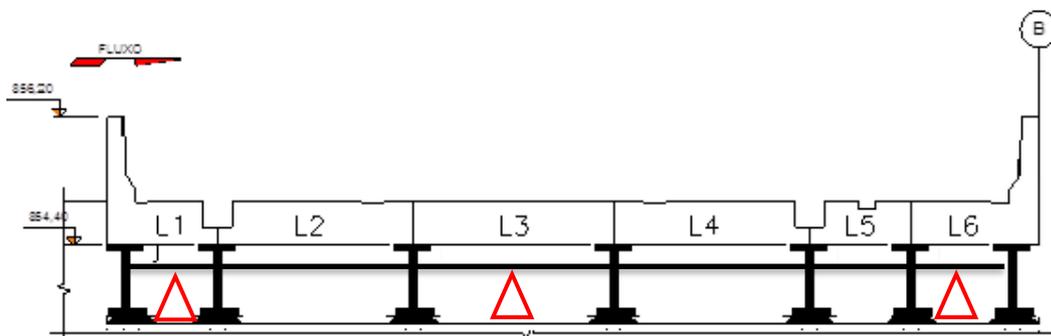


Figura 6.28 – Puntos de apoyo para levantar el puente entre unidades

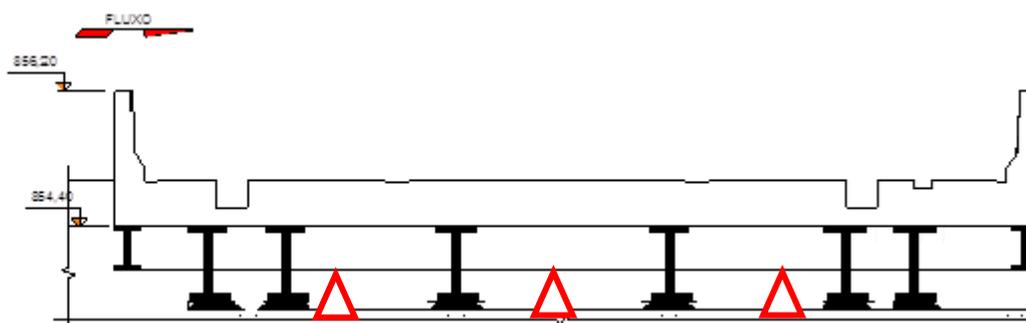


Figura 6.29 – Puntos de apoyo para levantar el puente de acceso

Los modelos computacionales son aquellos mostrados en la Figura 6.30, mientras que los esfuerzos asociados a la condición de levantamiento se pueden corroborar en el Anexo C.3.

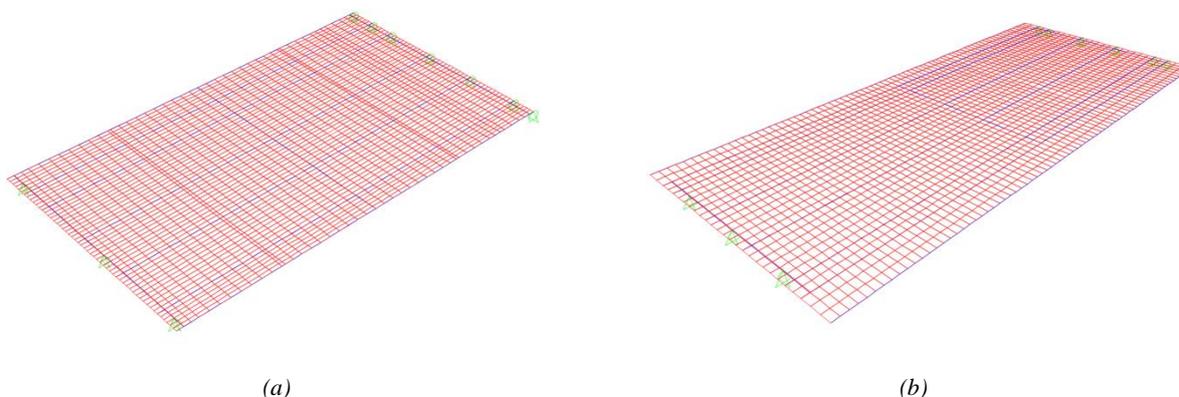


Figura 6.30 – Modelo computacional - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

Para el puente entre unidades, los valores máximos de momento y corte últimos son $M_u = 323 \text{ kNm}$ y $V_u = 470 \text{ kN}$, mientras que para el de mayor longitud resultan de $M_u = 754 \text{ kNm}$ y $V_u = 1451,2 \text{ kN}$.

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN A FLEXIÓN

Estos elementos deben verificar los estados límites cuyo análisis se detalló en la sección 6.5.1, asociados a flexión y corte. Según la ecuación (6.12) el momento plástico resulta de $M_P = 540,2 \text{ kNm}$ ($M_n = 0,9 \times 540,2 = 486,18 \text{ kNm}$), valor mayor a $M_u = 323 \text{ kNm}$, por lo cual se verifica plastificación para la sección del primer puente. Este momento plástico para la viga transversal del puente de acceso (la cual coincide con la principal del puente entre unidades como se mencionó anteriormente), resultó de $M_P = 3018 \text{ kNm}$ ($M_n = 0,9 \times 3018 = 2716,2 \text{ kNm}$), valor mayor a $M_u = 754 \text{ kNm}$, por lo cual también se verifica plastificación.

Respecto al estado límite de pandeo lateral torsional, las longitudes límite que definen en qué campo el momento crítico produce tensiones máximas L_p y L_r , según las ecuaciones (6.13) y (6.14) son $L_p = 130,5 \text{ cm}$ y $L_r = 405,9 \text{ cm}$ para el puente entre unidades. El valor de la longitud no arriostrada L_b es de 266 cm , es decir $L_p < L_b < L_r$, por lo cual el momento crítico produce tensiones en el campo inelástico y se calcula según la ecuación (6.59).

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0,7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (6.59)$$

Para este caso dicho momento resultó de $M_n = 803,2$ kNm. Como resultó mayor que el momento de plastificación, este último es el determinante para la verificación y se comprobó que cumple dicha verificación.

Para los elementos transversales del puente de acceso, el valor de la longitud no arriostrada es de $L_b = 240$ cm, y sus límites fueron determinados en 6.5.1 ($L_p = 270$ cm y $L_r = 783,4$ cm). Al ocurrir que $L_b < L_p$ el valor del estado límite de PLT no aplica.

VERIFICACIÓN DE LA SECCIÓN AL CORTE

Recordando que la resistencia nominal a corte de un elemento doblemente simétrico se da por la ecuación (6.43), y que para corroborar si es necesaria la inclusión de rigidizadores se debe cumplir (6.60), para el puente entre unidades ocurre:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{E/F_y} \rightarrow \frac{41,8}{1,2} = 34,8 \leq 2,46 \sqrt{200000/345} = 59,2 \quad (6.60)$$

Mientras que para los elementos transversales del puente de acceso (se recuerda nuevamente que coinciden con los longitudinales de la estructura de menor longitud) se realizó esta verificación en 6.5.1. Retomando la ecuación (6.43), la resistencia nominal al corte de cada uno de ellos es:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 0,6 \cdot 34,5 \cdot 54 \cdot 1 = 1006 \text{ kN} > V_U = 470 \text{ kN (P. entre unidades)} \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 2815,2 \text{ kN} = 2534 \text{ kN} > V_U = 1451,2 \text{ kN (P. acceso)} \end{aligned} \quad (6.61)$$

ANÁLISIS DEL APOYO

Aquí otra vez, reiterando lo descrito en el apartado anterior, como AISC permite no verificar la fluencia local del alma si se colocan rigidizadores en cada uno de sus lados bajo la carga concentrada (reacciones debidas al levantamiento con los gatos hidráulicos) es que se procede a verificarlos como miembros solicitados a compresión axial (columna) de acuerdo con los requisitos de las secciones E6.2 y J4.4. En estos casos, las dimensiones de dichos elementos son las siguientes:

Puente entre unidades

$t_r = 1,2$ cm (espesor del refuerzo)
 $b_r = 6,9$ cm (ancho del refuerzo)
 $t_r = 41,8$ cm (altura del refuerzo)

Puente de acceso

$t_r = 1,6$ cm (espesor del refuerzo)
 $b_r = 14$ cm (ancho del refuerzo)
 $t_r = 80$ cm (altura del refuerzo)

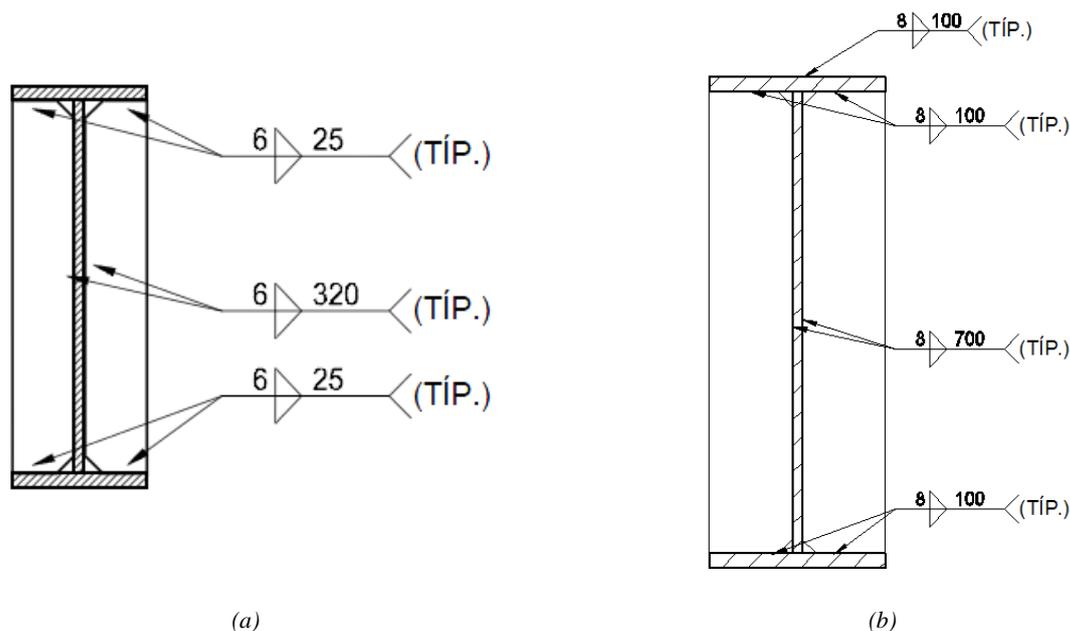


Figura 6.31 – Rigidizador en apoyo para el gato hidráulico - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

La máxima reacción del apoyo R_u mayorada (Ver Anexo 0), obtenida desde el modelo computacional resultó de 1137,6 kN para el puente entre unidades y 1944,7 kN para el puente de acceso.

Para el rigidizador del elemento transversal del puente de acceso, la resistencia de diseño coincide con el asociado a la viga principal del puente entre unidades, cuyo valor es de $\Phi P_n = 3351 \text{ kN} > P_u = 1944,7 \text{ kN}$. Verifica dicho elemento.

Se procede a analizar el asociado a la estructura restante. Se considera que el alma es parte, junto con los rigidizadores, de esta columna. La longitud del alma que colabora es de $25 t_w$ (espesor de la misma, $25 \times 1,2 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$). El área de este conjunto es $56,52 \text{ cm}^2$. Su momento de inercia respecto al eje débil es $341,7 \text{ cm}^4$, mientras que el radio de giro es $2,55 \text{ cm}$. La esbeltez del conjunto es definida como:

$$\lambda = k \frac{h_r}{r_y} = 0,75 \frac{41,8 \text{ cm}}{2,55 \text{ cm}} = 12,3 \quad (6.62)$$

Dicho valor es menor al límite de la ecuación (6.63) obtenido de la tabla B.4.1 de AISC, que define el límite inelástico con el elástico.

$$4,71 \sqrt{E/F_y} = 4,71 \sqrt{200000/345} = 113,45 \quad (6.63)$$

Esto significa que la carga crítica está definida como:

$$F_{Cr} = \left[0,658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[0,658 \frac{345}{13047,3} \right] 345 = 341,2 \text{ MPa} \quad (6.64)$$

Finalmente, se comprueba que la resistencia de diseño para el rigidizador verifica.

$$P_u = 1137,6 \text{ kN} \leq \Phi_c P_n = 0,9 (34,217 \text{ kN/cm}^2 \cdot 52,56 \text{ cm}^2) = 1793 \text{ kN} \quad (6.65)$$

6.6. DIMENSIONAMIENTO DE LOS MEDIOS DE UNIÓN

6.6.1. VIGAS LONGITUDINALES

Como se describió en la sección 3, al estar los elementos principales de cada estructura divididos en tramos, se requiere la ejecución de empalmes.

Según lo mencionado en 2.3.3, el momento debe ser transmitido por los cubrejuntas de alas y alma y el corte sólo por el cubrejunta de alma. Los cubrejuntas de ala transmitirán la parte de momento requerido que toman las alas de la sección del perfil (M_{uf}) y los cubrejuntas de alma la parte de momento requerido que toma el alma o almas (M_{uw}).

La distribución del momento entre alas y alma se hace en función de la parte que aportan alas (I_f) y alma (I_w) al momento de inercia de la sección transversal.

$$\begin{aligned} M_{uf} &= (M_u I_f) / (I_f + I_w) \\ M_{uw} &= (M_u I_w) / (I_f + I_w) \end{aligned} \quad (6.66)$$

La fuerza de tracción o compresión que debe transmitir el cubrejunta de ala, P_f es aproximadamente la señalada en la ecuación (6.67).

$$P_f = M_{uf} / d \quad (6.67)$$

Donde “d” es la altura del perfil. Es con dicha fuerza que se dimensiona cada cubrejunta de ala. Respecto al cubrejunta de alma, recordando las condiciones de AISC, su momento de inercia (I_{cw}) respecto al eje neutro debe tener con respecto al momento de inercia de los cubrejuntas de ala (I_{cf}) referido al mismo eje, la misma relación que los momentos de inercia de alma y ala a empalmar. Es decir:

$$I_{cw} = I_{cf} (I_w / I_f) \quad ; \quad I_{cf} = A_{cf} (d + t_{cf})^2 / 2 \quad (6.68)$$

Donde A_{cf} es el área de cubrejunta de ala, y t_{cf} el espesor de cubrejunta de ala. A su vez, los cubrejuntas y la unión (alma) deben resistir el momento requerido que viene por el alma M_{uw} y todo el esfuerzo de corte requerido de la sección V_u . Su dimensionado a flexión se hace como sección rectangular maciza.

Para el cálculo de estos elementos de unión, se utiliza como herramienta planillas electrónicas. Se muestran a continuación los empalmes calculados para las vigas principales del puente entre unidades. Los medios de unión del puente de acceso pueden atenderse en el Anexo D. Lo primero es calcular los momentos de inercia asociados a las alas y al alma para posteriormente proceder al dimensionamiento del cubrejunta de ala, comenzando con el área

necesaria del mismo y así obtener la altura necesaria, adoptando un espesor (en este caso 1,9 cm). Luego se realiza la verificación el corte de los bulones, tracción (fluencia en el área bruta y rotura en el área neta) y aplastamiento de la chapa en los agujeros, según el capítulo J en la sección J.3 y finalmente la soldadura según J.2. Los esfuerzos en las secciones donde se realizan los empalmes se pueden ver en el Anexo C.1.

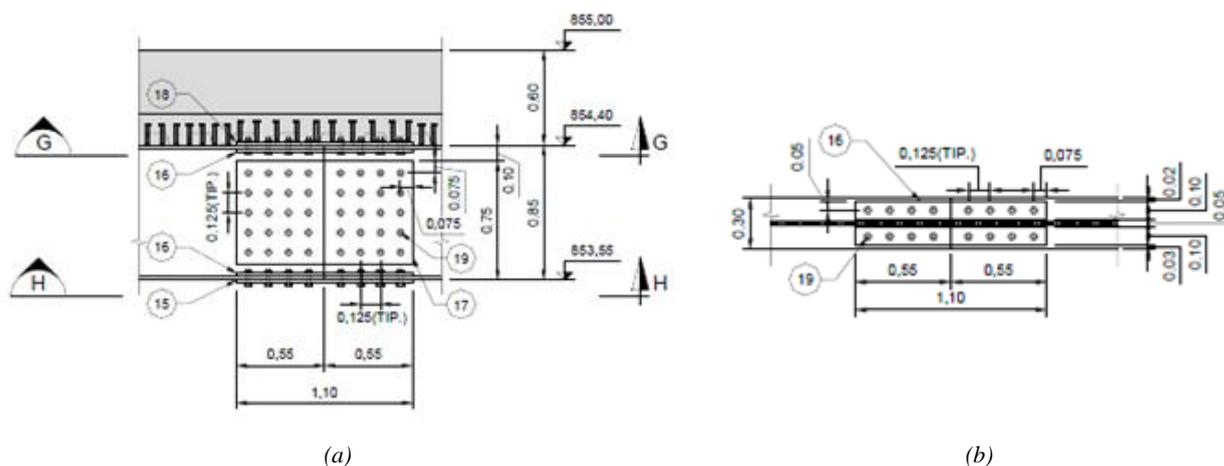


Figura 6.32 – Empalme vigas principales- Puente entre unidades - (a) Vista; (b) Planta

Verificación del empalme - Etapa de construcción				
Símbolo	Result. fórmula	Unidades	Concepto	Condición
1) Propiedades del Perfil				
h_w	80,00	cm	Altura del alma de la viga	
t_w	1,6	cm	Espesor del alma da viga	
b_f	30	cm	Ancho del ala de la viga	
t_f	2,5	cm	Espesor de ala de la viga	
d	85	cm	Altura de la viga	
A_w	128,00	cm ²	Área Alma	
A_f	75,00	cm ²	Área Ala	
A_g	278,00	cm ²	Área bruta	
I_{xw}	68266,7	cm ⁴	Momento de inercia del alma	
Q_{xw}	1280,0	cm ³	Momento estático del alma	
Z_{xw}	2560,0	cm ³	Modulo plástico del alma	
I_{xf}	255234,7	cm ⁴	Momento de inercia del ala	
Q_{xf}	3093,8	cm ³	Momento estático del ala	
Z_{xf}	6187,5	cm ³	Modulo plástico del ala	
I_x	323501,4	cm ⁴	Momento de inercia	
Q_x	4373,8	cm ³	Momento estático	
Z_x	8747,5	cm ³	Modulo plástico	
2) Esfuerzos				
$M_u \max$	1050,00	kNm	Esfuerzo de Momento Ultimo Máximo	
$V_u \max$	280,00	kN	Esfuerzo de Corte Máximo	

M_u	1050,00	kNm	Esfuerzo de Momento Ultimo en la Unión	
V_u	140,00	kN	Esfuerzo de Corte Ultimo en la Unión	
M_d	1050,00	kNm	Esfuerzo de Momento de diseño requerido en la unión	
V_{nd}	140,00	kN	Esfuerzo de Corte de diseño requerido en la Unión	
M_{dw}	221,58	kNm	Momento cubrejunta alma	
M_{df}	828,42	kNm	Momento cubrejunta ala	
3) Dimensionado del Cobrejunta de Ala				
P_f	974,62	kN	Esfuerzo de tracción o compresión requerido	
n_{bf}	8,00	S/U	Número de bulones en cubrejunta ala	
d	2,40	cm	Diámetro del bulón	
A_b	4,52	cm ²	Área del bulón	
d_b	7,50	cm	Distancia al borde del orificio	
s	12,50	cm	Separación entre orificios	
L_c	73,20	cm	Suma de la distancia entre agujeros	
F_v	415,00	MPa	Resistencia nominal (Acero A490/ISO 10.9)	
b_{ef}	25,00	cm	ancho del cubrejunta del Ala	
t_{ef}	1,90	cm	Espesor del cubrejunta del Ala	
A_{gef}	47,50	cm ²	Área bruta del cubrejunta del Ala	
F_y	345,00	MPa	Tensión de Fluencia del Acero de la chapa (Acero A572)	
F_u	450,00	MPa	Tensión de Rotura del Acero de la chapa (Acero A572)	
3.1) Resistencia al Corte del bulón				
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
m_{cf}	1,00	S/U	Planos de Corte cubrejunta ala	
R_d	1351,74	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	Verifica al corte
3.2) Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros				
R_{n1}	7510,32	kN	Resistencia de la chapa al desgarro	
R_{n2}	3939,84	kN	Resistencia de la chapa al aplastamiento	
ϕ	0,75	S/U	Factor de resistencia	
R_n	3939,84	kN	Resistencia de la chapa	
R_d	2954,88	kN	Resistencia de diseño al aplastamiento	Verifica al aplastamiento
3.3) Resistencia a tracción de la chapa				
A_{nc}	38,38	cm ²	Área neta del cubrejunta del Ala	
A_{nv}	139,08	cm ²	Área bruta Corte	
A_{gv}	171,00	cm ²	Área neta a Corte	
A_{nt}	23,94	cm ²	Área bruta tracción	

A_{gt}	28,50	cm ²	Área neta a tracción	
R_{n1}	1474,88	kN	Fluencia en el área bruta	
R_{n2}	1295,33	kN	Rotura en el área neta	
R_{n3}	3553,81	kN	Rotura por bloque de corte	
R_d	1295,33	kN	Resistencia de diseño a tracción	Verifica tracción
3.4) Resistencia de diseño de las soldaduras				
F_{EXX}	480,00	MPa	Resistencia del material del electrodo	
F_w	288,00	MPa	Resistencia nominal del material del electrodo	
l_e	135,00	cm	Longitud total de la soldadura	
d_w	0,80	cm	Lado de la soldadura	
A_w	76,36	cm ²	Área de la soldadura	
ϕ	0,6	S/U	Factor de resistencia	
R_d	2638,86	kN	Resistencia de diseño	Verifica Soldadura
3.5) Condición de la Sección				
A_{fg}	75,00	cm ²	Área bruta ala traccionada	
A_{fn}	63,00	cm ²	Área neta ala traccionada	
A_{fe}	68,48	cm ²	Área efectiva ala traccionada	
R_{n1}	2126,25	kN	Resistencia a la rotura del área neta	
R_{n2}	2328,8	kN	Resistencia a fluencia del área bruta	Se descuentan agujeros

Tabla 6.3– Dimensionamiento cubrejunta de ala – Puente entre unidades

A su vez, se procede al dimensionamiento del/los cubrejunta de alma, eligiendo inicialmente su espesor, y con la condición dada en la ecuación (6.68) se obtiene su altura. Asimismo, se continúa con la verificación de la resistencia al corte de los bulones, al aplastamiento de la chapa en los agujeros según la sección J.3 de AISC y luego la verificación a flexión, como se procedió con las vigas metálicas en 6.5.1.

4) Dimensionado del Cubrejunta del Alma				
V_d	140,00	kN	Esfuerzo de Corte de diseño requerido en la Unión	
M_{dw}	277,58	kNm	Momento cubrejunta alma	
n_{bw}	20,00	S/U	Número de bulones cubrejunta alma	
d	2,40	cm	Diámetro de bulón	
A_b	4,52	cm ²	Área del bulón	
d_b	7,50	cm	Distancia al borde del orificio	
s	12,50	cm	Separación entre orificios	
L_c	6,30	cm	Suma de la distancia entre agujeros	
F_v	415,00	MPa	Resistencia nominal (Acero A490/ISO 10.9)	
h_{ew}	65,0	cm	Altura de un cubrejunta del Alma	
t_{ew}	1,60	cm	Espesor de un cubrejunta del Alma	

$A_{g_{cw}}$	104,00	cm ²	Área bruta de un cubrejunta del Alma	
I_{cw}	36616,67	cm ⁴	Inercia de un cubrejunta del Alma	
Q_{cw}	845,00	cm ³	Momento estático de un cubrejunta del alma	
S_{cw}	1126,67	cm ³	Módulo elástico de un cubrejunta del alma	
Z_{cw}	1690,00	cm ³	Módulo plástico de un cubrejunta del alma	
J_{cw}	88,75	cm ⁴	Módulo de torsión de un cubrejunta del alma	
r_y	0,46	cm	Radio de Giro respecto al eje de menor inercia	
F_y	345,00	MPa	Tensión de Fluencia del Acero de la chapa (Acero A572)	
F_u	450,00	MPa	Tensión de Rotura del Acero de la chapa (Acero A572)	
4.1) Condición de rigidez				
I_{xcw}	73233,3	cm ⁴	Momento de inercia cubrejunta del alma	
I_{xcf}	179350,7	cm ⁴	Momento de inercia cubrejunta del ala	Verifica Inercia
4.2) Esfuerzos				
P_{V1}	7,00	kN	Esfuerzo debido al Corte	
e_i	0,31	m	Excentricidad máxima	
$\sum e_i^2$	1,02	m	Suma de excentricidades al cuadrado	
P_{M1}	85,41	kN	Esfuerzo debido al Momento	
a	90,00	Grados	Angulo ente P_{V1} y P_{M1}	
P_u	85,70	kN	Esfuerzo de Corte del bulón	
4.3) Resistencia al Corte del bulón				
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
m_{cw}	2,00	S/U	Planos de Corte del cubrejunta alma	
R_d	337,93	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	Verifica al corte
4.4) Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros				
R_{n1}	544,32	kN	Resistencia de la chapa al desgarro	
R_{n2}	414,72	kN	Resistencia de la chapa al aplastamiento	
ϕ	0,75	S/U	Factor de resistencia	
R_n	414,72	kN	Resistencia de la chapa	
R_d	311,04	kN	Resistencia de diseño al aplastamiento	Verifica al aplastamiento
4.4) Verificación de los cubrejuntas del alma				
4.4.1) Verificación a flexión				
M_{uw1}	138,79	kNm	Momento último en un cubrejunta del alma	
M_p	583,05	kNm	Momento plástico de un cubrejunta del alma	

M_r	388,70	kNm	Momento límite de pandeo de un cubrejunta del alma	
L_b	15,00	cm	longitud no arriostada	
L_p	1,90	cm	longitud límite 1	
L_r	43,10	cm	longitud límite 2	
ϕ	0,75	S/U	Factor de resistencia	
M_n	521,26	kN	Momento Nominal de un cubrejunta del alma	
M_d	390,94	kN	Resistencia de diseño de un cubrejunta del alma	Verifica Momento
4.4.2) Verificación al Corte				
V_u	140,00	kN	Esfuerzo último al Corte	
h_{cw}/t_{cw}	40,63	S/U		
V_n	4305,60	kNm	Esfuerzo de Corte Nominal	
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
V_d	3875,04	kN	Resistencia de diseño al Corte de los cubrejuntas	Verifica al Corte

Tabla 6.4– Dimensionamiento cubrejunta de alma – Puente entre unidades

Por último, con estos cubrejuntas se prosigue verificando la sección compuesta a flexión y corte, obteniendo la resultante de tracción en los cubrejuntas y de compresión en la sección compuesta, tal y como se explicó en 6.5.1, con la correspondiente ubicación del ENP y el momento nominal asociado para luego compararlo con el momento requerido, haciendo lo propio con el esfuerzo de corte. Finalmente, son verificados los bulones (nuevamente según J.3) para el ala y alma.

Verificación de la sección a flexión (Puente entre unidades)				
<i>Símbolo</i>	<i>Result. fórmula</i>	<i>Unidades</i>	<i>Concepto</i>	<i>Condición</i>
1) Esfuerzos				
M_u	4207,50	kNm	Esfuerzo de Momento ultimo	
V_u	1364,70	kN	Esfuerzo de Corte Ultimo	
2) Propiedades del Perfil				
h_w	80,00	cm	Altura del alma de la viga	
t_w	1,60	cm	Espesor del alma de la viga	
b_f	30,00	cm	Ancho del ala de la viga	
t_f	2,50	cm	Espesor del ala de la viga	
d	85,00	cm	Altura de la viga	
A_g	278,00	cm ²	Área bruta	

3) Propiedades Sección de Cubrejunta				
b_{cf}	25,00	cm	Ancho del cubrejunta del Ala	
t_{cf}	1,90	cm	Espesor de cubrejunta del Ala	
A_{gef}	47,50	cm ²	Área bruta de cubrejunta del Ala	
h_{cw}	65,00	cm	Altura de cubrejunta del Alma	
t_{cw}	1,60	cm	Espesor de cubrejunta del Alma	
A_{gaw}	104,00	cm ²	Área bruta de cubrejunta del Alma	
A_g	303,00	cm ²	Área bruta	
I_{xc}	252584,07	cm ⁴	Momento de inercia del alma	
Q_{xc}	3753,88	cm ³	Momento estático del alma	
Z_{xc}	7507,75	cm ³	Modulo plástico del alma	
4) Verificación de la sección a flexión				
f'_c	25,00	MPa	Resistencia Característica del hormigón	
F_y	345,00	MPa	Tensión de Fluencia del Acero de la chapa (Acero A572)	
E	200000,00	MPa	Módulo de elasticidad	
b_f	266	cm	Ancho del borde comprimido de la losa	
h_f	52,50	cm	Altura de la losa	
P_y	10453,5	kN	Resultante de tracción cubrejuntas	
C_1	29675,6	kN	Resultante de Compresión	
C_2	4795,5	kN	Esfuerzo de la Sección compuesta con Perfil	
C	4795,50	kN	Esfuerzo de la sección compuesta	
x	4,06	cm	Posición del eje neutro plástico	
a	8,48	cm	Altura del bloque de compresión	
d_1	48,26	cm	Distancia d_1	
d_2	2,03	cm	Distancia d_2	
d_3	44,40	cm	Distancia d_3	
M_n	6840,82	kNm	Esfuerzo de Momento Nominal	
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
M_d	6156,74	kN	Resistencia de diseño al Momento	Verifica al Momento
4) Verificación de la sección al Corte				
h_{cw}/t_{cw}	40,63	S/U		
V_n	4305,60	kNm	Esfuerzo de Corte Nominal	
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
V_d	3875,04	kN	Resistencia de diseño al Corte	Verifica al Corte

5) Verificación del bulón				
n_{bf}	8,00	S/U	Número de bulones cubrejunta ala	
n_{bw}	20,00	S/U	Número de bulones cubrejunta alma	
d	2,40	cm	Diámetro del bulón	
A_b	4,52	cm ²	Área del bulón	
F_v	415,00	MPa	Resistencia nominal (Acero A490/ISO 10.9)	
C	4795,50	kN	Esfuerzo de la Sección compuesta	
P_y	9591,0	kN	Resultante de tracción perfil	
V_{n1}	7193,25	kN	Esfuerzo de Corte Nominal debido a $(C+P_y)/2$	
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
V_{u1}	7992,50	kN	Esfuerzo de Corte Último debido a $(C+P_y)/2$	
V_{u2}	1364,70	kN	Esfuerzo de Corte Último (V_u)	
V_u	8108,17	kN	Esfuerzo de Corte debido a $C+P_y$	
R_{d1}	168,97	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	
m_{cf}	1,00	S/U	Planos de Corte cubrejunta ala	
m_{cw}	2,00	S/U	Planos de Corte cubrejunta alma	
R_d	8110,44	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	Verifica al corte

Tabla 6.5- Verificación a flexión – Puente entre unidades

6.6.2. VIGAS TRANSVERSALES

Para las uniones de los elementos transversales con los principales, se precede según las especificaciones de AISC, J.3., utilizando los esfuerzos mostrados en el Anexo C.3.

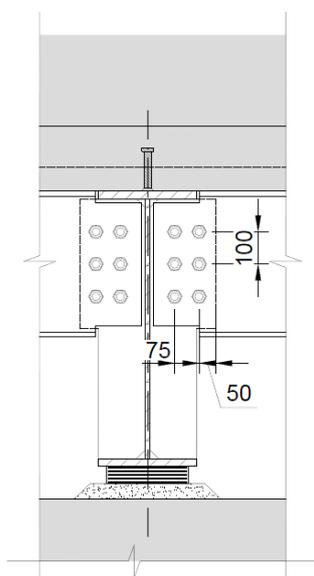


Figura 6.33 – Uniones de vigas transversales- Puente entre unidades

<i>Verificación de unión de vigas transversales (Puente entre unidades)</i>				
<i>Símbolo</i>	<i>Result. fórmula</i>	<i>Unidades</i>	<i>Concepto</i>	<i>Condición</i>
1) Datos				
V_d	470,00	kN	Esfuerzo de Corte de diseño requerido en la Unión	
M_{dw}	140,00	kNm	Esfuerzo de Momento de diseño requerido en la Unión	
n_{bw}	6,00	S/U	Número de bulones	
d	2,20	cm	Diámetro del bulón	
A_b	3,80	cm ²	Área del bulón	
d_b	0,50	cm	Distancia al borde del orificio	
s	7,50	cm	Separación entre orificios	
L_c	5,40	cm	Suma de la distancia entre agujeros	
F_v	415,00	Mpa	Resistencia nominal (Acero A490/ISO 10.9)	
t_w	1,60	cm	Espesor de la chapa	
F_y	345,00	MPa	Tensión de Fluencia del Acero de la chapa (Acero A572)	
F_u	450,00	MPa	Tensión de Ruptura del Acero de la chapa (Acero A572)	
2) Esfuerzos				
P_{V1}	78,33	kN	Esfuerzo debido al Corte	
e_i	0,23	m	Excentricidad máxima	
$\sum e_i^2$	0,12	m	Suma de excentricidades	
P_{M1}	270,44	kN	Esfuerzo debido al Momento	
a	90,00	Grados	Angulo ente P_{V1} y P_{M1}	
P_u	281,56	kN	Esfuerzo de Corte del bulón	
3) Resistencia al Corte do bulón				
ϕ	0,90	S/U	Factor de resistencia	
m_{cw}	2,00	S/U	Planos de Corte	
R_d	283,96	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	Verifica al corte
4) Resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros				
R_{n1}	466,56	kN	Resistencia de la chapa al desgarro	
R_{n2}	380,16	kN	Resistencia de la chapa al aplastamiento	
ϕ	0,75	S/U	Factor de resistencia	
R_n	380,16	kN	Resistencia de la chapa	
R_d	285,12	kN	Resistencia de diseño al aplastamiento	Verifica al aplastamiento

Tabla 6.6– Verificación Uniones de vigas transversales – Puente entre unidades

6.7. TOPES SÍSMICOS

En las especificaciones de AASHTO para diseño de puentes se indica como requisito general la necesidad de colocar sujetadores longitudinales y topes transversales para garantizar la estabilidad de la unión entre la superestructura y subestructura del puente (Sección 3.10.9).

6.7.1. SUJETADORES LONGITUDINALES

Los sujetadores longitudinales son dimensionados para soportar una fuerza calculada como el coeficiente de aceleración por la carga permanente del trecho. El sujetador posee un orificio de tipo ovalado largo que tiene suficiente espacio para que no comience a actuar hasta que el desplazamiento de diseño de los elastómeros (Ver sección 6.8) haya sido superado.

El sujetador es fijado a los estribos de cada puente mediante cordones de soldadura a las piezas fijas, que también son calculadas verificando las condiciones de anclaje al hormigón.

El valor de la fuerza que debe resistir dicho sujetador, considerando el peso total del puente aproximado de 4000 kN (Puente entre unidades) y 5700 kN (Puente de acceso) y la aceleración pico del suelo ($PGA = 0,15$) amplificada en dos, del espectro asociado al sismo máximo de diseño (MDE) mostrado en la Figura 5.8, dicha fuerza horizontal máxima resulta de $F_h = 0,30 \times 4000 \text{ kN} = 1200 \text{ kN}$ para la primera estructura y $F_h = 1700 \text{ kN}$ para la segunda. En el caso de la primera estructura, se dispusieron 7 sujetadores (uno por cada viga longitudinal) y 6 para el puente de mayor longitud (uno por cada viga longitudinal principal). Con estas fuerzas, considerando la contribución de cada viga (170 kN y 285 kN, respectivamente en cada estructura) es que se dimensionan estos elementos.

DIMENSIONAMIENTO DEL SUJETADOR

El dispositivo que se vincula a cada pieza fija consta de una chapa lisa de dimensiones $0,22 \times 0,20 \times 0,016 \text{ m}$ (P. entre unidades) y $0,30 \times 0,30 \times 0,016 \text{ m}$ (P. de acceso), y a un perfil ángulo de $2 \times 2 \times 3/8''$ a cada lado del alma de dichas vigas. Se comienza realizando la verificación del sujetador que será anclado a la pieza fija, abordando primero la resistencia al corte del bulón adoptado (M-20 para el puente entre unidades y M-24 para el restante – ambos ASTM A490), resistencia al aplastamiento de la chapa en los agujeros y luego la verificación de las soldaduras a la pieza fija de $0,30 \times 0,30 \times 0,016 \text{ m}$ (P. entre unidades) y $0,40 \times 0,40 \times 0,019 \text{ m}$ (P. de acceso).

Al igual que en la sección anterior asociada al dimensionado de los elementos de unión, se muestra el cálculo del puente entre unidades, mostrando los resultados para el puente de acceso en el Anexo A.

<i>Sujetador longitudinal</i>				
<i>Símbolo</i>	<i>Result. fórmula</i>	<i>Unidades</i>	<i>Concepto</i>	<i>Condición</i>
Datos				
V	170	kN	Esfuerzo de corte máximo	
d	2	cm	Diámetro del bulón	
A _b	3,142	cm	Área del bulón	
t	1,6	cm	Espesor de la placa del alma de la viga	
d _b	4	cm	Distancia al borde del orificio	
F _y	235	MPa	Tensión de Fluencia del Acero	
F _u	370	MPa	Tensión de rotura del acero	
1. Resistencia al Corte del bulón				
Ø	0,75	S/U	Factor de resistencia	
F _v	517	MPa	Resistencia nominal	
R _d	243,63	kN	Resistencia de diseño al corte del bulón	Verifica al corte
2. Resistencia al aplastamiento de la chapa en los orificios				
R _{n1}	284,16	kN	Resistencia de la chapa al desgarro	
R _{n2}	284,16	kN	Resistencia de la chapa al aplastamiento	
Ø	0,75	S/U	Factor de resistencia	
R _n	284,16	kN	Resistencia de la chapa	
R _d	213,12	kN	Resistencia de diseño al aplastamiento	Verifica al aplastamiento
3. Resistencia de diseño de las soldaduras que fijan a la placa de anclaje				
F _{EXX}	480,00	MPa	Resistencia del material del electrodo	
F _w	288,00	MPa	Resistencia nominal del material del electrodo	
l _e	15	cm	Longitud total de la soldadura	
d _w	0,8	cm	Lado de la soldadura	
A _w	8,48	cm ²	Área de la soldadura	
Ø	0,6	S/U	Factor de resistencia	
R _d	293,21	kN	Resistencia de diseño	Verifica Soldadura

Tabla 6.7– Verificación del sujetador longitudinal – Puente entre unidades

DISPOSITIVO DE ANCLAJE A PIEZA FIJA

Como se mencionó en el apartado anterior, para la posterior colocación de los sujetadores longitudinales, se dejan colocadas en los estribos piezas fijas conformadas por una placa de anclaje vinculada al hormigón con barras de anclaje prefijadas. Dichas barras son de acero A572 según normas ASTM, y serán colocadas en los extremos de cada una, tuercas hexagonales y arandelas planas según norma DIN 125 y DIN 934, respectivamente.

Utilizando el “Apéndice D – Anclaje al concreto” de ACI 318, se determina la resistencia de los anclajes en el hormigón. Los diversos modos de falla del acero y del hormigón para los anclajes se pueden apreciar en la Figura 6.34. Para el diseño de los anclajes se debe cumplir:

$$\Phi N_n \geq N_{ua} \tag{6.69}$$

$$\Phi V_n \geq V_{ua} \tag{6.70}$$

En las ecuaciones (6.69) y (6.70), ΦN_n y ΦV_n son las resistencias de diseño más bajas determinadas para todas las modalidades pertinentes de falla. ΦN_n es la resistencia de diseño más baja en tracción de un anclaje o grupo de anclajes, determinada según las consideraciones de ΦN_{sa} , ΦN_{Npn} y ΦN_{cb} , que se muestra su significado en la Tabla 6.8. ΦV_n es la resistencia de diseño más baja para corte de un anclaje o grupo de anclajes, determinada según las consideraciones de ΦV_{sa} , y ΦV_{cp} , mostradas en la Tabla 6.10.

Cuando se encuentren presente tanto N_{ua} como V_{ua} , se deben considerar los efectos de interacción.

Para los anclajes del dispositivo longitudinal, sólo se verifican los estados límite asociados a la tracción del anclaje, mientras que para los topes sísmicos transversales se consideran en la verificación ambas situaciones de falla combinadas. Esto último se trata en la siguiente sección.

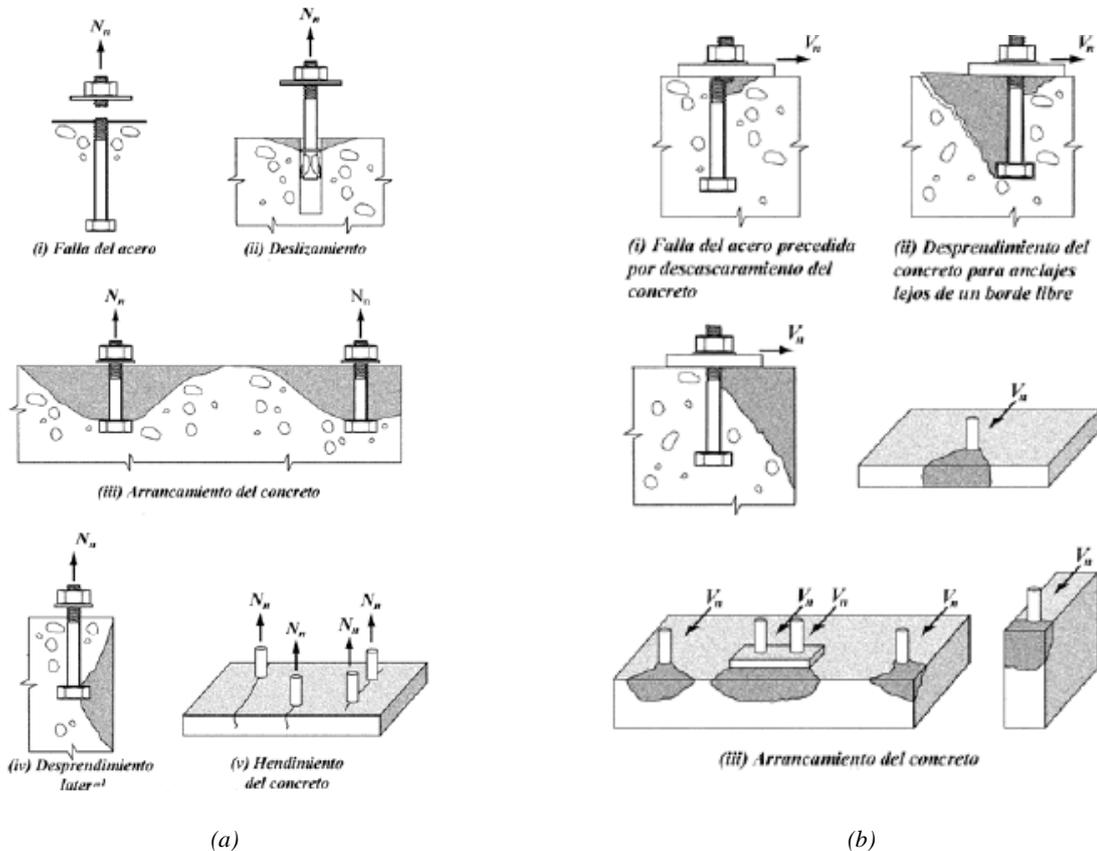


Figura 6.34 – Modalidades de falla de los anclajes - (a) Tracción; (b) Corte

<i>Anclaje de la pieza fija - sujetador longitudinal</i>			
Concepto	símbolo	unidades	Resultado de la fórmula
Hormigón			
Resistencia Característica del hormigón	f_c	MPa	20
Módulo de elasticidad del hormigón	E_c	MPa	21019,0
Esfuerzos			
Esfuerzo de tracción máximo en los anclajes	N_u	kN	170
Características del anclaje			
Diámetro del anclaje	d_p	mm	16,00
Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción.	A_{se}	mm ²	201,06
Tensión de fluencia da anclaje	F_y	MPa	345
Tensión de Rotura del anclaje	F_u	MPa	450
Módulo de elasticidad del anclaje	E	MPa	200000
D.5. Requisitos de diseño para cargas de tracción			
D.5.1. Resistencia del acero de un anclaje en tracción			
Cantidad de anclajes involucrados en este tipo de falla.	n	Adim.	4
Resistencia característica a la tracción del acero del anclaje	f_{uta}	MPa	450,00
Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción.	A_{se}	mm ²	201,06
Resistencia del acero de un anclaje en tracción	N_{sa}	N	361911,47
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño del acero de un anclaje en tracción	N_d	kN	271,43
D.5.2. Resistencia al Arrancamiento de un Anclaje en Tracción			
Profundidad efectiva del empotramiento del anclaje	h_{ef}	mm	500
Distancia entre centro de anclaje a borde de Hormigón	c_{a1}	mm	750
Distancia entre centro de anclaje a borde de Hormigón	c_{a2}	mm	750
Distancia entre el primer y el último anclaje	s_1	mm	20
Distancia entre el primer y el último anclaje	s_2	mm	20
Excentricidad de la fuerza	e'_N	mm	0
Distancia crítica al borde	c_{ac}	mm	1250
Coefficiente para a Resistencia básica al desprendimiento	k_c	Adim	10
Área de falla de un grupo de anclajes	A_{Nc}	mm ²	2310400
Área de falla de un anclaje	A_{Nco}	mm ²	2250000
Factor de modificación en base a la excentricidad de las cargas	$\Psi_{ec,N}$	Adim	1,000
Factor de modificación en base a la proximidad de los anclajes a bordes de los elementos de Hormigón	$\Psi_{ed,N}$	Adim	1,000
Factor de modificación para la Resistencia a tracción por desplazamiento en base a la presencia o ausencia de fisuras en el Hormigón	$\Psi_{c,N}$	Adim	1,25
Factor de modificación para anclaje post-instalados utilizados en el hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementario	$\Psi_{cp,N}$	Adim	0,600
Resistencia básica al arrancamiento del Hormigón	N_b	N	500000
Resistencia al Arrancamiento de un Anclaje a Tracción	N_{cbg}	N	385066,7
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño al Arrancamiento de un Anclaje en Tracción	N_d	kN	288,80
D.5.3. Resistencia a extracción por desplazamiento de un anclaje a tracción			
Factor de modificación para anclaje post-instalados utilizados en Hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementar	$\Psi_{c,P}$	Adim	1,4
Área de apoyo de la cabeza de un anclaje	A_{brg}	mm ²	728,00
Resistencia a extracción por el desplazamiento a tracción de un anclaje	N_p	N	116480
Resistencia nominal a extracción por desplazamiento	N_{pn}	N	652288,0

	\emptyset_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño a extracción por desplazamiento	N_d	kN	489,22
Resistencia de diseño a tracción	N_d	kN	271,43
Esfuerzo de tracción máximo en los anclajes	N_u	kN	170,00
Condición			Verifica

Tabla 6.8– Verificación del anclaje de la pieza fija – Puente entre unidades

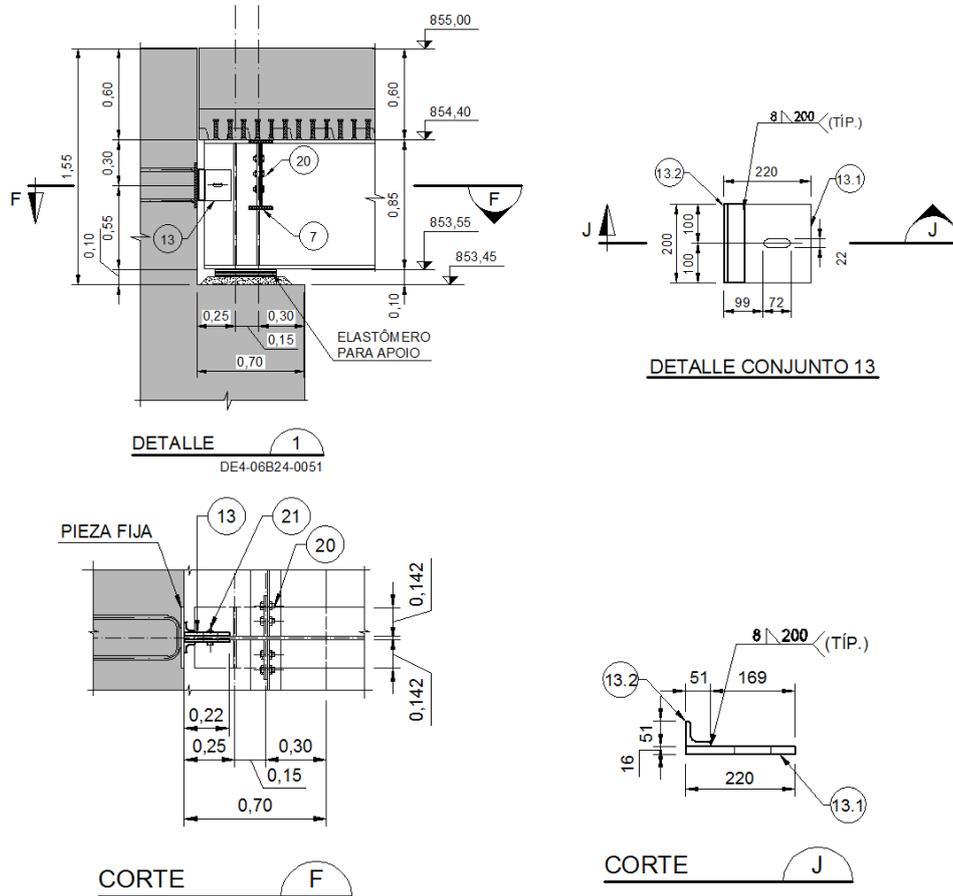


Figura 6.35 – Sujetadores longitudinales - Puente entre unidades

6.7.2. TOPES SÍSMICOS TRANSVERSALES

En los estribos se colocan topes sísmicos transversales que restringen el desplazamiento sísmico en esa dirección de la superestructura y evitan la caída del tablero. La fuerza que deben resistir los mismos fue explicada y calculada en 6.7.1, pero en este caso hay 2 topes en el puente entre unidades ($F_h = 600$ kN c/u) y 4 en el de acceso ($F_h = 427,5$ kN). Se verifican inicialmente las soldaduras que involucran la unión base – placas, luego la correspondiente a la unión base – pieza fija y finalmente los anclajes de las piezas fijas.

DIMENSIONAMIENTO DE LOS TOPES SÍSMICOS TRANSVERSALES

<i>Topes sísmicos transversales</i>			
<i>Símbolo</i>	<i>Resultado de la fórmula</i>	<i>Unidades</i>	<i>Concepto</i>
Datos			
V	600	kN	Carga actuante
Diseño de soldaduras base - placa			
e_{chapa}	1,2	cm	Espesor de la chapa más gruesa
L _X	25	cm	Longitud de la soldadura en dirección X
L _Y	35	cm	Longitud de la soldadura en dirección Y
d _w	1	cm	Lado de la soldadura
A _w	190,00	cm ²	Área total de la soldadura
I _x	29608,33	cm ⁴	Momento de inercia respecto a X
F _{EXX}	480,00	MPa	Resistencia del material del electrodo
F _w	288,00	MPa	Resistencia nominal del material del electrodo
Ø	0,6	S/U	Factor de Resistencia
R _d	172,80	MPa/cm	Resistencia unitaria de la soldadura
M _{UG}	15000,00	kN.cm	Momento requerido respecto a CG
V _{UG}	600,00	kN	Corte requerido respecto a CG
f _{XM}	88,66	MPa	Tensión en el pto más solicitado por momento
f _{YV}	31,58	MPa	Tensión en el pto más solicitado por corte
f	94,11	MPa	Tensión combinada en el pto más solicitado
d _w	0,54	cm	Lado de la soldadura necesario
Diseño de las soldaduras - Pieza fija - base			
e_{chapa}	1,2	cm	Espesor de la chapa más gruesa
L _X	35	cm	Longitud de la soldadura en la dirección X
L _Y	40	cm	Longitud de la soldadura en la dirección Y
d _w	1	cm	Lado de la soldadura
A _w	150,00	cm ²	Área total de la soldadura
I _x	38672,50	cm ⁴	Momento de inercia respecto a X
F _{EXX}	480,00	MPa	Resistencia del material del electrodo
F _w	288,00	MPa	Resistencia nominal do material do electrodo
Ø	0,6	S/U	Factor de Resistencia
R _d	172,80	MPa/cm	Resistencia unitaria de la soldadura
M _{UG}	15000,00	kN.cm	Momento requerido respecto a CG
V _{UG}	600,00	kN	Corte requerido respecto a CG
f _{XM}	77,57	MPa	Tensión en el pto más solicitado por momento
f _{YV}	40,00	MPa	Tensión en el pto más solicitado por corte
f	87,28	MPa	Tensión combinada en el pto más solicitado
d _w	0,51	cm	Lado de soldadura necesario

Tabla 6.9- Verificación del tope sísmico transversal – Puente entre unidades

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES DE LAS PIEZAS FIJAS

<i>Anclajes pieza fija para tope transversal</i>			
<i>Concepto</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Unidades</i>	<i>Result. fórmula</i>
Hormigón			
Resistencia Característica del Hormigón	f_c	MPa	20
Módulo de elasticidad del Hormigón	E_c	MPa	21019,04
Geometría de la placa y Disposición de los anclajes			
Lado mayor de la placa	l	cm	50
Lado menor de la placa	b	cm	35
Distancia al borde	d_b	cm	5
Numero de filas	n_f	S/U	4
Separación entre anclajes	S	cm	13,33
Esfuerzos			
Excentricidad máxima	e_i	cm	20,00
Suma de las excentricidades	$\sum e_i^2$	cm	888,89
Esfuerzo de tracción máximo	N_u	kN	160,31
Esfuerzo de corte máximo	V_u	kN	60
Características Anclaje			
Diámetro del anclaje	d_p	mm	20,00
Área efectiva de la sección transversal del anclaje a tracción.	A_{se}	mm ²	314,16
Tensión de fluencia del anclaje	F_y	MPa	345
Tensión de Rotura del anclaje	F_u	MPa	450
Módulo de elasticidad del anclaje	E	MPa	200000
D.5. Requisitos de diseño para cargas de tracción			
D.5.1. Resistencia del acero de un anclaje a tracción			
Cantidad de anclajes involucrados en este tipo de roturas.	n	Adim.	2
Resistencia especificada a tracción del acero del anclaje	f_{uta}	MPa	450,00
Área efectiva de la sección transversal del anclaje a tracción.	A_{se}	mm ²	314,16
Resistencia del acero de un anclaje a tracción	N_{sa}	N	282743,34
	ϕ_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño del acero de un anclaje a tracción	N_d	kN	212,06
D.5.2. Resistencia al Arrancamiento de un Anclaje a Tracción			
Profundidad efectiva de empotrado del anclaje	h_{ef}	mm	550
Distancia entre el centro del anclaje al borde del Hormigón	c_{a1}	mm	250
Distancia entre el primer y el último anclaje	s_1	mm	250
Excentricidad de la fuerza	e'_{N}	mm	0
Distancia critica al borde	c_{ac}	mm	1375
Coefficiente para la Resistencia básica al desprendimiento	k_c	Adim	10
Área de rotura del grupo de anclajes	A_{Nc}	mm ²	2186250
Área de rotura de un anclaje	A_{Nco}	mm ²	1773750
Factor de modificación en base a excentricidad de las cargas	$\Psi_{ec,N}$	Adim	1,000
Factor de modificación en base a la proximidad de los anclajes a los bordes de los elementos de Hormigón	$\Psi_{ed,N}$	Adim	0,791
Factor de modificación para la Resistencia a extracción por desplazamiento en base a la presencia o ausencia de fisuras en el Hormigón.	$\Psi_{c,N}$	Adim	1,25
Factor de modificación para anclajes post-instalados utilizados en Hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementar.	$\Psi_{cp,N}$	Adim	0,600
Resistencia básica al arrancamiento do Hormigón	N_b	N	576845

Resistencia al Arrancamiento de un Anclaje en Tracción	N_{cbg}	N	421749,2
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño al Arrancamiento de un Anclaje en Tracción	N_d	kN	316,31

D.5.3. Resistencia a extracción por desplazamiento de un anclaje en tracción			
Factor de modificación para anclajes post-instalados utilizados en el Hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementar.	$\Psi_{c,P}$	Adim	1,4
Área de apoyo de la cabeza de un anclaje	A_{brg}	mm ²	728,00
Resistencia a extracción por desplazamiento a tracción de un anclaje	N_p	N	116480
Resistencia nominal a extracción por desplazamiento	N_{pn}	N	326144,0
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,75
Resistencia de diseño a extracción por desplazamiento	N_d	kN	244,61

Resistencia de diseño a tracción	N_d	kN	212,06
---	-------	----	---------------

D.6. Requisitos de diseño para solicitaciones de corte			
---	--	--	--

D.6.1. Resistencia del acero de los anclajes al corte			
Cantidad de anclajes involucrados en este tipo de rotura.	n	Adim.	1
Resistencia especificada a tracción del acero del anclaje	f_{uta}	MPa	450,00
Área efectiva de la sección transversal del anclaje en tracción.	A_{se}	mm ²	314,16
Resistencia nominal del acero de los anclajes al corte	V_{sa}	N	169646,00
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,65
Resistencia de diseño del acero de los anclajes al corte	V_d	kN	110,27

D.6.2. Resistencia al arrancamiento de un anclaje al corte			
Distancia desde el centro del anclaje al borde de Hormigón	c_{a1}	mm	250
	$1,5c_{a1}$	mm	375
Distancia entre centro de anclaje y borde de Hormigón	c_{a2}	mm	825
	nA_{vco}	mm ²	937500
Excentricidad de la Carga	e'_v	mm	0
Espesor del elemento en el que hay un anclaje	h_a	mm	375
Longitud de apoyo de la Carga	l_e	mm	550
Área de falla	A_{vc}	mm ²	625000
Área de falla de un anclaje	A_{vco}	mm ²	468750
Factor de modificación en base a la proximidad de los anclajes a los bordes de los elementos de Hormigón	$\Psi_{ec,V}$	Adim	1,000
Factor de modificación para la Resistencia a extracción por deslizamiento en base a la presencia o ausencia de fisuras en el Hormigón	$\Psi_{ed,V}$	Adim	1,000
Factor de modificación para anclajes post-instalados utilizados en Hormigón no fisurado y sin refuerzo suplementar.	$\Psi_{c,V}$	Adim	1,4
	$\Psi_{h,V}$	Adim	1,000
Resistencia básica al arrancamiento de un anclaje al corte	V_b	N	92036,01
Resistencia nominal al arrancamiento de un anclaje al corte	V_{cbg}	N	171800,56
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,65
Resistencia de diseño al arrancamiento de un anclaje al corte	V_d	kN	111,67

D.6.3. Resistencia al arrancamiento del hormigón por fuerza cortante en el anclaje			
---	--	--	--

Coefficiente	k_{cp}	Adim	2
Resistencia al Arrancamiento de un Anclaje en Tracción	N_{cbg}	N	421749,2
Resistencia nominal al desprendimiento del Hormigón	V_{cp}	N	843498,42
	\emptyset_{sc}	Adim.	0,65
Resistencia de diseño al desprendimiento del Hormigón	V_d	kN	548,27

Resistencia de diseño para el corte	V_d	kN	110,27
D.7. Interacción de las fuerzas de tracción y de corte			
$V_{ua} \leq 0,2\phi V_n$		$N_{ua} \leq \phi N_n$	NO
$N_{ua} \leq 0,2\phi N_n$		$V_{ua} \leq \phi V_n$	NO
Interacción		1,19	Verifica

Tabla 6.10– Verificación del anclaje de pieza fija – Puente entre unidades

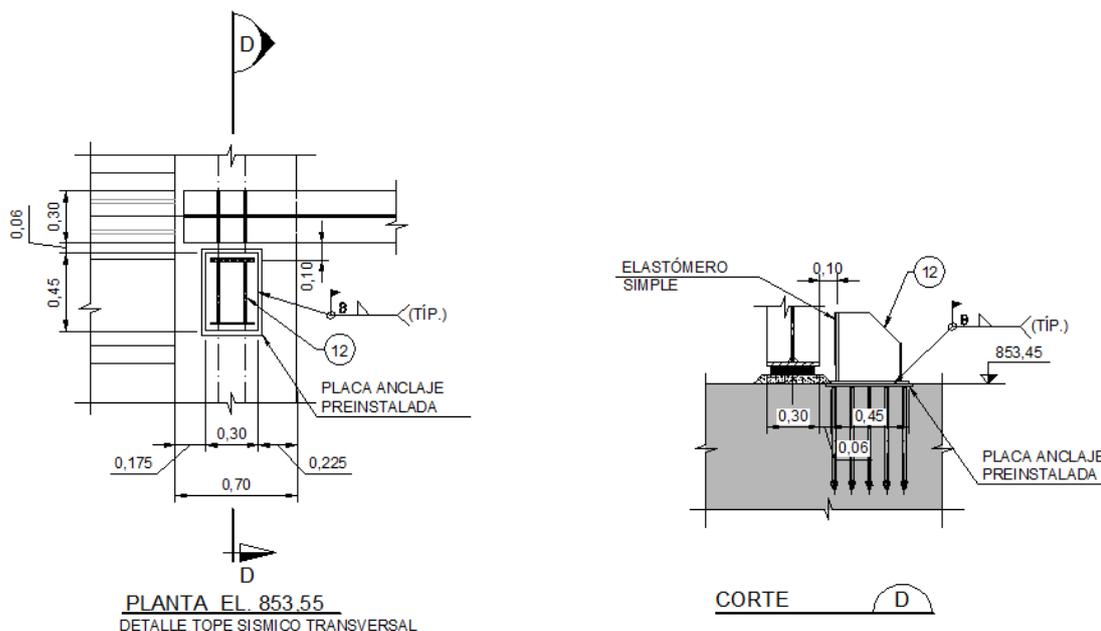


Figura 6.36 – Topes sísmicos transversales - Puente entre unidades

6.8. DISPOSITIVOS DE APOYO

Los dispositivos de apoyo se diseñan para transmitir las cargas desde la superestructura a la subestructura y permitir la expansión y rotación de la primera. Deben poseer gran capacidad de distorsión y gran rigidez ante cargas verticales (su altura no debe cambiar apreciablemente ante dichas cargas).

La sección vertical del apoyo soporta las cargas verticales, y la horizontal soporta las longitudinales, transversales y rotacionales. Esto último lo hace trabajando al corte contra las distintas fuerzas que actúan sobre el apoyo distorsionándose lateralmente para permitir el desplazamiento de la viga en cada dirección. Pueden fabricarse sin refuerzo o con refuerzo de acero, dependiendo de los cálculos en cada caso particular (en este caso los llevan).



Figura 6.37 – Estructura de apoyos de Neopreno - (Elastec, 2015)

La verificación de los apoyos de elastómeros se realiza siguiendo las directrices propuestas por el catálogo del fabricante “NEOPREX”, el cual a su vez se basa en la AASHTO.

En el procedimiento utilizado prosigue una serie de verificaciones basadas en las propiedades geométricas y elásticas del dispositivo, en las cuales se va ajustando la cantidad de capas y dimensiones necesarias en función de ellas y de los datos provistos por el fabricante.

La primera verificación es de limitación de la tensión en compresión, cuyo valor es calculado en función del espesor de las capas de elastómero, su área en planta, la cantidad de capas, constantes elásticas del material y un factor de forma que depende de lo anterior. Dicha tensión es limitada con un valor admisible que está en función de la dimensión paralela al eje de la viga y se fija con el fin de restringir las deformaciones por corte a un valor de $\epsilon = 5$.

Luego, se verifica la deformación mencionada en el párrafo anterior, como la suma de las debidas a cargas horizontales, a compresión y a la rotación (ϵ_c , ϵ_h , ϵ_a), según las ecuaciones mostradas a continuación y cuyos significados se detallan en la Tabla 6.11.

$$\epsilon_c = 1,5 \frac{F_g + k F_q}{G A_r S} \quad (6.71)$$

$$\epsilon_h = tg\gamma = \frac{(u_g + u_q)}{T} \quad (6.72)$$

$$\epsilon_a = \frac{a^2(\alpha_g + k \alpha_q)}{2 t_i \sum t_l} \quad (6.73)$$

Subsiguientemente, se verifica la estabilidad al desplazamiento horizontal (ecuación (6.74)), a la rotación (ecuación (6.75)), al deslizamiento (ecuación (6.76)), al pandeo (ecuación (6.77)) y finalmente se definen los espesores de las placas de acero según la ecuación (6.78).

Esta última, tiene un espesor mínimo en función del espesor de las capas de elastómero, según la Figura 6.38.

$$tg(\gamma) \leq 0,7 \tag{6.74}$$

$$\sum V \geq \frac{a' \alpha_g + b' \alpha_q}{3} \tag{6.75}$$

$$H \leq \mu F \tag{6.76}$$

$$\frac{F}{A_r} \leq \frac{2 a G S}{3 T_t} \tag{6.77}$$

$$t_s = \frac{1,3 F(t_1 + t_2)\gamma}{A_r f_y} \geq t_{min} \tag{6.78}$$

Espeșura das camadas de elastômero	Espeșura mínima das chapas de aço
5 mm	2 mm
6 a 10 mm	3 mm
11 a 14 mm	4 mm
15 a 20 mm	5 mm

Figura 6.38 – Espesor mínimo de placa de acero t_{min} - (Neoprex, 2015)

Dimensionamiento de dispositivos de apoyo				
Símbolo	Result. fórmula	Unid.	Concepto	Condición
1. Datos				
L_v	1930	cm	Longitud de cálculo de la viga	
a	40	cm	Dimensión del apoyo paralela al eje de la viga	
b	25	cm	Dimensión del apoyo perpendicular al eje de la viga	
A	1000	cm ²	Área en planta del Elastómero	
$t_{ext.}$	0,25	cm	Espesor de las capas de recubrimiento	
t_i	0,8	cm	Espesor de una capa de elastómero	
r_L	0,4	cm	Recubrimiento lateral	
n	4	S/U	Número de capas del elastómero	
a'	39,2	cm	Largo del elastómero en dirección "a"	
b'	24,2	cm	Largo del elastómero en dirección "b"	
A_r	948,6	cm ²	Área reducida	
T	3,7	cm	Espesor total del elastómero	
t_e	0,8	cm	Espesor efectivo del elastómero	

S	9,35	S/U	Factor de forma	
G	0,09	kN/cm ²	Módulo de elasticidad transversal	
E_b	200,0	kN/cm ²	Módulo de elasticidad del elastómero	
f_y	24	kN/cm ²	Límite de elasticidad a tracción de las chapas de acero	
F_g	300	kN	Esfuerzo en el apoyo debido a las cargas permanentes	
F_q	527	kN	Esfuerzo en el apoyo debido a carga viva	
F	827	kN	Esfuerzo Total	
H	105,4	kN	Esfuerzo horizontal	
α_g	1,80E-03	S/U	Rotación debido a Carga Permanente	
α_q	2,69E-03	S/U	Rotación debido a Carga Viva	
1. Limitación de la tensión de compresión				
σ_T	0,92	kN/cm ²	Tensión de compresión total	
σ_{adm.}	1,50	kN/cm ²	Tensión de compresión admisible	Verifica Compresión
2. Limitación de la deformación por corte en el elastómero				
ε_h	0,61	S/U	Deformación debida a cargas horizontales (ver 8.1)	
ε_c	2,05	S/U	Deformación debida a compresión (ver 8.2)	
ε_a	1,75	S/U	Deformación debida a la rotación (ver 8.3)	
ε	4,41	S/U	Deformación total	Verifica Deformación
3. Limitación de desplazamiento horizontal				
γ_g	0,11	S/U	Angulo de distorsión para carga permanente	
tan γ_g	0,11	S/U		Verifica Desplazamiento
γ	0,61	S/U	Angulo de distorsión total	
tan γ	0,69	S/U		Verifica Desplazamiento
4. Limitación de estabilidad a la rotación				
ΣV_T	0,677	cm	Deflexión total del dispositivo de apoyo	
ΣV_{T lim}	0,059	cm	Deflexión total límite	Verifica Rotación
ΣV_g	0,246	cm	Deflexión total debida a cargas permanentes	
ΣV_{g lim}	0,024	cm	Deflexión límite debida a cargas permanentes	Verifica Rotación

5. Limitación de estabilidad al deslizamiento				
σ_g	0,32	kN/cm ²	Tensión de compresión media para cargas permanente	
σ_{adm}	0,30	kN/cm ²	Tensión de compresión límite	
μ	0,16	S/U	Coeficiente de fricción	
H	105,40	kN	Carga horizontal	
$\mu \times F$	132	kN	Fuerza de fricción	Verifica Fricción
T	3,70	cm	Espesor total del elastómero	
T_{lim}	2,64	cm	Espesor limite	Verifica Espesor Mínimo
6. Limitación de estabilidad del dispositivo al pandeo				
F/Ar	0,87	kN/cm ²		
T_t	3,90	cm	Espesor total para pandeo	
$(F/Ar)_{lim}$	5,64	kN/cm ²		Verifica Pandeo
7. Definición de los espesores de las chapas de acero				
F	827	kN	Esfuerzo Total	
t₁	0,25	cm	Espesor de las capas de recubrimiento	
t₂	0,80	cm	Espesor de una capa de elastómero	
A_r	949	cm ²	Área reducida	
f_y	24	kN/cm ²	Límite de elasticidad a tracción de las chapas de acero de fretagem	
γ	0,61	S/U	Angulo de distorsión total	
t_{sc}	0,05	cm	Espesor de cálculo de las chapas	
t_{s lim}	0,30	cm	Espesor mínimo de las chapas	
t_s	0,30	cm	Espesor requerido de las chapas	
8. Cálculos de deformaciones				
8.1. Comportamiento al Corte				
8.1.1. Variación de Temperatura				
α	0,000012	°C ⁻¹	Coeficiente de dilatación térmica	
T_{max} - T_{min}	20	°C	Variación de Temperatura	
m_g	0,39	cm	Desplazamiento por variación de temperatura	
T	3,7	cm	Espesor total del elastómero	

8.1.2. Esfuerzo horizontal				
H_q	105,40	kN	Esfuerzo horizontal debido a carga viva	
T	3,7	cm	Espesor total del elastómero	
G	0,09	kN/cm ²	Módulo de elasticidad transversal	
A	1000	cm ²	Área en planta de Elastómero	
μ_q	1,85	cm	Desplazamiento debido a carga viva	
μ_T	2,24	cm	Desplazamiento total	
8.1.3. Deformación debida a Esfuerzo Horizontal				
T	3,7	cm	Espesor total del elastómero	
ϵ_h	0,61	S/U	Deformación debida a cargas horizontales	
8.2. Comportamiento a la Compresión				
γ	0,09	kN/cm ²	Módulo de elasticidad transversal	
μ_a	2,24	cm	Desplazamiento en dirección "a"	
μ_b	0,39	cm	Desplazamiento en dirección "b"	
A_r	949	cm ²	Área Reducida	
k	1,50	S/U		
t_c	0,18	kN/cm ²	Tensión debida a la carga de servicio	
ϵ_c	2,05	S/U	Deformación debida a la compresión	
8.3. Comportamiento a Rotación				
ϵ_a	1,75	S/U	Deformación debida a la Rotación	

Tabla 6.11– Dimensionamiento de dispositivos de neopreno – Puente entre unidades

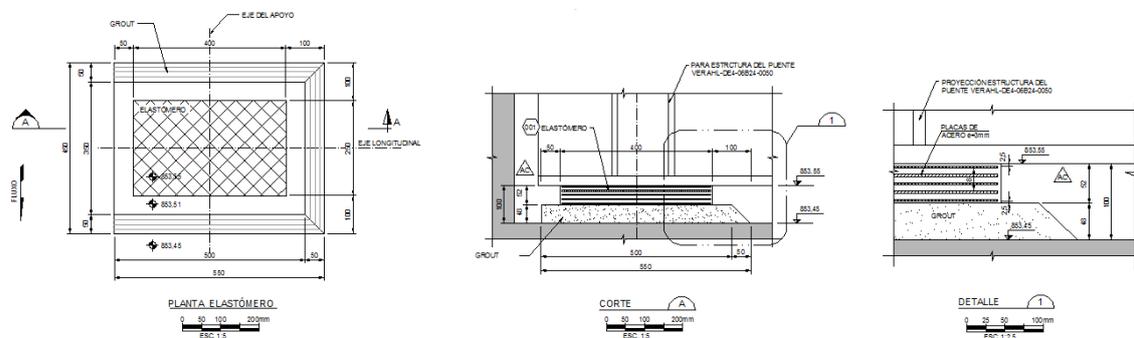


Figura 6.39 – Dispositivos de apoyo - Puente entre unidades

7. BIBLIOGRAFÍA

- American Concrete Institute (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05). New York.
- American Institute of Steel Construction (2010). Specification for Structural Steel Buildings (AISC 360-ASD). Chicago, Illinois.
- American Institute of Steel Construction (1994). Manual of Steel Construction – Load & Resistance Factor Design. USA.
- American Institute of Steel Construction (2013). Design Examples. USA
- American Concrete Institute (2006). Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary (ACI 350-06). New York.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). Bridge Design Specifications (AASHTO LRFD Bridge). Washington D.C.
- Buen de López, O. (2004). Diseño de estructuras de Acero, Construcción Compuesta. ICA. México.
- Celigueta Lizarza, Juan Tomás (2008). Método de los elementos finitos para análisis estructural. España.
- Forcada Quezada Ivan (2006). Manual Simplificado de Diseño para Puentes, usando Sap2000. Mexico.
- Laporte Pirie, María, Soto, Gerardo J.(2013). Estudio de amenaza sísmica para o projeto hidrelétrico Laúca, Angola.
- Leonhardt, F. y Möning, E. (2da Ed. 1986). Estructuras de Hormigón Armado – Tomo I. El Ateneo. Traducción de Lesser, C. y Fliess, E. Buenos Aires.
- Clough R. y Penzien J. (1975). Dynamics of Structures, Editorial McGraw Hill. New York.
- Mc Cormac, Jack C., Cernak, Stephen F. (5ta Ed. 2012). Diseño de estructuras de concreto, Alfaomega. Col. Del Valle, 03100, México D.F.
- Navarrete Bautista, Juan Carlos (2003). Secciones compuestas de acero – concreto (método LRFD). Tesis de Grado. Escuela superior de Ingeniería y Arquitectura. México.

- Nilson, Arthur H., Winter, George (1999). Diseño de estructuras de concreto, Mc Graw-Hill Interamericana S.A. Santa Fé de Bogotá, Colombia.
- Oñate Ibáñez J., Navarro, Eugenio (1996). Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos. España, Autes, Graficas Torres, S.A. 1996.pp.1-237.
- Ricketts Jonathan T., Kent Loftin M., Merritt Frederick S. (2003). Standard Handbook for Civil Engineers. McGraw-Hill Professional, cap. 17.
- SAP2000 (2004). Manual de SAP2000 en Español. Computers and Structures, Inc, EEUU.
- Timoshenko, Stephen (1957). Resistencia de Materiales, Espasa-Calpe S.A. Madrid.
- Troglia, G. (2007). Estructuras metálicas, Proyectos de Estados Límites. Jorge Sarimiento Editor. Argentina.
- Vences Rojas, Milton E. (2004). Diseño estructural del Puente Lima sobre el canal Vía, Sullana. Tesis de Grado. Universidad de Piura.

ANEXOS

A. ANEXO A: APLICACIÓN DE CARGAS EN EL MODELO COMPUTACIONAL

A.1 CARGAS PERMANENTES – FASE I

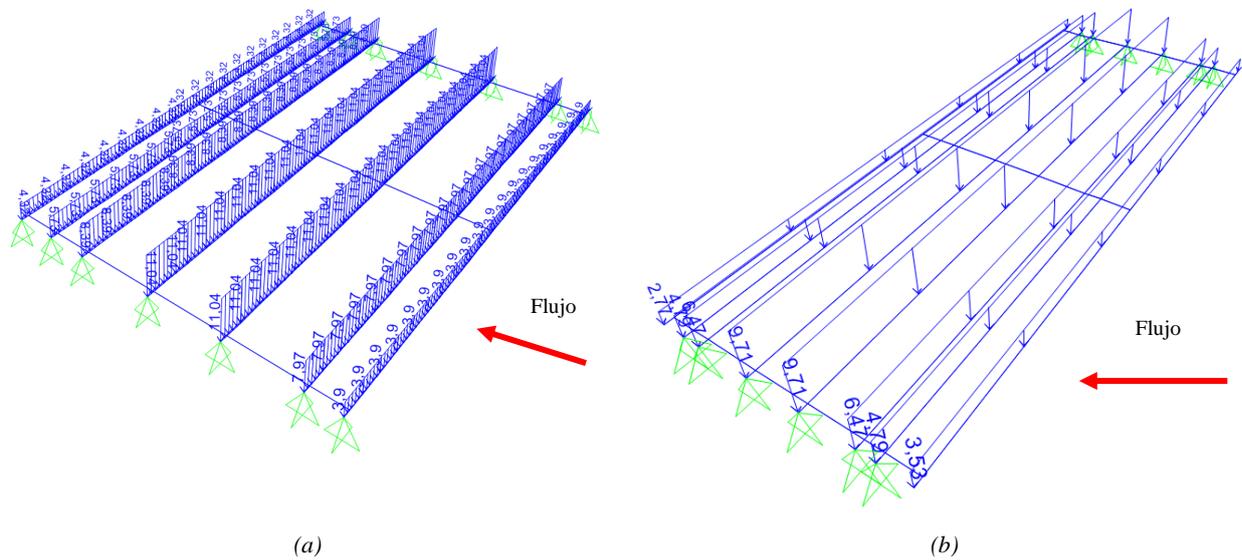


Figura A.1 – Peso propio sobre las vigas – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

A.2 CARGAS PERMANENTES – FASE II

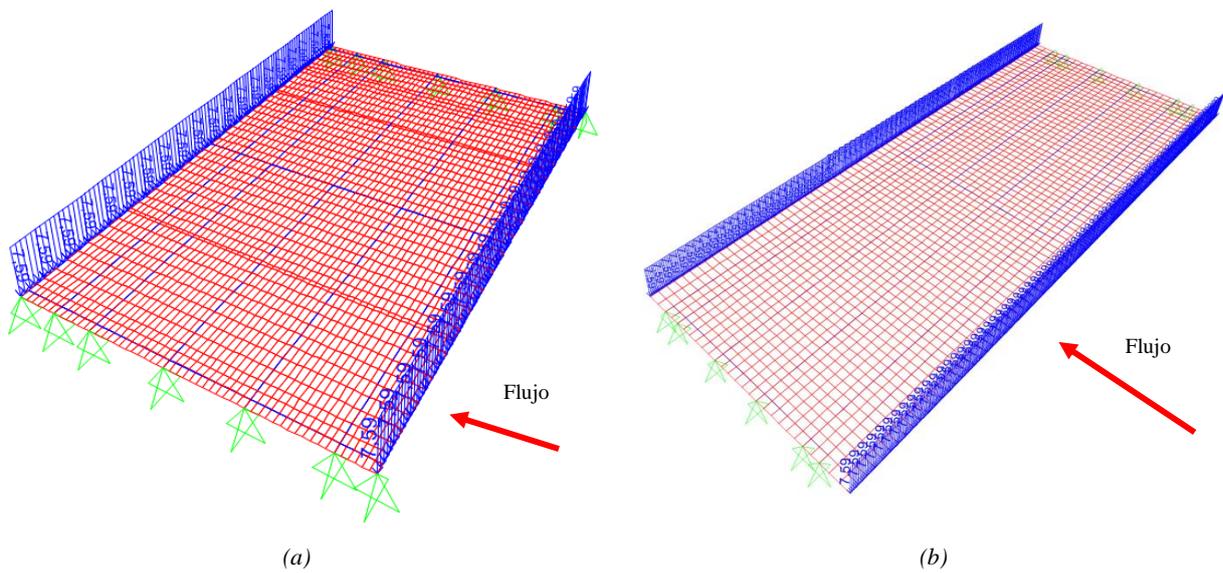
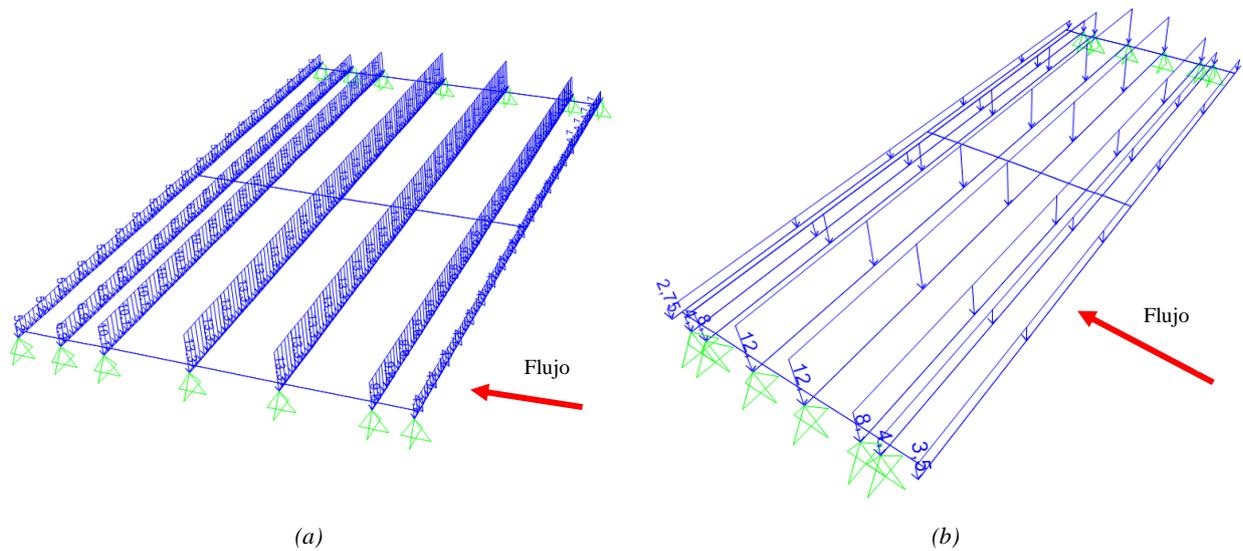


Figura A.2 – Peso de barandas – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

A.3 SOBRECARGAS EN FASE I



(a) (b)
 Figura A.3 – Sobrecargas en fase I – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

A.4 ATAGUÍAS

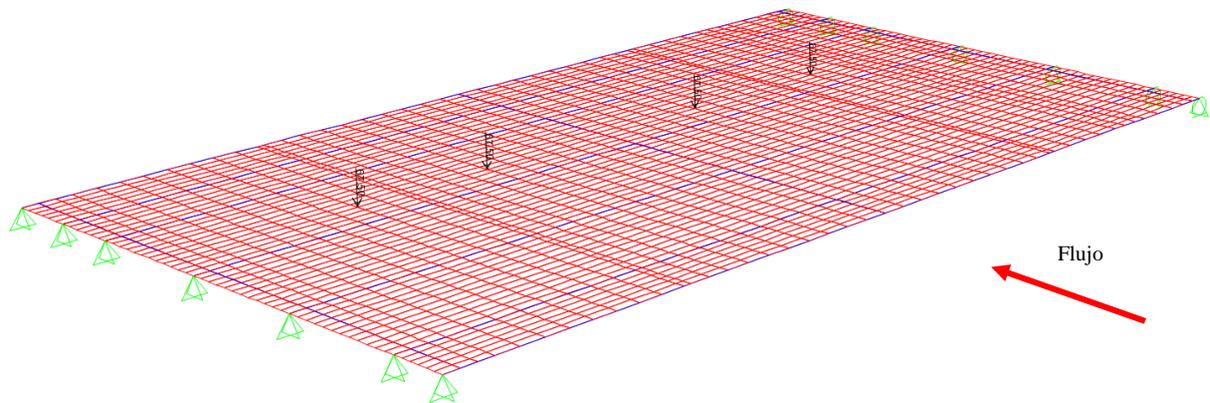


Figura A.4 – Cargas de ataguías sobre el tablero de puentes entre unidades

A.5 CAMIÓN DE DISEÑO

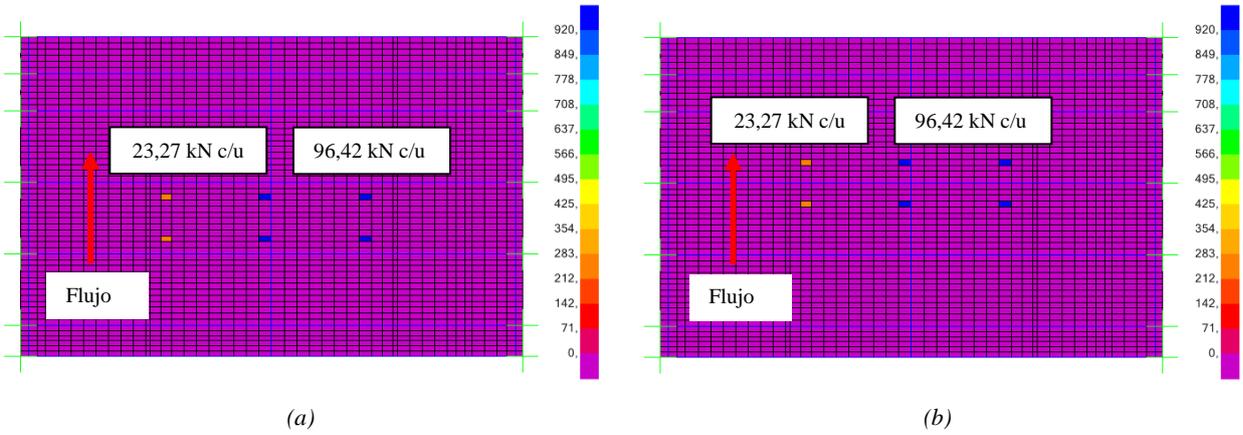


Figura A.5 – Cargas debidas al camión típico en puente entre unidades – (a) Posición 1; (b) Posición 2

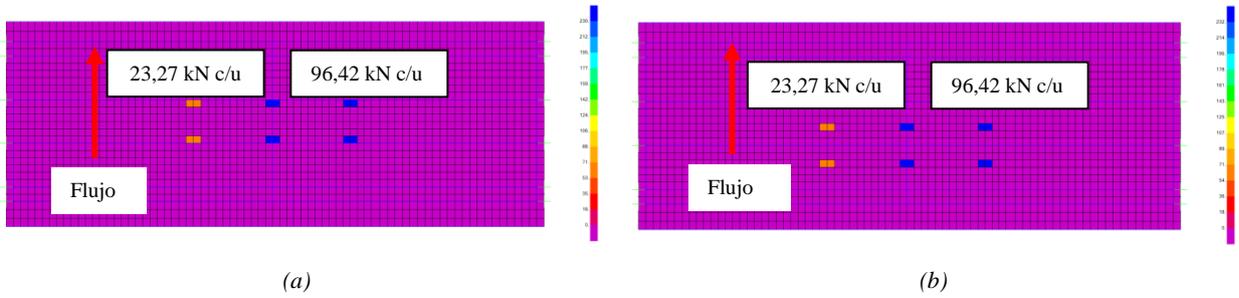


Figura A.6 – Cargas debidas al camión típico en puente de acceso – (a) Posición 1; (b) Posición 2

A.6 PÓRTICO GRÚA

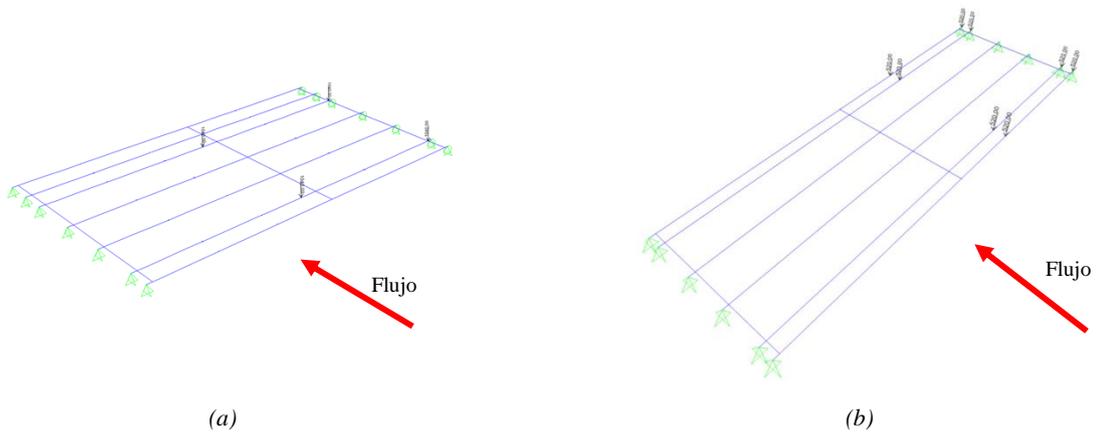


Figura A.7 – Cargas debidas al pórtico grúa en posición 1 – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

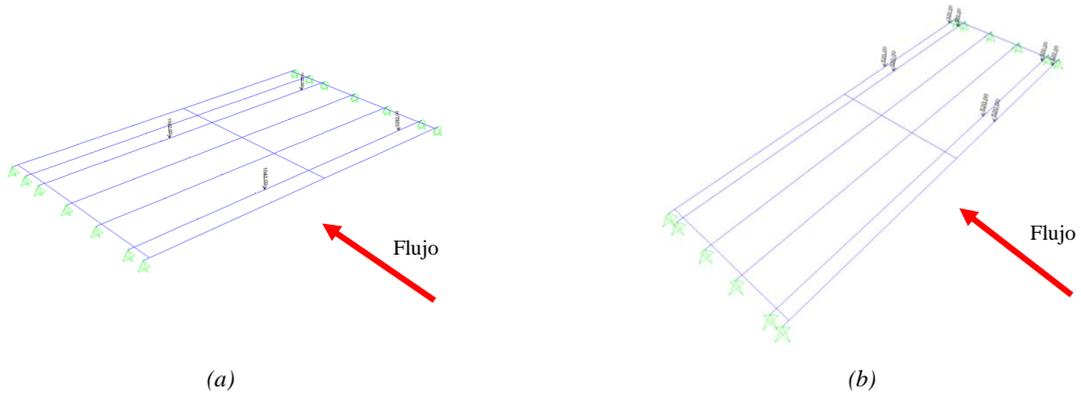


Figura A.8 – Cargas debidas al pórtico grúa en posición 2 – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

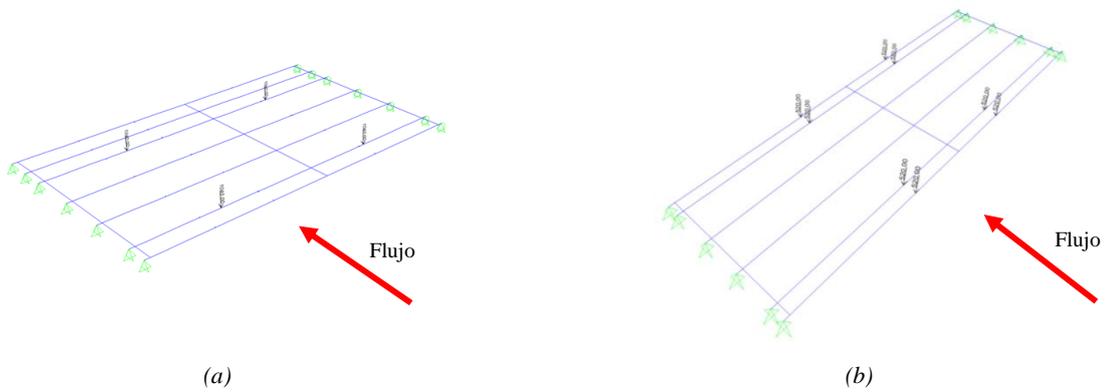


Figura A.9 – Cargas debidas al pórtico grúa en posición 3 – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

A.7 GRÚA TEREX AC 140

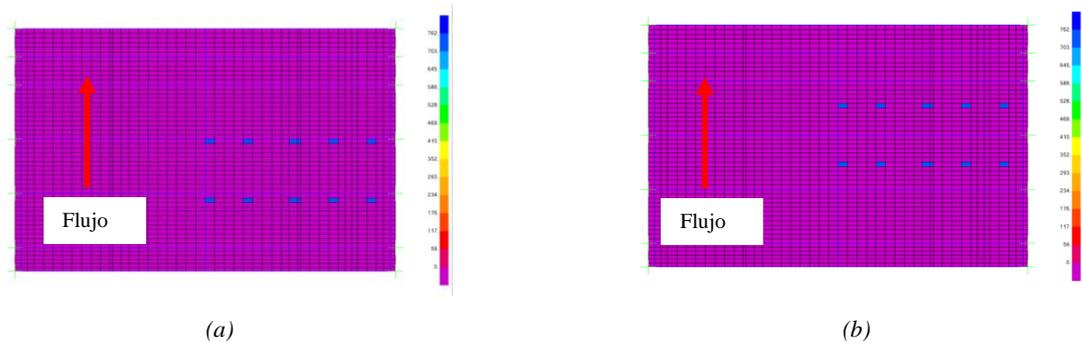


Figura A.10 – Cargas debidas a la grúa en puente entre unidades – (a) Posición 1; (b) Posición 2

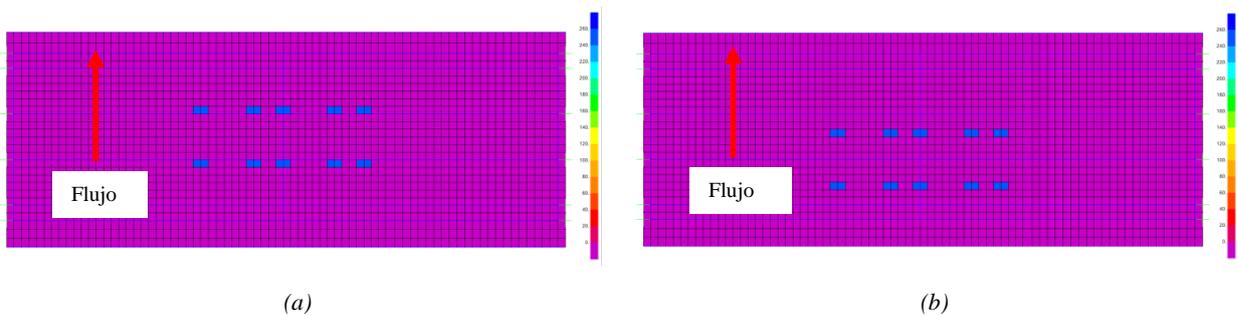


Figura A.11 – Cargas debidas a la grúa en puente de acceso – (a) Posición 1; (b) Posición 2

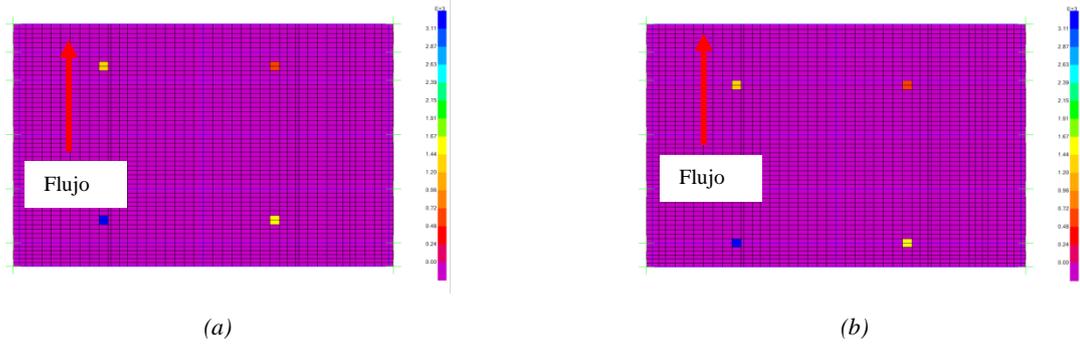


Figura A.12 – Cargas debidas a la grúa apoyada en puente entre unidades– (a) Posición 1; (b) Posición 2

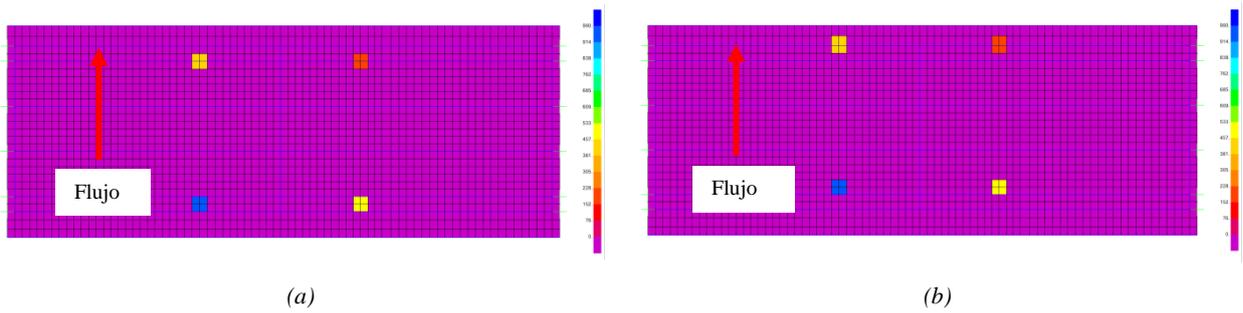


Figura A.13 – Cargas debidas a grúa apoyada en puente de acceso – (a) Posición 1; (b) Posición 2

A.8 VIENTO (W)

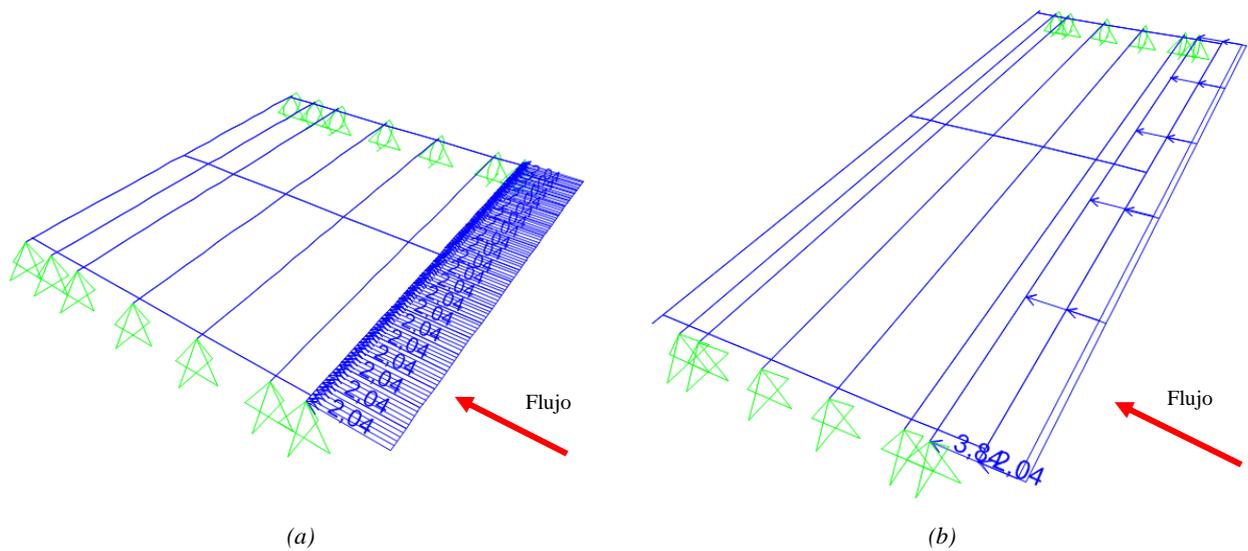


Figura A.14 – Cargas debidas al viento (W) – (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

B. ANEXO B: ESFUERZOS RESULTANTES EN ELEMENTOS DE PLACA

B.1 ESFUERZOS EN EL TABLERO EN ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

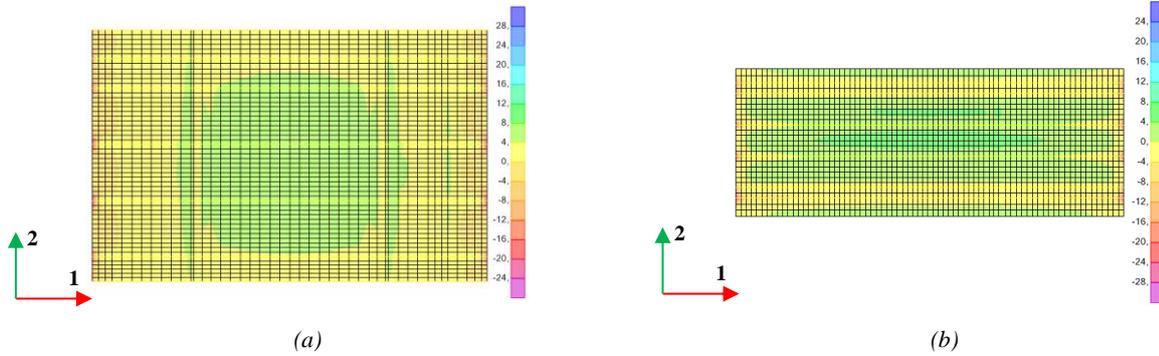


Figura B.1- Momento M_{11} [kNm/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

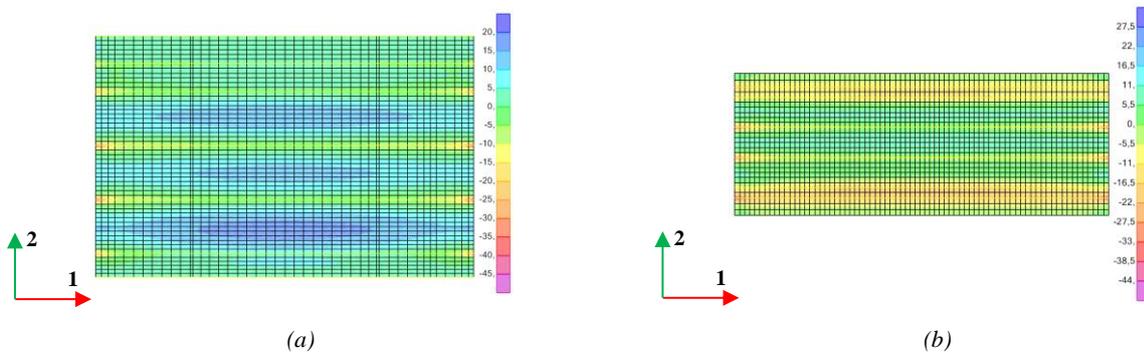


Figura B.2- Momento M_{22} [kNm/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

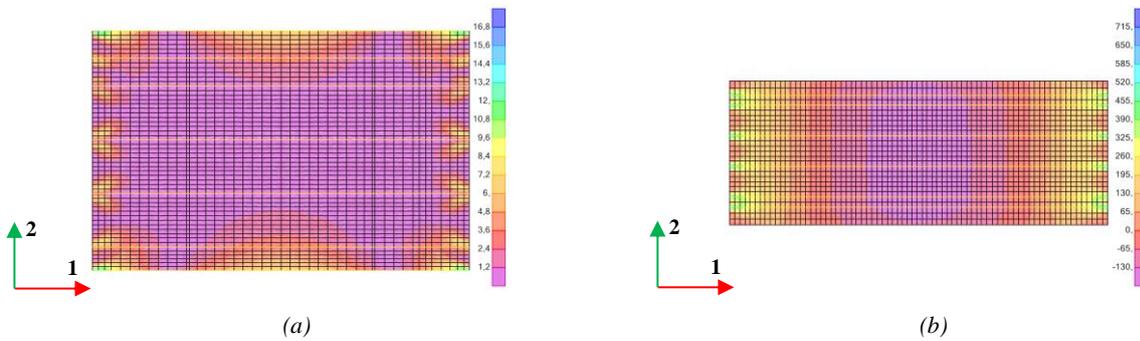


Figura B.3- Esfuerzo normal F_{11} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

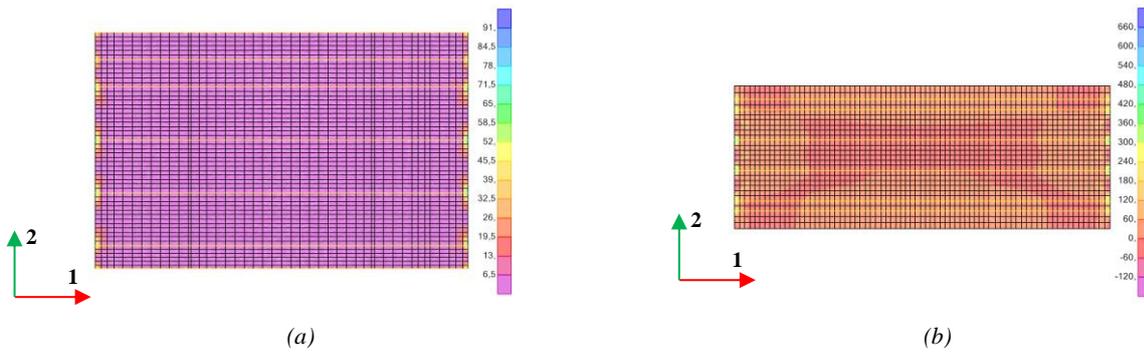


Figura B.4- Esfuerzo normal F_{22} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

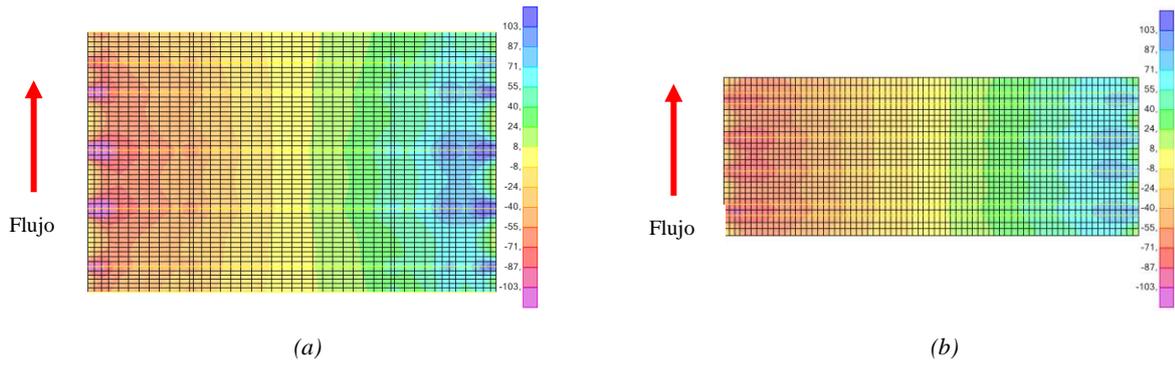


Figura B.5- Esfuerzo de corte V_{13} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

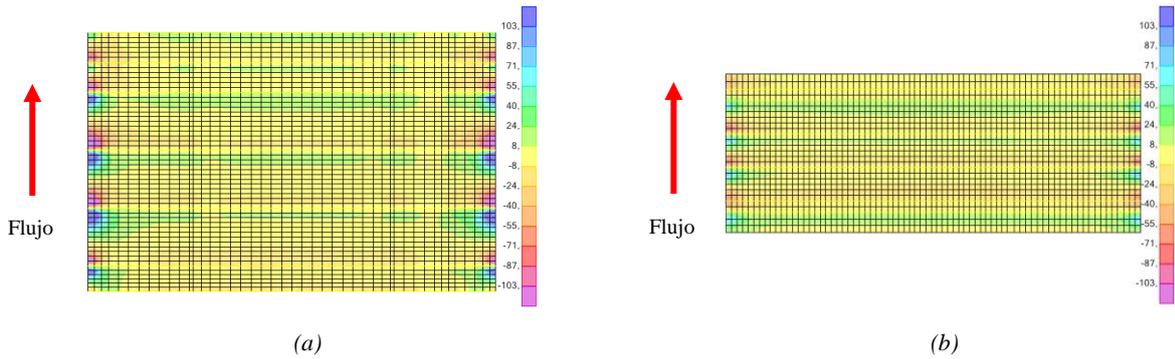


Figura B.6- Esfuerzo de corte V_{23} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

B.2 ESFUERZOS EN EL TABLERO EN ETAPA DE OPERACIÓN

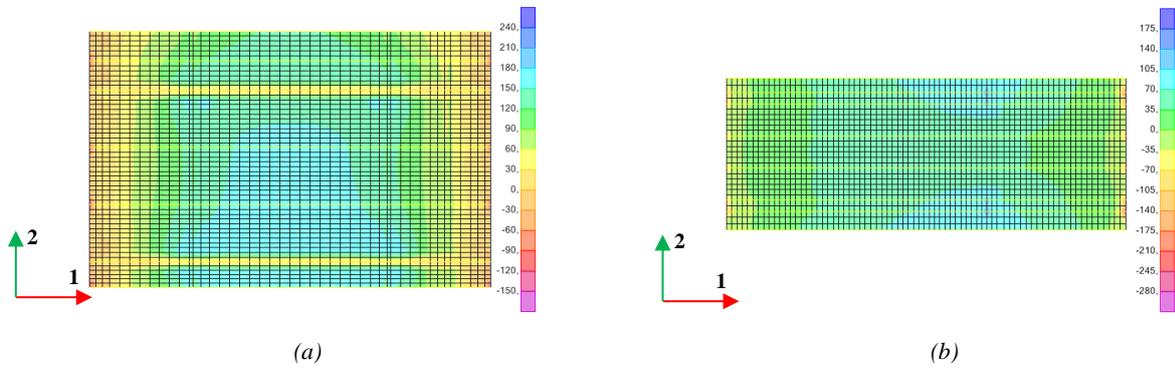


Figura B.7- Momento M_{11} [kNm/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

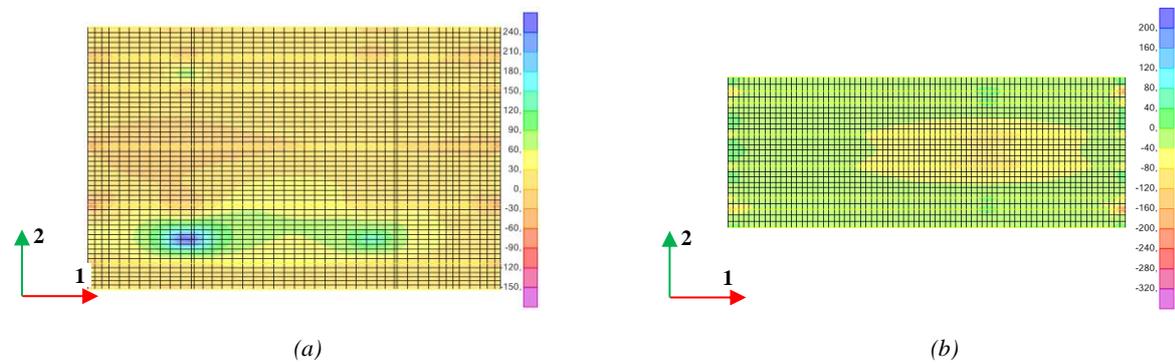


Figura B.8- Momento M_{22} [kNm/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

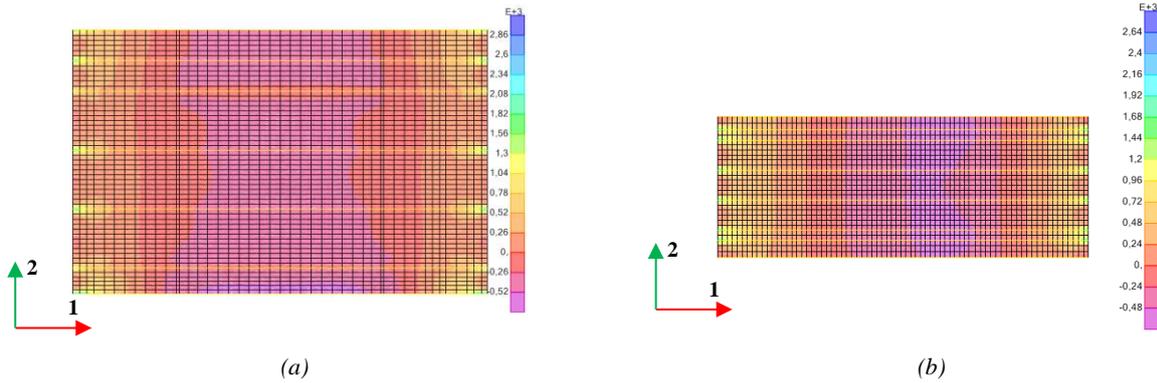


Figura B.9- Esfuerzo normal F_{11} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

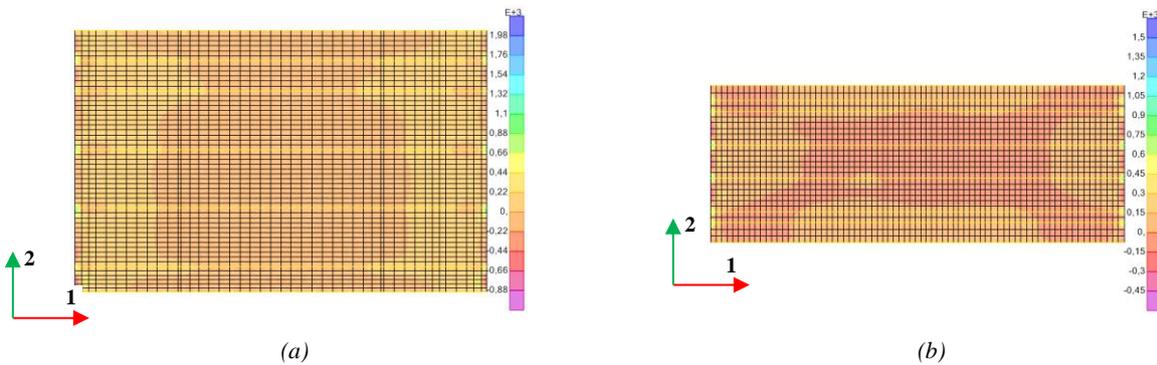


Figura B.10- Esfuerzo normal F_{22} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

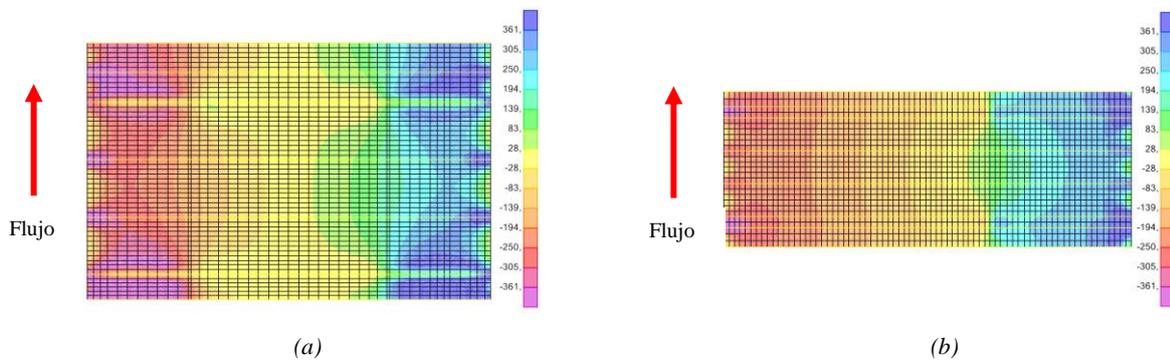


Figura B.11- Esfuerzo de corte V_{13} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

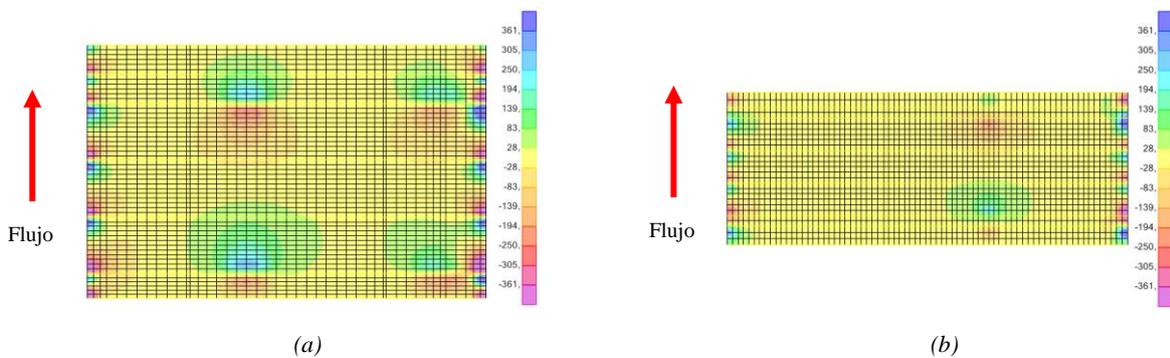


Figura B.12- Esfuerzo de corte V_{13} [kN/m] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

C. ANEXO C: ESFUERZOS RESULTANTES EN ELEMENTOS DE BARRA

C.1 ESFUERZOS EN VIGAS PRINCIPALES EN ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

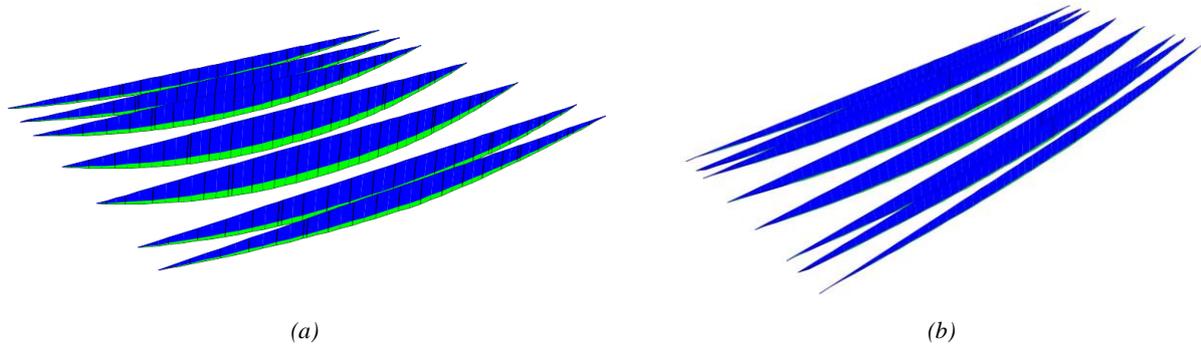


Figura C.1 Momento M_u [kNm] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

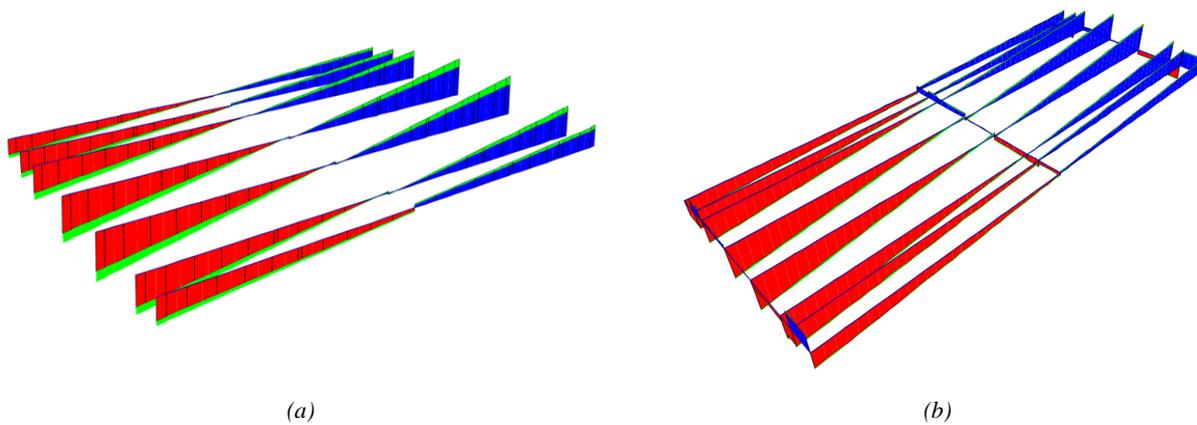


Figura C.2 Corte V_u [kN] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

C.2 ESFUERZOS EN VIGAS PRINCIPALES EN ETAPA DE OPERACIÓN

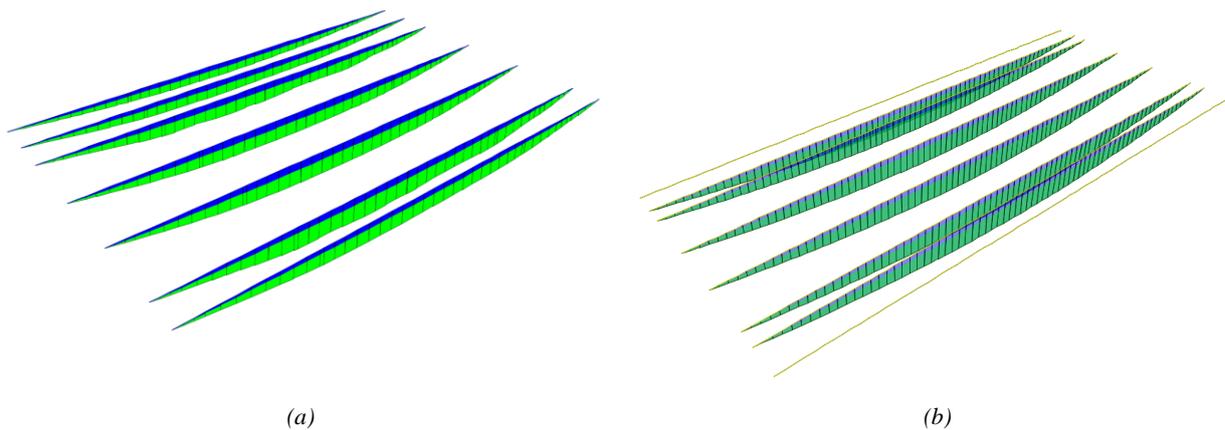
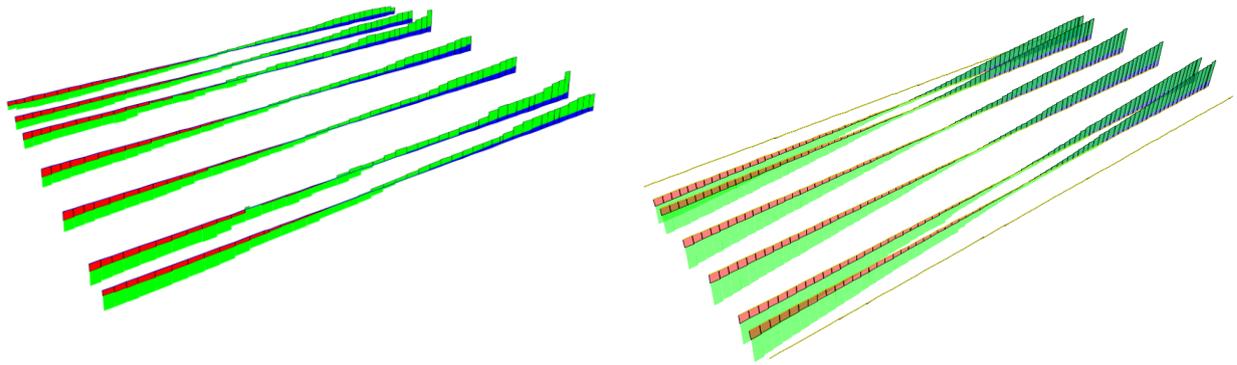


Figura C.3 Momento M_u [kNm] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

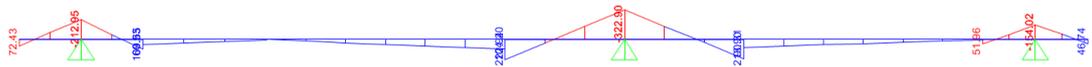


(a)

(b)

Figura C.4 Esfuerzo de corte V_2 [kN] - ENV - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

C.3 ESFUERZOS EN VIGAS TRANSVERSALES



(a)



(b)

Figura C.5 Momento M_u [kNm] - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso



(a)



(b)

Figura C.6 Esfuerzo de corte V_2 [kN] - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

C.4 REACCIONES DE VÍNCULO EN VIGAS TRANSVERSALES

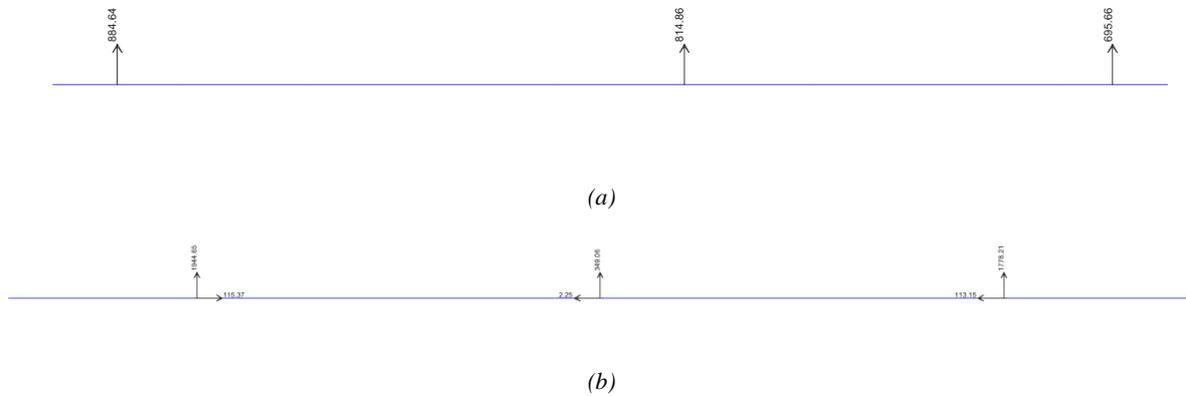


Figura C.7 Reacciones de vínculo R_u [kN] - (a) Puente entre unidades; (b) Puente de acceso

D. ANEXO D: DIMENSIONAMIENTO DE MEDIOS DE UNIÓN

D.1 VIGAS LONGITUDINALES – PUENTE DE ACCESO

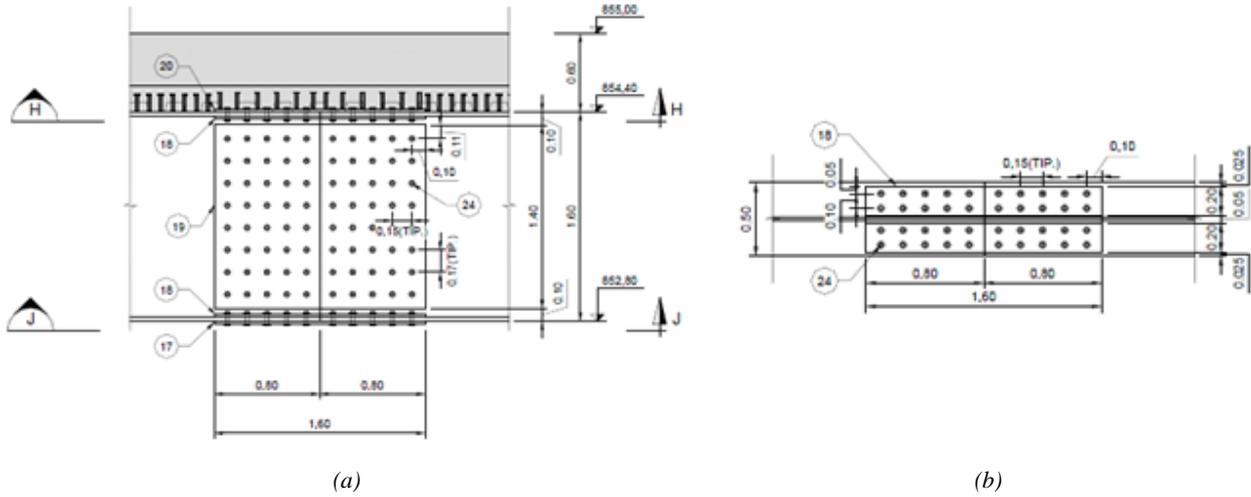


Figura D.1 – Empalme vigas principales- Puente de acceso - (a) Vista; (b) Planta

D.2 VIGAS TRANSVERSALES – PUENTE DE ACCESO

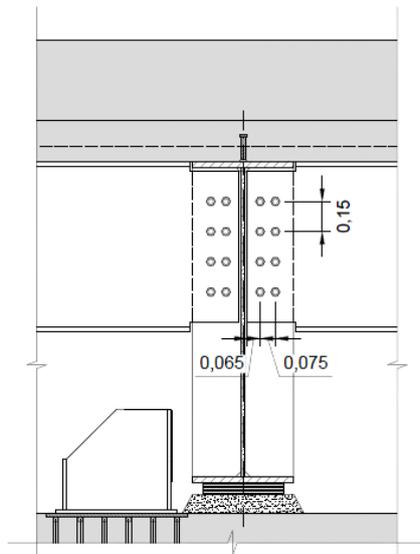


Figura D.2 – Uniones de vigas transversales- Puente de acceso

E. ANEXO E: DIMENSIONAMIENTO DE TOPES SÍSMICOS

E.1 TOPES SÍSMICOS LONGITUDINALES

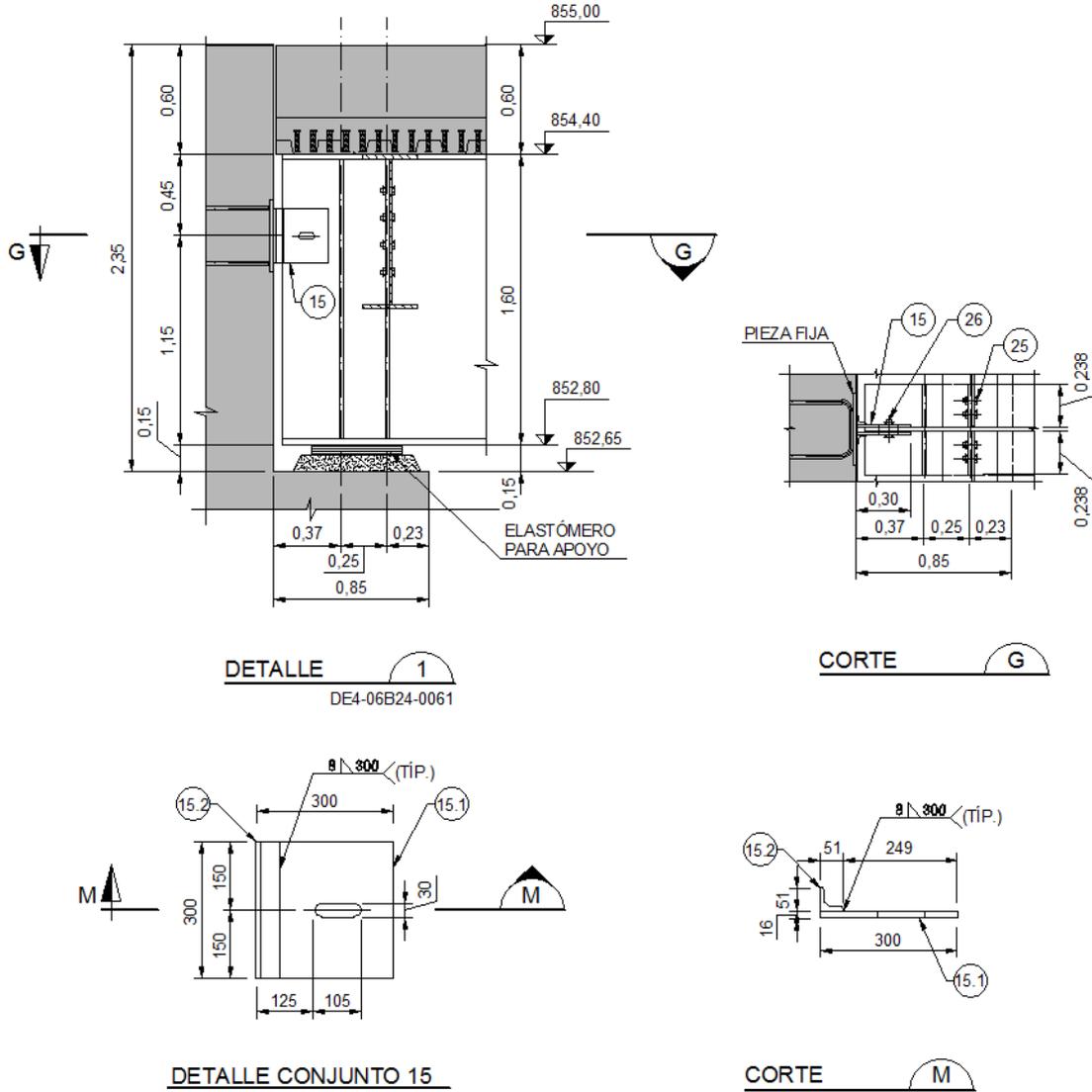


Figura E.1 – Sujetadores longitudinales - Puente de acceso

E.2 TOPES SÍSMICOS TRANSVERSALES

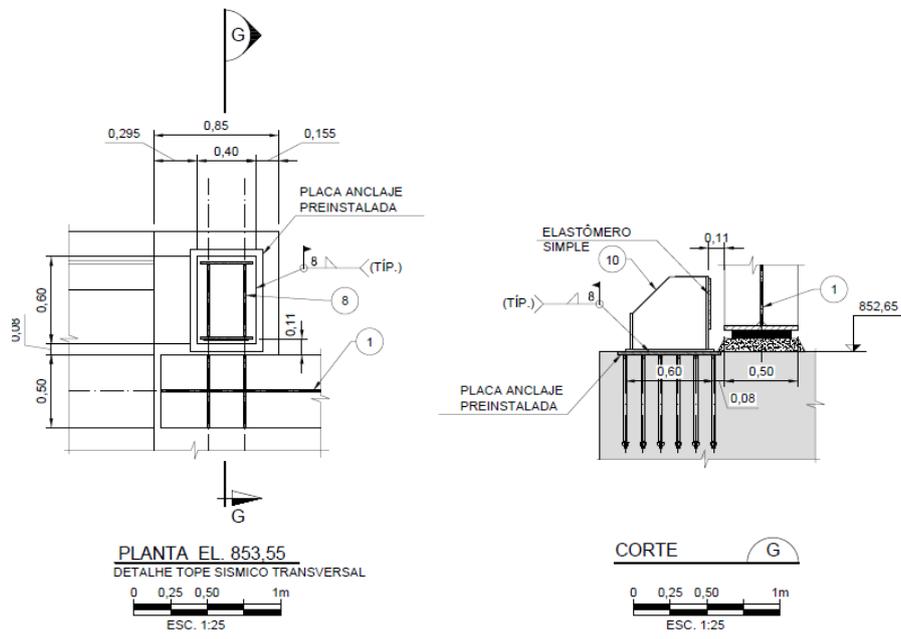


Figura E.2 – Topes sísmicos transversales - Puente de acceso

F. ANEXO F: DISPOSITIVOS DE APOYO

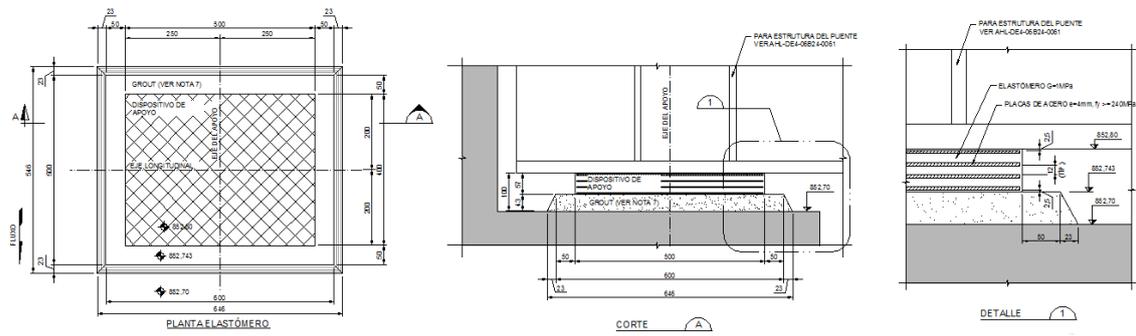


Figura F.1– Dispositivos de apoyo - Puente de acceso