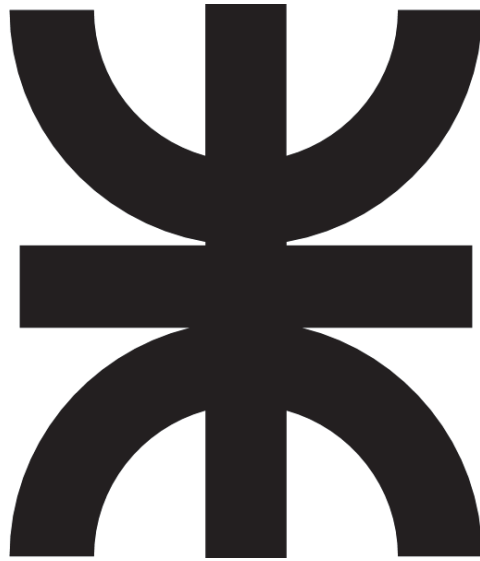


UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL VENADO TUERTO



Departamento de Ingeniería Civil

PROYECTO FINAL Nº 85:

Viaducto urbano, conector de la avenida Alem.

ALUMNO:

Juan Cruz Racca

DIRECTOR TÉCNICO:

Ing. Braun, Oscar Adrián

ASESOR TÉCNICO:

Ing. Desmedt, Hugo Sebastián

DIRECTOR ACADÉMICO:

Ing. Revelant, Mauricio Exequiel

Abril de 2022



Síntesis descriptiva

El siguiente proyecto surge con la necesidad de dotar a la ciudad de Venado Tuerto con una conexión vehicular y peatonal que no se vea alterada por el paso del ferrocarril. Para ello, luego de un profundo análisis, se elegirá como punto de unión aéreo la arteria principal de la ciudad; la avenida Alem, la cual presenta dos puntos de discontinuidades, la plaza principal y el ferrocarril.

Se procederá con el proyecto de ingeniería básica, evaluando antecedentes en conjunto con los estudios de campo realizados, formulando el anteproyecto. Con la realización del estudio de impacto ambiental (como lo dictan las legislaciones nacionales y provinciales) y sus respectivas medidas de mitigación. En este, entrara en juego no solo el factor bioclimático, sino que también la elección del tipo de obra, el factor socioeconómico, los plazos, el presupuesto, entre otros, lo que hará que el proceso de diseño sea iterativo.

Con la viabilidad del proyecto, se comenzará con la elaboración del viaducto, nos introduciremos en las normativas vigentes, tanto nacionales e internacionales. Con los métodos actuales de construcción de puentes se analizarán y diseñarán los distintos elementos que lo componen, *no solo como lo dictan las reglas de la práctica, sino que también como lo expresan las leyes de la naturaleza.*



ÍNDICE DEL PROYECTO

Problemática	5
Plan de trabajo	6
Estudios previos (sobre el ramal, la ciudad y su expansión.)	7
Objetivos del proyecto	10
Sobre la traza, el conector y algunos antecedentes.....	11
Proyecto básico	16
Patrimonio y centros históricos	21
Impacto de la obra e introducción legal.....	22
Factibilidad ambiental	27
Medidas de mitigación	35
Diseño geométrico	37
Consideraciones actuales sobre el tráfico.....	39
Consideraciones sobre sobre los perfiles geológicos y geográficos.....	43
Estudios para la factibilidad geotécnica	44
Consideraciones sobre el nivel de las napas	50
Efectos sísmicos.....	52
Consideraciones hidrológico e hidráulico	55
Filosofía de diseño.....	56
Acciones sobre la estructura	62
Diseños de pavimento.....	70
Materiales utilizados	72
Sistema de encofrado.....	74
Losa del tablero mixto.....	77
Vigas transversales.....	82
Cerchas principales.....	89
Armadura inferior cercha.....	91
Armadura superior cercha.	96
Diagonales verticales.....	99
Diagonales horizontales.	101
Armadura lateral superior.....	103
Trabajo compuesto de la superestructura.....	105
Pilas metálicas	108
Conector de anclaje y tensor.....	114



Sistema de cimentación	117
Placas de apoyo elastoméricas	126
Uniones.	128
Construcción y montaje	135
Vigas longitudinales y tablero	136
Viga dintel.....	145
Pilas y estribos del puente de aproximación.....	149
Cimentación superficial.....	152
Losa de aproximación.....	157
Tierra armada.....	159
Barandas metálicas	162
Señalización vial	165
Presupuesto	166
Conclusión.....	167
Bibliografía.	169
Identificación de figuras y tablas.....	172
ANEXO I	179
Cuantificación de impacto ambiental	180
ANEXO II	206
Armadura inferior de la cercha principal	207
Armadura superior de la cercha principal.....	218
Diagonal vertical de la cercha principal.....	228
Diagonales horizontales de la cercha principal.....	237
Verificación por fatiga con soft	246
Tablero del puente principal	248
Tablero puente de acceso	255
Colisión de vehículos	265
Análisis y Cálculos.....	266
ANEXO III	267
ANEXO IV	268



Problemática

El crecimiento de la ciudad de Venado Tuerto hizo que esta fuera mutando desde sus orígenes. Actualmente los cruces férreos se encuentran en el centro de dos grandes zonas de la localidad, generando una división no programada. Al densificarse la ciudad y contar con los mismos cruces, los cuales, son todos pasos a niveles, hacen que cada vez se congestione más el tráfico urbano y de la ruta nacional N° 8.



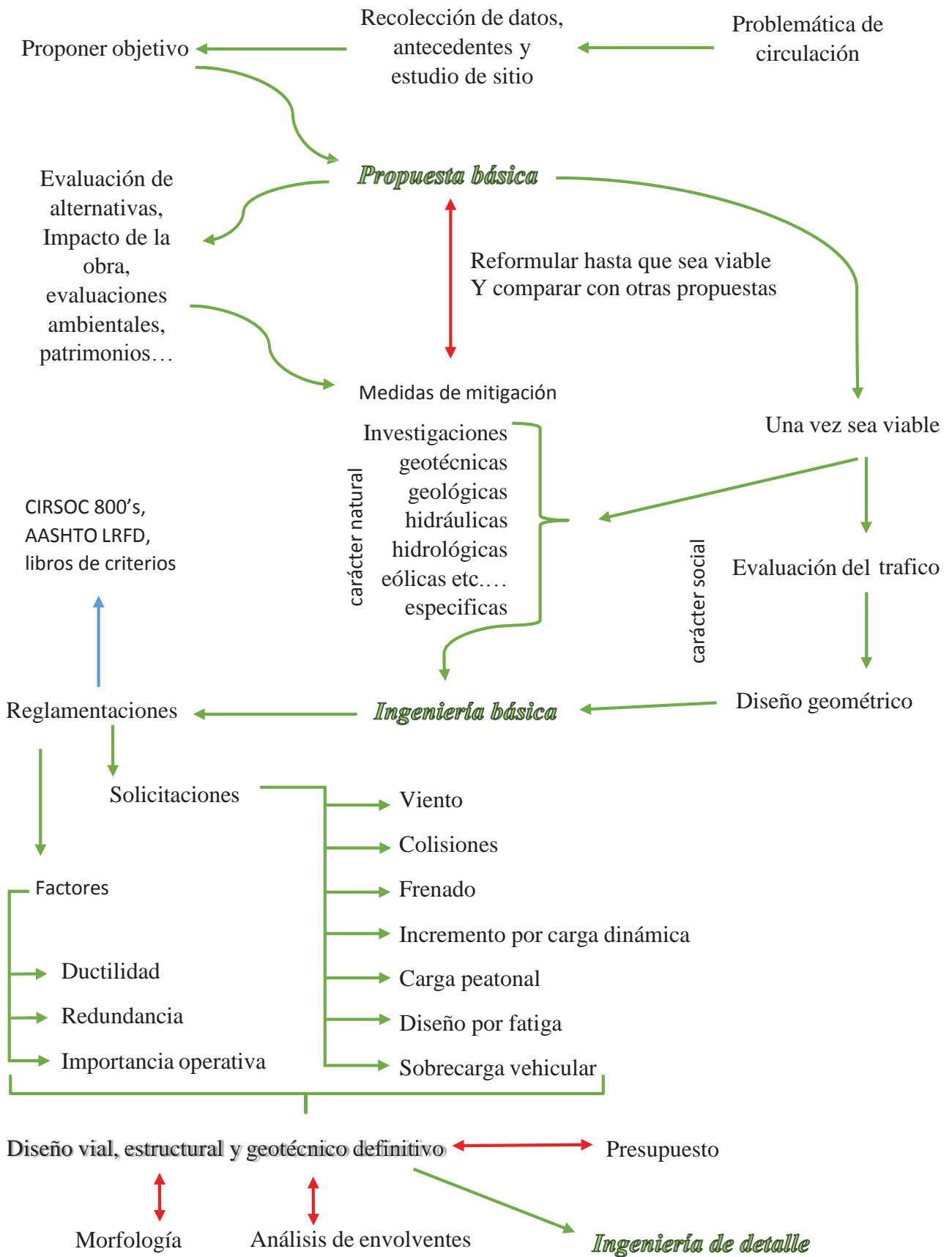
1 - Embotellamientos debido al paso del ferrocarril.

El corte de uno de los pasos congestiona el entorno y hace que los vehículos busquen un nuevo cruce de manera rápida, generando embotellamiento, aumentando la velocidad y la probabilidad de accidentes.

Dicha división deja a las partes de la ciudad incomunicadas, dejando por un lado una gran masa de personas, bomberos, policías, centros de salud, centros académicos, bancos, cajeros automáticos servicios públicos, zona comercial, zona de bares/restaurante entre otras, mientras que del otro lado además de vivir una cantidad considerable de personas, se encuentra la zona industrial la cual tuvo un gran desarrollo en los últimos años, generando el movimiento constante de los trabajadores. Sumado a que esta falta de comunicación hace que la ciudad no se desarrolle de este lado. A las demoras que conlleva la coexistencia de las vías férreas y la urbanización, se suma a esto la gran probabilidad de ocurrencia de accidentes, la contaminación global que produce la espera de los vehículos y los conflictos generados por no tener arterias principales continuas en la ciudad hacen que la búsqueda de una solución sea inevitable.



Plan de trabajo





Estudios previos (sobre el ramal, la ciudad y su expansión.)

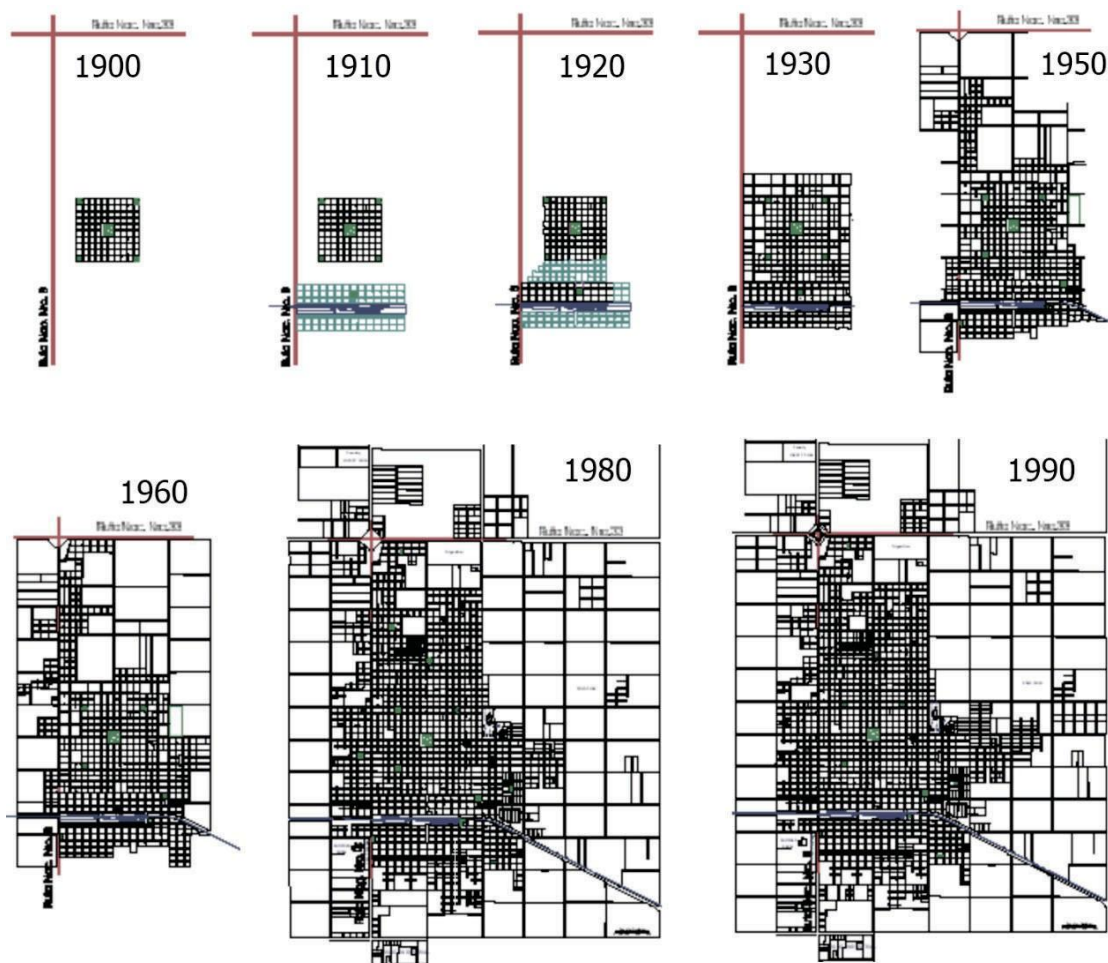
Para el año 1886 el gobierno nacional otorgó la concesión para construir una línea de ferrocarril desde Villa Constitución (Provincia de Santa Fe) hasta La Carlota (Provincia de Córdoba), pasando por la ciudad de Venado Tuerto ubicada en el sudoeste de la Provincia de Santa Fe, fundada 2 años atrás (1884), la cual alcanzaría el estatus de ciudad en diciembre de 1935.

La construcción fue encaminada por *Santa Fe and Córdoba Great Southern Railway (SF&CGS)* la cual era una compañía de capitales británicos quien construyó y operó una red de ferrocarriles de trocha ancha (de 1,676 m). Luego de varias fusiones (común entre los capitales británicos de aquella época) el 1 de mayo de 1948, el estado nacional toma posesión de todos los ferrocarriles del país bajo la dirección de la empresa estatal Ferrocarriles Argentinos. La estación Venado Tuerto quedaría dentro de la Red del Ferrocarril General Bartolomé Mitre, esta contaba con un edificio de depósito de locomotoras (hoy en ruinas), playa de locomotoras, dos parrillas de vías para estacionar formaciones, depósitos de encomienda y cargas, edificios para personal y desvíos a las instalaciones de los Molinos Fénix y diversas plantas de semilleros donde hasta finales de los años 80 se realizaban importantes operativos cerealeros.

Actualmente la red se encuentra dividida en distritos concesionados por distintas empresas, La concesión de Venado Tuerto la tiene la empresa Americana Latina Logística (ALL) desde 1993 y tiene un periodo de 30 años, siendo la empresa la responsable de las tareas de mantenimiento y la incorporación de nuevas maquinarias, los espacios estos son propiedad de la O.N.A.B.E, que es el organismo Nacional de Administración de Bienes, que se encuentra a cargo de la secretaria de Obras y Servicios Públicos de la Nación

Con respecto a accidentes, resta comentar que se carece de datos estadísticos, ya que según archivos periodísticos no hay datos sobre accidentes vehiculares ni peatonales en los últimos años, y la empresa los considera de carácter privado.

Con respecto a los horarios de paso, no se han encontrado datos provenientes de la empresa y al haber tratado de tabular no se encontró ninguna coherencia en los mismo, por lo que no se puede afirmar en que momentos se producirán.



2 - Expansión cronológica de la ciudad.

La ciudad desde sus inicios ocupa el centro de captación de la zona, donde el desarrollo industrial y la explotación agropecuaria fueron fundamentales para su crecimiento, Destacando en este último tiempo el crecimiento de la zona industrial de la ciudad, ubicada al sur este de la ciudad, la cual se puede acceder por las calles Alem y ruta nacional N°8, siendo la primera la conveniente para que los vehículos urbanos no interfieran en el tránsito vehicular de la ruta nacional 8.

Hay proyectos para una nueva traza, pensados en dar solución a los conflictos que genera la falta de una, pero estos tienen mucho tiempo y no hay indicios de que se concreten en un tiempo próximo o medio.

La expansión de la ciudad con el paso del ferrocarril fue dejando una gran zona poblada dependiente de servicios indispensables y urgentes como hospitales, clínicas o centro de bomberos, evidenciando una problemática aun mayor a la congestión vehicular. Problemática originada en los comienzos de la expansión de la ciudad con la llegada del



primer tren, donde junto a todas las instalaciones ferroviarias se trazó en los terrenos aledaños a ambos lados de las vías lo que se llamó el “Pueblo Nuevo de Venado Tuerto”, denominándose al sector original de la población como el “Pueblo Viejo”. La estación de trenes pasó a ser la puerta de entrada al poblado y se fue tensionando el crecimiento de la ciudad hasta unirse ambas trazas, aunque el llamado pueblo nuevo tuvo un desarrollo urbano más lento y poco conectado con el resto de la ciudad, ya que solamente había unos cruces a nivel con barreras que vinculaban ambos sectores. Por lo que en el año 1959 se comenzó la construcción de un puente peatonal sobre las vías, cercano a la estación de trenes para conectar ese sector con el centro de la ciudad, obra que se inauguró en 1961.



3 - Fotos del puente peatonal capturadas en el año 1961.

Para el año 1968 se produjo el descarrilamiento de un tren que impactó las columnas del puente y este se desmoronó. Estuvo varios años cortado hasta que el Colegio Industrial se hace cargo de su reconstrucción, donde para principios de los 80 se logró terminar esta tarea, rehabilitándose el puente. Hoy en día se encuentra en funcionamiento, tratándose de una estructura metálica reticulada con losas de hormigón en la parte del piso, con apoyos intermedios para cubrir los 150 metros del largo del puente. Los sectores cercanos a las cabeceras son originales del primer puente y los tramos centrales corresponden a la reconstrucción realizada en el Industrial.



Objetivos del proyecto

El objetivo principal será la unión de las zonas afectadas por el paso del ferrocarril con un puente, en la ciudad de Venado Tuerto (Santa Fe). La avenida Alem es la arteria elegida para darle estructura al proyecto.

Se desarrollará un proyecto de ingeniería básica y conceptual, en una primera etapa se estudiará la problemática y se realizará una propuesta básica, la que se analizará y comparará con propuestas ya presentadas.

Se analizarán los impactos ambientales con sus respectivas mitigaciones, se recopilará y analizarán datos sobre:

- Estudios del tráfico vehicular.
- Estudio para la factibilidad geotécnicos.
- Estudio de factibilidad geológico.
- Estudio de factibilidad hidrológico e hidráulico.
- Estudio del ambiente de exposición.
- Estudiar el tráfico de intersecciones.
- Estudio de riesgo sísmico eventuales.
- Estudio topográfico.

Con los datos obtenidos se comenzará la elaboración final del Diseño del proyecto conceptual, enmarcando el estudio de trazo y diseño vial con sus respectivas soluciones técnicas y de señalizaciones, se basará en los distintos reglamentos y autores, concentrándonos en las recientes normativa argentina con sus respectivas cargas y factores. Culminada la etapa de diseño básico se realizarán los cálculos necesarios para luego continuar con detalles específicos y estimar presupuesto.



Sobre la traza, el conector y algunos antecedentes.

La solución a la problemática planteada deberá ser evaluada con tecnicismo y según los impactos que la obra tendrá a futuro.

Es de suma importancia la recolección de antecedentes y referencias sobre los conectores disponibles, para que la obra cause el menor impacto posible, pero que a su vez responda la necesidad.

Si bien se tratara más adelante, como primera propuesta, la idea de un pase subterráneo, la cual fue planteada como posible solución en algunos antecedentes, sería de difícil ejecución debido a la altura freática en la zona del ferrocarril, esta hace muy compleja la elaboración y poco sostenible por la probabilidad de filtraciones, si bien este estilo de solución tiene un menor impacto visual, los lugares de posible localización quedarían muy acotados. Respecto a estos lugares, si se tiene en cuenta el tráfico, el lugar que más se adapta es la avenida Alem, la cual no solo permite realizar el paso sin modificar la circulación sobre la ciudad, sino que esta avenida comunica de forma directa la zona "centro" de la ciudad con el parque industrial, sin sobrecargar otras calles, ni realizar obras complementarias.

Para entender el contexto de la avenida Alem, el centro de la ciudad de Venado Tuerto tiene en su corazón una plaza principal (plaza San Martín) a esta llegan 4 avenidas, una de esas es la avenida Casey, la cual, en dirección hacia el ferrocarril, al pasar Rivadavia se convierte en Avenida Alem.



4 - Plaza San Martín y sus 4 avenidas.



Esta avenida llega hasta la calle lindera al ferrocarril, allí es donde se produce una discontinuidad, desviando los autos hasta el paso a niveles y la ruta N°8, luego del otro lado de las vías la avenida continua hasta llegar al parque industrial, el cual es el encargado de albergar a las industrias más grandes de la ciudad. El arribo de la avenida Alem al ferrocarril cuenta en ambos lados linderos a las vías férreas con un boulevard.



5 - Vista panorama, plaza San Martin, línea de ferrocarril, comienzo de la zona industrial.

La circulación del tráfico peatonal como se ha dicho, si cuenta con un pase elevado, localizándose a unos 130 metros de la avenida Alem, el mismo no cuenta con la altura que recomienda el ministerio de transporte, ya que se comenzó a construir en 1959, años que no se preveía la electrificación de la red, la cual, si bien forma parte del reporte de trenes argentinos junto al plan de reacondicionamiento ferroviario, puede que para el momento de que esto se ponga en marcha, este puente peatonal haya culminado su vida útil.

A fin de evitar la posible influencia a la hora de elaborar la propuesta básica, y perder objetividad y claridad, describiremos ahora algunos antecedentes al trabajo, ya que puede haber diversas soluciones a la hora de encarar el problema. Estas son algunas ideas las cuales se han planteado;

- Modificar la red del ferrocarril
- Elevar las vías del ferrocarril
- Llevar al ferrocarril por un subterráneo
- Realización un puente vehicular
- Cruce vehicular bajo nivel

En primer lugar, modificar la red puede ser una solución que erradica el problema desde su origen, pero es inviable. Los altos costos que representarían dificultan esta



opción, ya que se deberá desmantelar varios km de vías férreas, construir la nueva traza con las expropiaciones correspondientes. Se encontrará otro punto de conflicto, el que sería el contacto del ferrocarril con la ruta N° 8, dado que realizar un cruce a nivel en medio de una ruta nacional no es funcional y un cruce a distinto nivel elevaría los costos aún más. Un factor más que hace inviable este proyecto es que la actualidad ferroviaria argentina no es pujante en términos de expansión y utilización, por lo cual los gastos serían injustificados.

La elevación de las vías del ferrocarril comprendería elevar unos 3500 metros las vías en todas sus trochas, debido a la baja pendiente que pueden adoptar los ferrocarriles y la corta distancia entre pasos a niveles se hace imposible realizarla en tramos. Esta idea al igual que la anterior queda descartada por el alto costo que presentaría para la ciudad de Venado Tuerto, y no amerita semejante inversión.

El cruce de ferrocarriles subterráneos si bien tiene ventajas como la poca contaminación visual, al igual que las ideas anteriores la inversión excede la necesidad del proyecto. Enterrar el ferrocarril solo sería parte de la solución, pero quedarían las obras para el cruce de peatones y automóviles.

Las dos propuestas que restan, son las más accesibles desde el punto de vista económico con respecto a las anteriores. La condición del nivel freático en la ciudad de Venado Tuerto y los alrededores, más los grandes problemas de drenaje de la ciudad, complicarían desde el punto de vista técnico la realización y el mantenimiento de un pase subterráneo vehicular.

El recorrido histórico de la ciudad y la evaluación de cada idea presentada, me llevo a un proyecto factible "un pase vehicular elevado".

Como lugar de emplazamiento no hay duda y se deja planteado en el trabajo de antecedente que la mejor solución funcional es realizar la conexión en la calle Alem, ya que es la arteria principal de la ciudad.

Los antecedentes proponen 7 posibles lugares,, la calle 3 de febrero, donde hoy en día la conecta un cruce a paso a nivel, la calle Tucumán, la cual fue planteada como la que más se adaptaba a las necesidades para un pase subterráneo, la avenida Alem, como se ha dicho, forma parte de la arteria principal de la ciudad, la calle Raciman en la cual se localiza el puente metálico para cruce peatonal, la calle Juan B. Justo conde en su corte,



se encuentra la estación ferroviaria, la calle Cabral que limita con uno de los barrios FONAVI y por último la avenida Falucho, la cual cuenta con un pase a nivel y en su entorno se encuentra el viejo molino fénix.



6 - Enmarcación de las posibles soluciones.

La propuesta a desarrollar consiste en conectar mediante un viaducto ambos lados de la ciudad. El tramo de conexión, debido a las limitaciones de la pendiente, y a la altura que tendrá que tomar el viaducto este comenzara a elevarse pasando la calle Dante Alighieri, sobre Alem, llegando con la altura de pase reglamentaria a la calle Sarmiento. Pasadas las líneas del ferrocarril comenzara a descender hasta llegar a nivel a la calle 2 de abril.

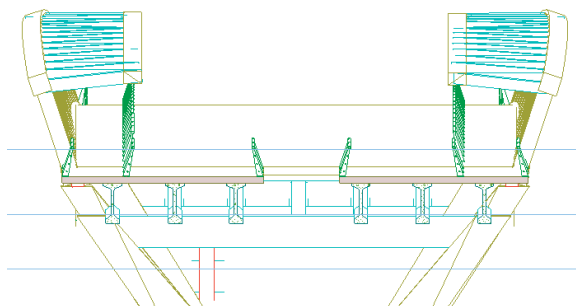


7 - esquema de la idea del proyecto.



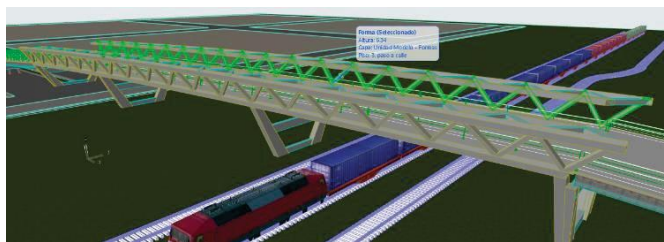
La figura anterior representa la idea general del puente, la elevación en rojo, es la correspondiente a la avenida Alem, elevándose desde la zona noroeste de la ciudad, la cual conecta con la plaza principal. Mientras que la elevación marcada en amarillo representa la rampa sobre el terreno del ferrocarril, que conecta el otro lado de la avenida Alem y con el sector industrial de la ciudad.

El corte 1-1 es el correspondiente al sector rojo de la figura anterior, el mismo será de vigas de hormigón prefabricadas y colocadas en el sector, es la tipología precio-beneficio más conveniente para largos menores de 28 metros.



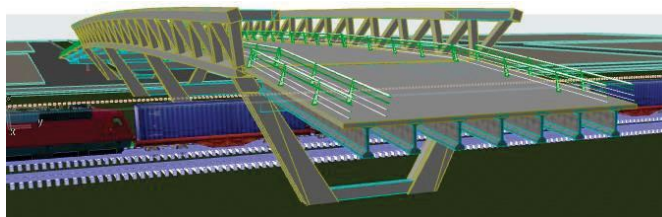
8 - Captura modelo BIM.

Por otro lado, el corte 2-2 es el correspondiente a la elevación el cual será metálico para facilitar el proceso constructivo.

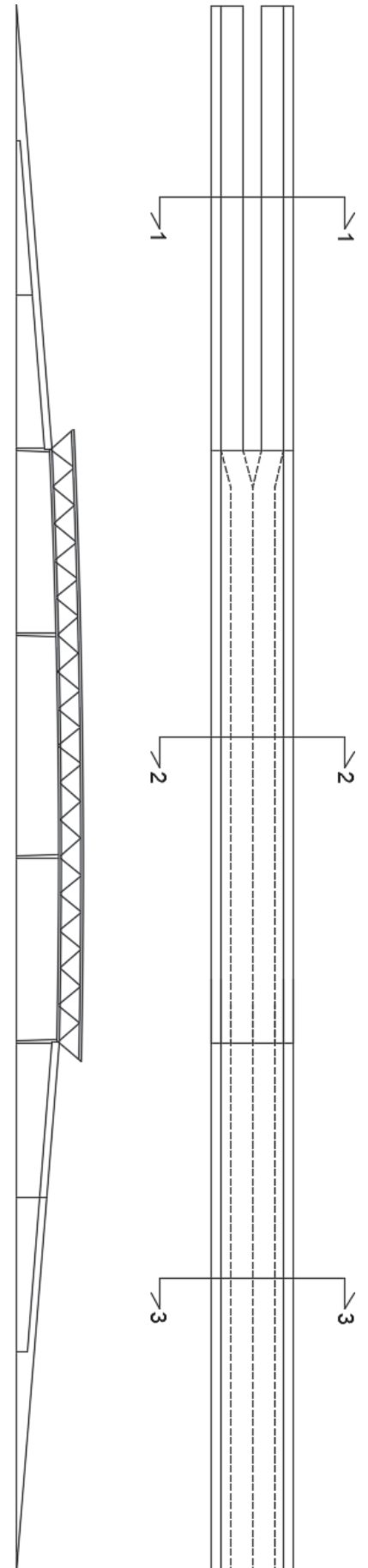


9 - Captura modelo BIM.

Mientras que el corte 3-3 representa la elevación que conecta el sector industrial, el mismo será de la misma tipología de la otra rampa.



10 - Captura modelo BIM.





Proyecto básico

A continuación, se dejarán imágenes del anteproyecto al cual se someterá a juicio hasta obtener la solución técnica más acorde.

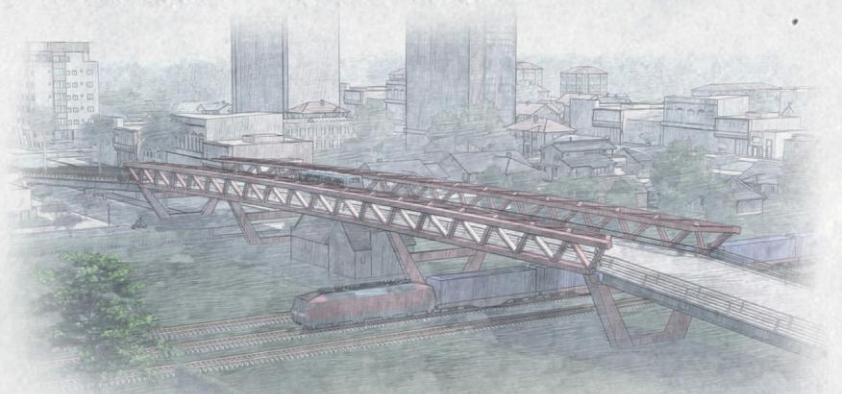
Fe de erratas:

Como se podrá notar en las siguientes páginas, el proyecto básico se verá afectado a modificaciones técnica, esto es debido a los análisis de factibilidad, impactos negativos/positivos, caracteres tecnológicos regionales, entre otros motivos desarrollados en este texto.



Proyecto Básico

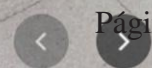
Trazo e imágenes de aproximación al diseño geométrico del proyecto.





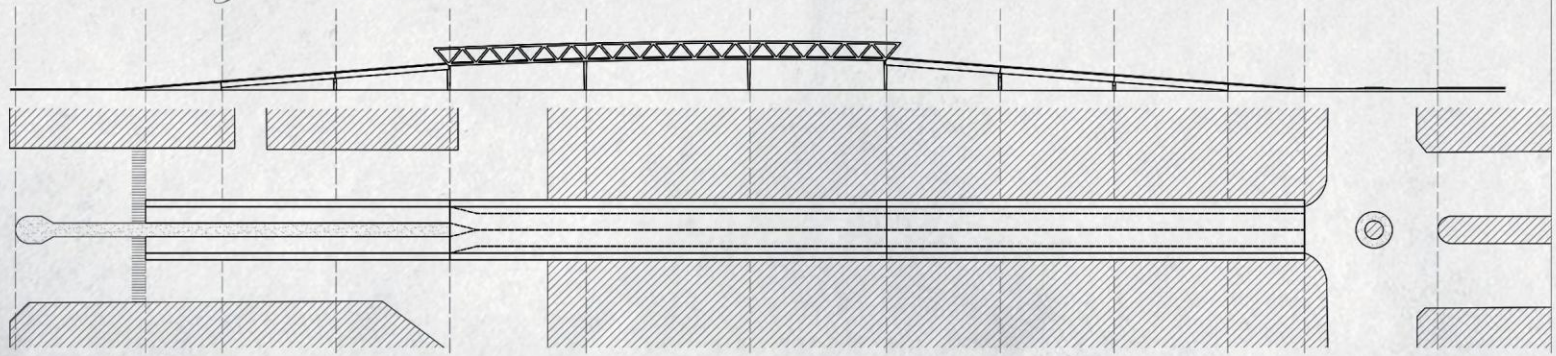
Proyecto Basico

*Vista del proyecto basico
y de la actualidad.*





Proyecto Basico





Proyecto Básico

*Vista del proyecto básico
e ilustración del acceso al
viaducto.*





Patrimonio y centros históricos

A pesar de poca longevidad de la ciudad, venado tuerto cuenta con patrimonios culturales y arquitectónicos como lo son los conjuntos construidos en la zona del ferrocarril, por lo que respetar estos espacios será importante para el desarrollo del proyecto.



11 - *Complejos históricos; edificio vía y obra, estación de ferrocarriles, ex molino fénix*

Los edificios más importantes de esta zona corresponden a la estación de trenes y al molino fénix, sumando el complejo de ex vía y obras, donde actualmente funciona el consejo municipal de la ciudad, el mismo está retirado unos 15 metros de la línea de edificación.



12 - *Vista desde calle sarmiento del edificio del consejo.*



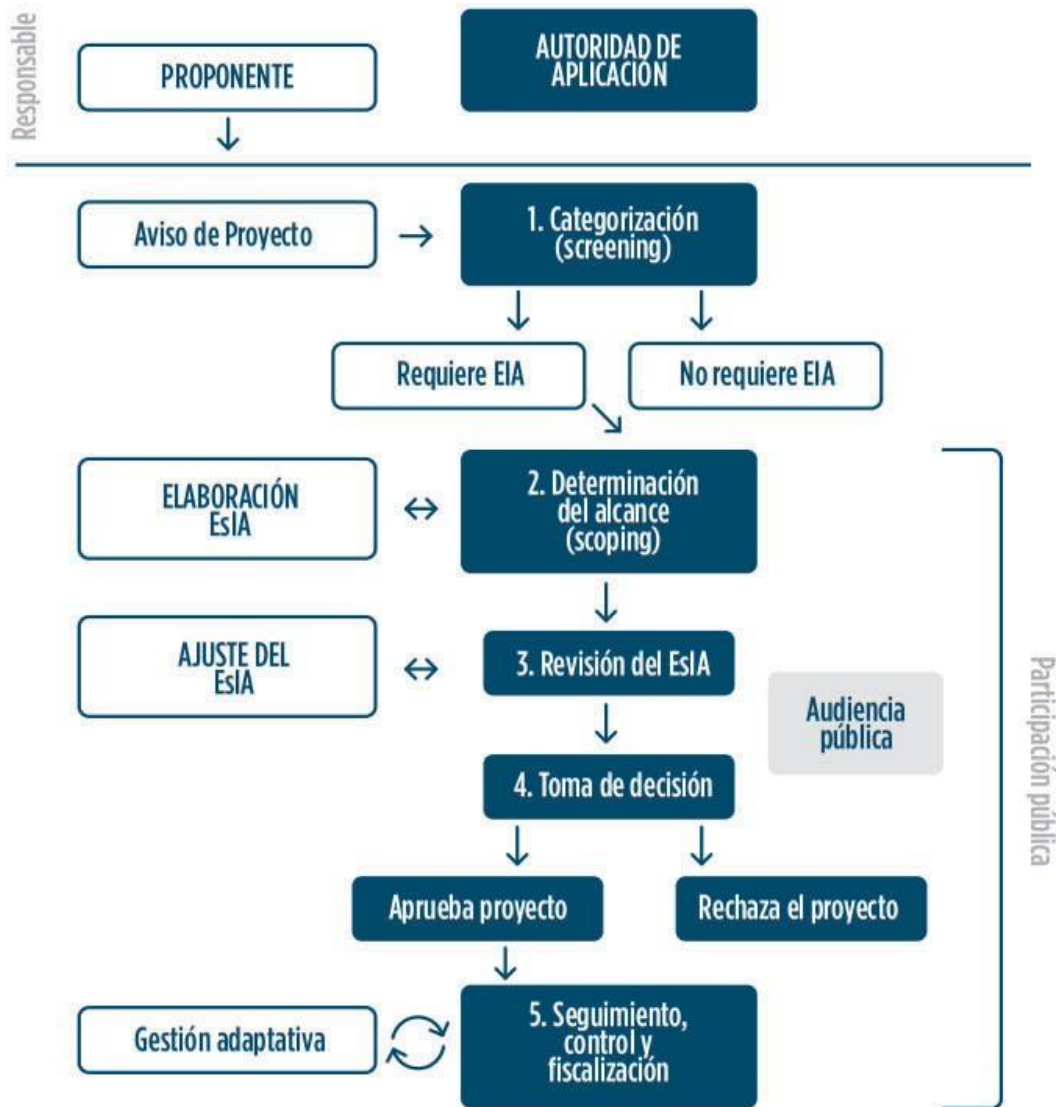
Impacto de la obra e introducción legal.

Es evidente que toda obra de ingeniería civil tal como un túnel o un puente elaborada para un mínimo de utilidad de 75 años, causa impacto en el ambiente, estos pueden ser benéficos o adversos. Por ello debe establecerse un criterio para elaborar el proyecto, el cual tendrá que ser objetivo y confiable para evaluar los impactos generados. El criterio/método empleado debe aplicarse durante toda la elaboración del proyecto y deberá involucrar las distintas etapas de la obra.

En este proyecto se consultará el manual de buenas prácticas elaborado por la nación argentina en congruencia con las normativas tanto nacionales como provinciales.

El estudio de impacto ambiental será el instrumento que se aplicará para la toma de decisiones. El procedimiento consta de distintas etapas, las cuales pueden variar de acuerdo a lo previsto en cada marco normativo o procedimiento fijado por las autoridades ambientales competentes. Además, El ciclo de un proyecto puede definirse como el conjunto de diferentes y sucesivas etapas de evolución de un proyecto desde su concepción (idea de proyecto) hasta su cierre material o clausura. Estas etapas pueden ser para nuestro caso:

- Etapa 1. Idea de proyecto, se elaboran estudios de perfectibilidad, considerando distintas alternativas de diseño
- Etapa 2. Proyecto básico, se avanza sobre la viabilidad económica, técnica y ambiental de la alternativa de proyecto seleccionada
- Etapa 3. Proyecto definitivo, Es la última de las etapas del proceso de diseño de ingeniería del proyecto, donde se definen las características técnicas de detalle y optimización del proyecto,
- Etapa 4. Construcción, en esta etapa se implementa el plan de gestión ambiental (PGA) elaborado en el marco del estudio de impacto ambiental,
- Etapa 5. Operación y mantenimiento,
- Etapa 6. Cierre,



13 - Etapas típicas de un procedimiento, extracto de la Guía para la elaboración de estudios de impacto ambiental.

- EIA: evaluación de impacto ambiental
- EsIA: estudio de impacto ambiental

Como refleja el cuadro anterior, uno de los primeros pasos es la categorización (screening) el cual permite a la autoridad ambiental determinar si un proyecto debe estar o no sujeto a un procedimiento de evaluación de impacto ambiental. En caso de requerirlo se realizará la determinación de alcance (scoping), requiere de la consideración de los potenciales impactos que a priori, pueda generar el proyecto. Luego se revisará el proyecto y se aprobará o rechazará. En la elaboración de una evaluación ambiental es importante la participación pública.



La evaluación de impacto ambiental definirá procedimientos durante todas las etapas de la elaboración del proyecto, luego se tendrá que realizar un balance con las respectivas medidas para mitigar los impactos negativos de la obra.

El procedimiento para la Evaluación de Impacto Ambiental (EIA) en la Provincia Santa Fe, Argentina se rige por la Ley N° 11.717 decreto reglamentario N° 101/03. Toda obra o actividades objeto de la evaluación se categorizan teniendo en cuenta el impacto ambiental que pudieran generar sobre el ambiente, esta clasificación contempla tres categorías:

- Categoría 1: de Bajo o Nulo Impacto Ambiental.
- Categoría 2: de Mediano Impacto Ambiental.
- Categoría 3: de Alto Impacto Ambiental.

El Anexo II del decreto mencionado, la construcción, reforma y reparación de calles, autopistas, carreteras, puentes, túneles vías férreas y pistas de aterrizaje, la señalización mediante pintura, etc. efectuándose edificios para tráfico y comunicaciones como terminales y edificios asociados, son considerado de Categoría 2 (código N° 452.39) al igual que sus respectivas etapas de construcción.

La ley entiende como estudio de impacto ambiental a la *documentación presentada por el responsable del proyecto/emprendimiento ante la autoridad de aplicación, cuyo principal objetivo es identificar, predecir y valorar el impacto ambiental que las acciones a desarrollar pueden causar y proponer, medidas adecuadas de atenuación o mitigación pertinente*. Diferenciándose de la evaluación del estudio de impacto ambiental EIA, ya que esta es considerada un *procedimiento técnico/administrativo realizado por la autoridad de aplicación basado en el estudio de impacto ambiental, estudios técnicos recabados y las ponencias de las audiencias públicas, si estas hubieran sido convocadas, tendiente a evaluar la identificación, predicción e interpretación de los impactos ambientales que un emprendimiento o proyecto, produciría en caso de ser ejecutado, así como los mecanismos previstos de prevención, manejo, mitigación y corrección planteados por el proponente con el fin de aprobar o rechazar el estudio de impacto ambiental*. Los contenidos básicos de un EIA de Categoría 2 se presentan en el Anexo III "Requerimientos Generales para Estudios de Impacto Ambiental para Actividades o Emprendimientos Categoría 2 y 3."



Para la obtención del Certificado de Aptitud Ambiental será necesario seguir con las siguientes etapas del procedimiento de EIA, de acuerdo a lo establecido en el Decreto N° 101/03:

1. Formulario de Presentación. Los requisitos del formulario están detallados en el Anexo I del mencionado decreto. El mismo deberá estar suscrito por el titular del emprendimiento o actividad.

2. Presentación de Constancia del Municipio. La constancia es la autorización dada por el municipio o la comuna donde se desarrollará la obra, en el que conste la adecuación del sitio de emplazamiento a las normas de ordenamiento territorial o similares vigentes

3. Categorización por la Autoridad de Aplicación. La Secretaría de Medio Ambiente, en el plazo de 30 días contados a partir de la presentación de la documentación anterior, llevará a cabo la categorización.

4. Presentación del EIA. Los contenidos mínimos que deberán contemplarse en el estudio, están detallados en el Anexo III del mencionado decreto.

5. Audiencia Pública. Su convocatoria por parte de la autoridad de aplicación local es facultativa.

6. Certificado de Aptitud Ambiental. En el caso que el EIA sea aprobado, se emitirá por la autoridad de aplicación el certificado que autoriza el proyecto. El tiempo estipulado para la obtención del mismo es de 60 días desde la presentación del EIA; sin embargo, el tiempo se prolonga teniendo en cuenta la complejidad del proyecto.

Cabe destacar que la ley remarca lo señalado anteriormente, sobre la importancia de comparar las alternativas y una vez elegido el proyecto realizar la identificación de impactos y efectos ambientales, seguido del plan de gestión ambiental y consultas públicas si existieran.

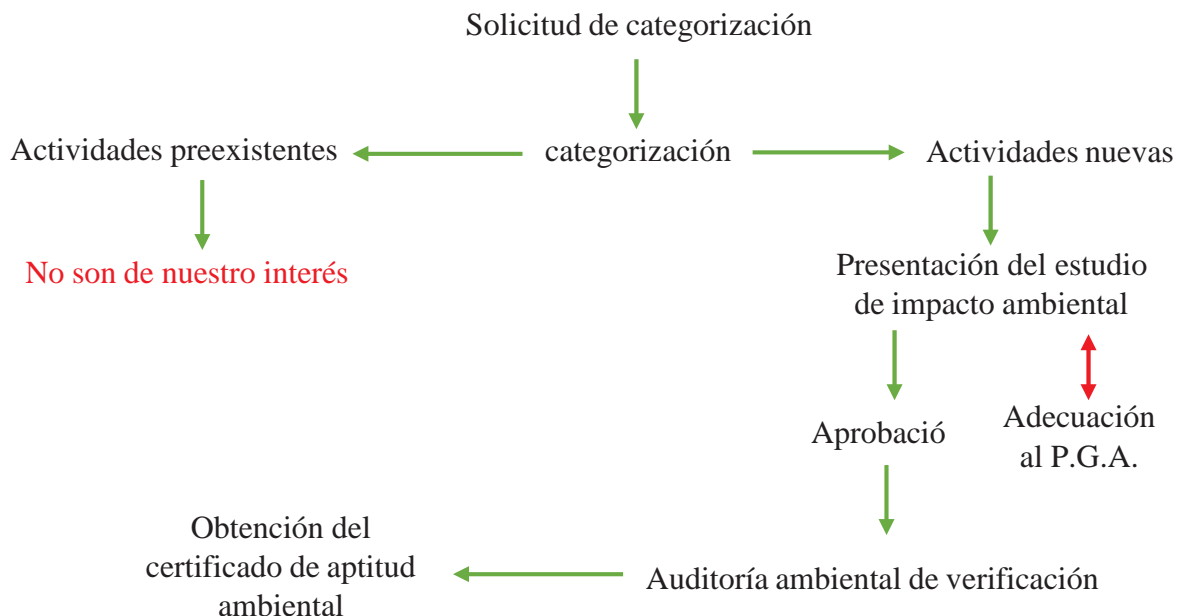
Mencionando lo señalado en los artículos Arts. 12,18- 21,26 dictando:

- *Las personas físicas o jurídicas responsables de proyectos u obras, están obligadas a presentar un estudio de evaluación del impacto ambiental.*



- *Los funcionarios y agentes públicos responsables de la aprobación de una obra, están obligados a solicitar previamente, el informe de evaluación de impacto ambiental, aprobado por la Secretaría.*
- *La Secretaría debe realizar Auditorías Ambientales de las obras y actividades que se encuentren en ejecución o desarrollo, o ejecutadas y en pleno funcionamiento con preexistencia a la sanción de la presente ley.*
- *Ningún proyecto que modifique el Medio ambiente puede iniciarse sin tener aprobado el Estudio de Impacto Ambiental correspondiente.*




Resumiendo, y graficando lo expuesto hasta aquí, tenemos que toda obra que modifique el ambiente en Santa Fe debe seguir los siguientes pasos para la **obtención del Certificado de Aptitud Ambiental**:





Factibilidad ambiental.

Con el objetivo de medir el impacto ambiental que genera la ejecución del puente dentro de la zona de influencia, se realizara una matriz de impacto ambiental, debido a su generalidad y sencillez adoptaremos la matriz de Leopold, que a niveles generales es un cuadro de doble entrada de relación causa-efecto empleado en la evaluación del impacto ambiental. El sistema consiste en una matriz de información donde las columnas representan varias actividades que se hacen durante el proyecto y en las filas se representan varios factores ambientales que son considerados. Se utilizará en la elaboración de la matriz de impacto ambiental una distinción con colores, identificando los impactos negativos, positivos y los neutros.

Impacto positivo	
Impactos neutros	
Impactos negativos	

Los impactos serán calificados según su Importancia (I), a tal efecto se sigue la metodología propuesta por Vicente Conesa Fernández-Vitora (Conesa, 1993) que se resume a continuación:

$$I = \pm [3i + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC]$$

I: Importancia del Impacto;

±: Signo;

i: Intensidad o grado probable de destrucción

EX: Extensión o área de influencia del impacto;

MO: Momento o tiempo entre la acción y la aparición del impacto;

PE: Persistencia o permanencia del efecto provocado por el impacto;

RV: Reversibilidad;

SI: Sinergia o reforzamiento de dos o más efectos simples

AC: Acumulación o efecto de incremento progresivo;

EF: Efecto;

PR: Periodicidad;

MC: Recuperabilidad o grado posible de reconstrucción por medios humanos.



actividades vs aspectos ambientales			fase inicial							
			trazo, demarcación y replante del puente	instalación de obrador y campamento	movilización de maquinarias	limpieza	circulación de vehículos	emisiones	rotura de pavimento	
medio ambiente natural	aire	calidad del aire								A
		contaminación del aire								B
		Microclima								C
	agua	contaminación hídrica								D
		calidad del agua subterránea								E
		calidad del agua superficial								F
		alteración de drenaje superficial								G
	suelo	contaminación del suelo								H
		perdida de suelos orgánicos								I
		alteración de relieve								J
	flora	degradación de la cobert. vegetal								K
fauna	invasión en fauna								L	
paisaje	valor estético								M	
medio ambiente socio económico y de infraestructura	población	calidad de vida								N
		Seguridad								Ñ
		Migración								O
		accesibilidad a servicios								P
	infraestructura	desarrollo de nueva infraestructura								Q
		nuevo acceso a bienes y servicios								R
		provisión de servicios								S
	tránsito y transporte	costos								T
		frecuencias								U
		cambio de recorrido								V
tránsito vehicular									W	
economía	generación de empleo								X	
	actividad local								Y	

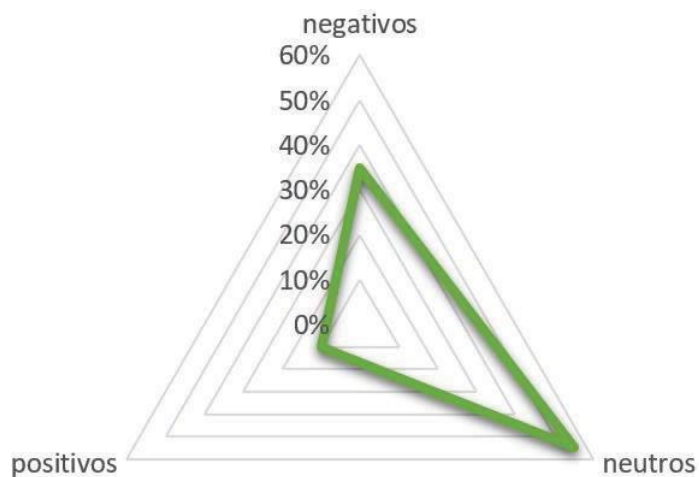


fase constructiva											fase operativa-mantenimiento													
	excavación y movimiento de suelos	construcción y montaje	generación de residuos	señalización	depósito de materiales excedentes	realización de la obra	ruido y vibraciones	desbroce	interrupción de vías	demanda energética	demanda de agua	repavimentación	congestión vehicular		degradación de la cobertura vegetal	disminución de emisiones	conservación de zona de caminos y calzada	ahorro de tiempo	mejora conectividad	iluminación	descongestión vehicular	saneamiento	desvío de tránsito pesado	
A	■	■			■		■					■		A		■	■						■	
B			■		■							■		B		■								
C		■			■									C		■								
D			■		■	■								D			■					■		
E						■					■			E										
F														F									■	
G	■	■												G								■		
H	■													H										■
I	■							■						I										
J	■							■						J										
K	■							■						K	■									
L		■				■								L			■							
M						■								M										
N		■	■		■	■	■					■		N		■	■	■	■					■
Ñ				■								■	■	Ñ	■	■		■	■	■				■
O					■									O										
P														P			■	■						
Q												■		Q				■	■					
R										■	■			R			■	■						
S										■	■			S		■	■							
T									■			■	■	T		■	■	■	■		■			
U									■			■		U		■	■	■			■		■	
V				■		■			■			■	■	V			■				■			
W					■							■	■	W		■	■	■	■		■			■
X					■							■		X										
Y					■							■		Y			■							

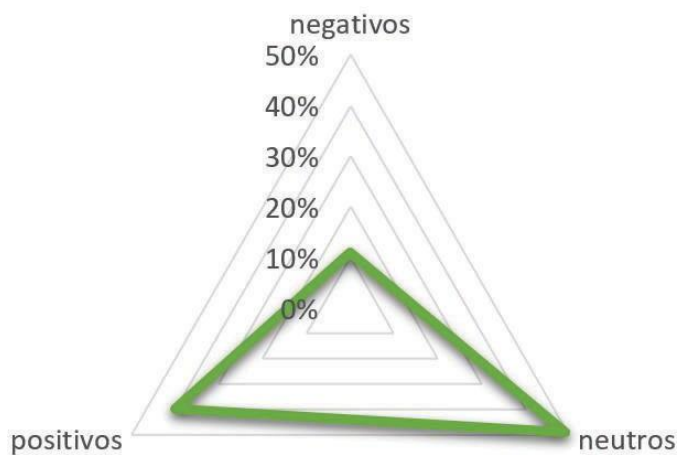
Una vez identificados, realizaremos un cuadro para visualizar como serán los impactos en cada etapa.



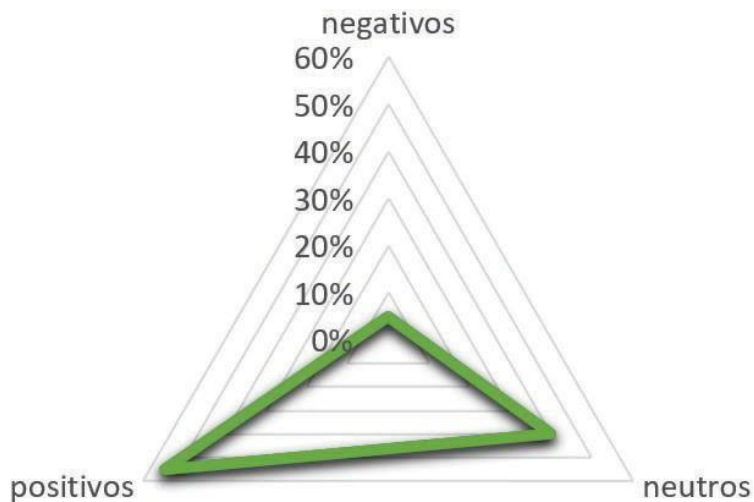
Impacto en fase inicial.



Impacto en fase constructiva.

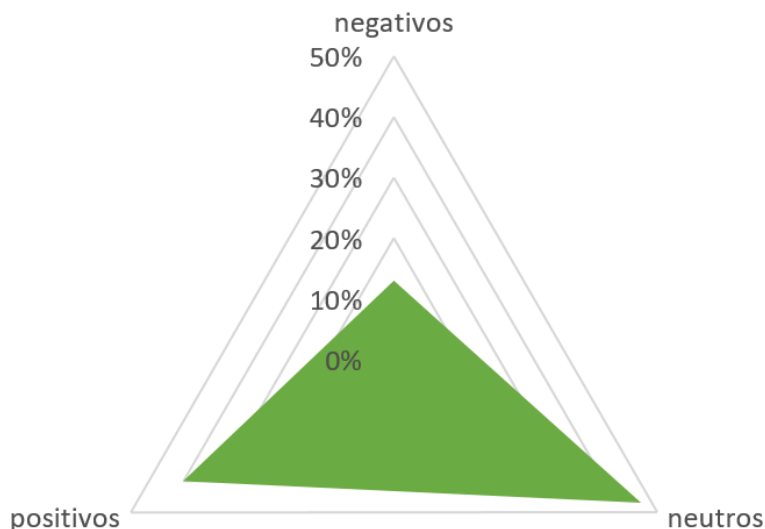


Impacto en fase operativa-mantenimiento.





Impacto total.



El diseño de la propuesta está íntimamente relacionado con el impacto de la obra, hasta que una obra no sea viable ambientalmente no debe ser desarrollada por completo. El proceso de diseño de la obra fue iterativo desde el punto de vista ambiental, se fueron realizando las factibilidades ambientales y con ellas modificando las propuestas, hasta llegar a una, la cual sea viable ambientalmente con las medidas de mitigación adecuadas.

Anteriormente se realizó la tabla de viabilidad, pero ahora se va a tener que realizar la cuantificación de los impactos, con ellos terminar de definir si los mismos serán negativos, positivos o neutros, adoptando una división medianamente sencilla, pero lo suficientemente adecuada para poder realizar las medidas de mitigación necesarias de la obra.

Basándose en la ley una vez evaluada la factibilidad y comparadas las alternativas de proyecto desde los distintos puntos de vista ya sea técnico – ambientales se seguirá con la cuantificación de los impactos.

Las tablas de cuantificación debido a su extensión se las coloco en el anexo del trabajo, en las mismas se encuentra desglosado que valor se le agrego a cada ítem de la fórmula de Conesa, 1993.



A continuación, tendremos el cuadro que resume el criterio con el cual se fue puntuando cada ítem, el mismo está dividido con sus respectivos calificadores, luego una descripción y según su escala un valor numérico asociado.

Calificador	Descripción	Valor Numérico	
Intensidad	Grado de incidencia de la acción sobre el factor, en el ámbito específico en el que actúa	Baja: Se adjudica a una afección mínima	1
		Media	2
		Alta	4
		Muy alta	8
		Total: Destrucción total del factor en el área que se produce el efecto	12
Extensión	Es la componente geográfica, establece el Porcentaje del área de proyecto que será afectada por el impacto	Puntual: Efecto muy localizado	1
		Parcial	2
		Extenso	4
		Total: Efecto de influencia generalizada en todo el entorno de proyecto	8
		Crítica	12
Momento	Tiempo transcurrido entre la aparición de la acción y el comienzo del efecto sobre el factor del medio considerado	Largo plazo: El efecto se manifiesta luego de 5 o más años.	1
		Medio plazo: El efecto se manifiesta en un período de entre 1 y 5 años	2
		Inmediato: El efecto se manifiesta dentro del primer año	4
		Crítico	8
Persistencia	Tiempo de permanencia del efecto desde su aparición hasta su desaparición por acción de medios naturales o mediante medidas correctivas.	Fugaz: < a 1 año.	1
		Temporal: entre 1 y 10 años.	2
		Permanente: >10 años	4
Reversibilidad	Posibilidad de reconstrucción del factor afectado por el proyecto, por medios naturales, una vez que la acción deja de actuar sobre el medio	Corto Plazo: < a 1 año.	1
		Medio Plazo: entre 1 y 10 años	2
		Irreversible: >10 años, o imposible de revertir.	4
Sinergia	Reforzamiento de dos o más efectos simples. La componente total de la manifestación de los efectos simples, provocados por acciones simultáneas es superior a la que cabría esperar cuando las acciones que las provocan actúan de manera independiente no simultánea.	Sin sinergia	1
		Sinérgico	2
		Muy sinérgico	4



Acumulación	Incremento progresivo de la manifestación del efecto, cuando persiste de forma continuada la acción que lo genera	Simple: No produce efectos acumulativos	1
		Acumulativo: Produce efectos acumulativos	4
Recuperabilidad	Posibilidad de reconstrucción, total o parcial, del factor afectado, es decir, la posibilidad de retornar a las condiciones iniciales previas a la actuación, por medio de la intervención humana (aplicación de medidas correctoras).	Total del Factor en forma Inmediata: < a 1 año.	1
		Total del Factor a Medio Plazo: entre 1 y 10 años	2
		Parcial del Factor en forma Inmediata: < a 1 año.	4
		Parcial del Factor a Mediano Plazo: < a 1 año.	8
		Irrecuperable: Acción imposible de reparar, tanto por acción natural como humana, > a 10 años.	10
Efecto	Relación causa-efecto, es decir la forma de manifestación del efecto sobre un factor, como consecuencia de una acción.	Indirecto: Cuando la repercusión de la acción no es consecuencia directa de ésta	1
		Directo: Cuando la repercusión de la acción es consecuencia directa de ésta	4
Periodicidad	Regularidad de manifestación del efecto, bien sea de manera cíclica o recurrente (efecto periódico), de forma impredecible en el tiempo (efecto irregular) o constante en el tiempo (efecto continuo)	Irregular o discontinuo	1
		Periódico	2
		Continuo	4

14 - Tabla resumen de las valoraciones numéricas de los impactos.

**ver tablas de valoración en el anexo I del trabajo.*

Si recordamos la matriz de Leopoldo es un gráfico de doble entrada, la cual la dividíamos en fases. A modo de resumir los resultados podemos resaltar que los impactos en la fase inicial y en la fase de construcción tienen una predominancia de impactos neutros mientras que en la fase de operación predominan los positivos.



A modo resumen podemos decir que predominan los impactos neutros en las fases inicial y fase construcción, mientras que en la fase de operación y mantenimiento predominan los impactos positivos, los valores finales para cada impacto son:

- Balance sobre la calidad del aire: -35
- Balance sobre la contaminación del aire: +36
- Balance sobre el microclima: +90
- Balance sobre la contaminación hídrica: +64
- Balance sobre la calidad de agua subterránea: 0
- Balance sobre la calidad de agua superficial: +31
- Balance sobre la alteración de drenaje superficial:
- Balance sobre la contaminación del suelo: +39
- Balance sobre la pérdida de suelos orgánicos: -55
- Balance sobre la alteración de relieve: 0
- Balance sobre la degradación de la cobertura vegetal: -128
- Balance sobre la invasión en fauna: -31
- Balance sobre el valor estético: -46
- Balance sobre la calidad de vida: +232
- Balance sobre la seguridad: +178
- Balance sobre la migración: +38
- Balance sobre la accesibilidad de servicios: +94
- Balance sobre el desarrollo de nueva infraestructura: +35
- Balance sobre los nuevos accesos a bienes y servicios: +91
- Balance sobre la provisión de servicios: +145
- Balance sobre los costos: 188
- Balance sobre la frecuencia: +168
- Balance sobre el cambio de recorrido: +128
- Balance sobre el tránsito vehicular: +131
- Balance sobre la generación de empleo: +77
- Balance sobre la actividad local: +114

** El cálculo con el que se lleva cada ítem se encuentra en las tablas de valoración en el anexo I del trabajo.*



Medidas de mitigación.

Luego de evaluar los impactos producidos por la obra en cuestión, por lo establecido en la ley previamente mencionada se elaborarán las respectivas medidas de mitigación de los impactos ambientales.

tránsito y transporte		
	Impacto ambiental	Mitigación
aire	calidad de aire	Control de emisiones al ambiente.
	contaminación del aire	Los materiales depositados deben ser cubiertos adecuadamente para evitar ser dispersados por el viento, como así también los camiones que los transportan.
	microclima	Desarrollar plan de contingencias.
agua	contaminación hídrica	Captar el escurrimiento de las aguas pluviales que pueden estar contaminada.
	calidad del agua subterránea	Seguir con el tratamiento y disposición según lo estipula en la legislación vigente.
	calidad del agua superficial	Controlar el escurrimiento superficial del obrador.
	alteración de drenaje superficial	Controlar el uso de bentonita.
suelo	contaminación del suelo	Disposición de efluentes en pozos absorbentes. Reglamentar el uso del suelo en el entorno de la obra de toma. Instruir a la población acerca del uso correcto del ambiente.
	perdida del suelo orgánico	Protección de pisos y terrenos Reglamentar el uso del suelo en el entorno de la obra de toma. Instruir a la población acerca del uso correcto del ambiente.
	alteración de relieve	Limpieza y remoción de desechos sólidos y líquidos remanentes de los sitios de la obra, restauración
flora, fauna y paisaje	degradación de cobertura vegetal	Prohibido la quema. desarrollar un plan de protección de la fauna silvestre y flora.
	invasión en fauna acuática	Dotar a los equipos de trabajo, de elementos adecuados para el control y extinción del fuego a efectos de minimizar su propagación
	valor estético	reducir la zona de trabajo al mínimo impacto posible
Medio Ambiente Socio – Económico y de Infraestructura		
	Impacto ambiental	Mitigación
población	población	señalización y protección para peatones y tránsito vehicular, a efectos de evitar el peligro de accidentes por movimientos de maquinarias pesadas
	seguridad	asegurar las condiciones de higiene y seguridad de los trabajadores
	migración	cumplir con las normas vigentes en materias de seguridad e higiene laboral.



	accesibilidad a servicios	adoptar medidas necesarias para evitar el inicio del fuego para tareas que no sean de la construcción a fin de evitar incendios.
infra - estructura	desarrollo de nueva infraestructura	Señalización en los desvíos del área y calles de acceso difusión en los medios de comunicación utilización consiente y racional de los servicio
	nuevo acceso a bienes y servicios	
	provisión de servicios	
tránsito y transporte	costos	uso de vallado, cercos, etc. para impedir el acceso de personas ajenas, animales etc.
	frecuencias	señalización para seguridad de vehículos y peatones
	cambio de recorrido	establecer límites de velocidad en cercanías
	tránsito vehicular	demarcación de las señalizaciones

15 – Tablas con las medidas de mitigación.

Con esto estaremos cumpliendo los requisitos mínimos establecidos por la reglamentación (puesta en discusión pública) CIRSOC 801/19 que establece en el apartado de medio ambiente 2.3.4

Se deberá considerar el impacto de un puente y sus accesos sobre las comunidades locales, los sitios históricos, las tierras pantanosas, y otras áreas sensibles desde el punto de vista estético, ambiental y ecológico.

Se deberá garantizar el cumplimiento de las leyes nacionales y provinciales sobre el agua en especial, como así también el cumplimiento de las regulaciones referentes a la usurpación de zonas de inundación, y el respeto por el hábitat de vida silvestre. Se deberá asegurar la aplicación de los requerimientos legales respecto de los efectos de las inundaciones.

Se deberá considerar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los terraplenes y, cuando corresponda, la dinámica de los impactos de las mareas.

Los siguientes pasos detallan realización de la evaluación de impacto ambiental por parte del organismo del Estado encargado del cumplimiento y su respectiva discusión pública.



Diseño geométrico

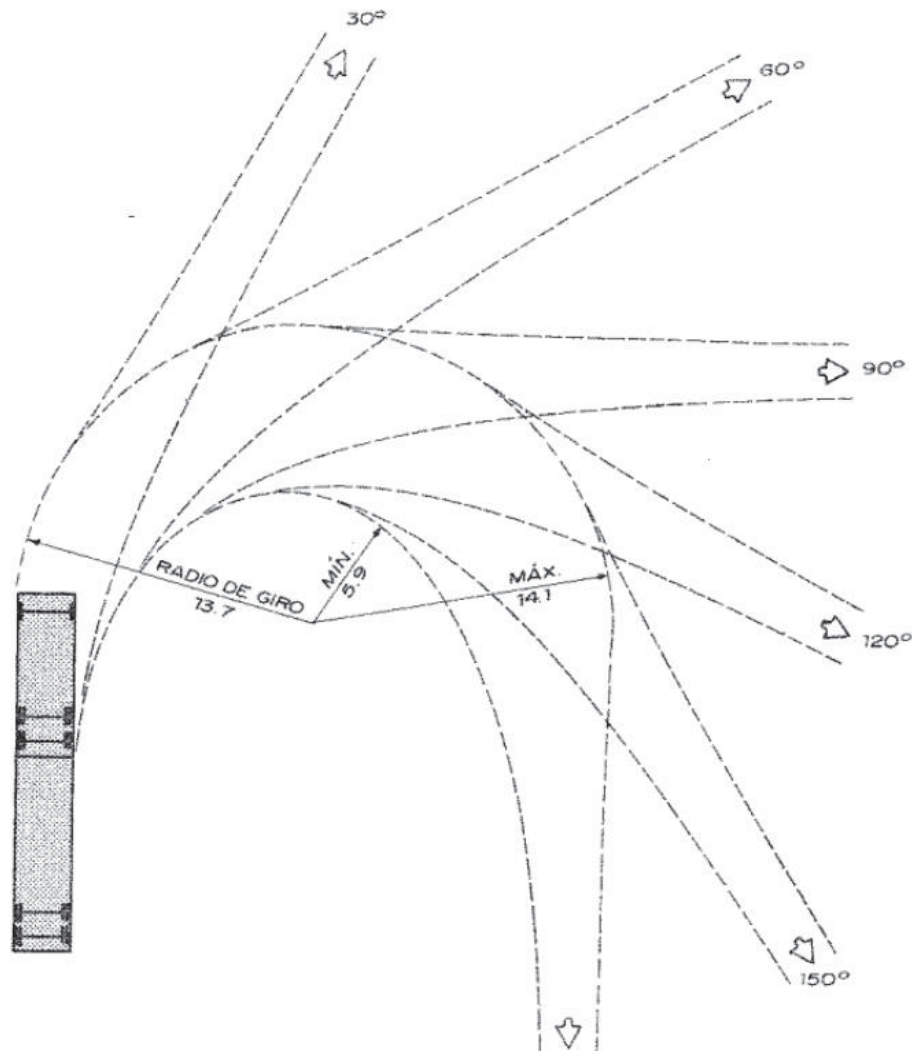
Para realizar el diseño geométrico del puente y las intercesiones consideraremos como vehículo de diseño las dimensiones y particularidades del WB-15, el cual presenta características más limitantes que el WB-18. El diseño debe respetar a todos los vehículos que pasen comúnmente sobre el puente, desde los buses, hasta las motos y bicicletas.

Para escoger el radio de giro del camión consideraremos el de 13.7 metros, ya que la maniobra más limitante que se realizará será la de girar a 90°, y como radio mínimo el de 5.9 metros.

A continuación, se colocarán las tablas extraídas del manual de AASHTO -1994 de diseño geométrico de carreteras y calles sobre las especificaciones de los vehículos de diseños.

TIPO DE VEHICULO DE DISEÑO	SIMBOLO	DIMENSIONES											
		TOTALES			SALIENTES		VARIAS (ver al pie)						
		Altura	Ancho	Longitud	Frente	Atrás	WB ₁	WB ₂	S	T	WB ₃	WB ₄	
Vehículo de pasajeros	P	1.3	2.1	5.8	0.9	1.5	3.4						
Camión de unidad única	SU	4.1	2.6	9.1	1.2	1.8	6.1						
Bus de unidad única	BUS	4.1	2.6	12.1	2.1	2.4	7.6						
Bus articulado	A-BUS	3.2	2.6	18.3	2.6	2.9	5.5		1.2 ^a	6.1 ^a			
COMBINACIÓN DE CAMIONES													
Semirremolque intermedio	WB-12	4.1	2.6	15.2	1.2	1.8	4.0	8.2					
Semirremolque grande	WB-15	4.1	2.6	16.7	0.9	0.6	6.1	9.1					
Semirremolque-remolque completo Doble fondo	WB-18	4.1	2.6	19.9	0.6	0.9	3.0	6.1	1.2 ^b	1.6 ^b	6.4		
Semirremolque interestatal	WB-19 ^a	4.1	2.6	21.0	1.2	0.9	6.1	12.8					
Semirremolque interestatal	WB-20 ^{a*}	4.1	2.6	22.5	1.2	0.9	6.1	14.3					
Semirremolque triple	WB-29	4.1	2.6	31.0	0.8	1.0	4.1	6.3	1.0 ^d	1.8 ^d	6.6	6.6	
Semirremolque Doble Turnpyke	WB-35	4.1	2.6	35.9	0.6	0.6	6.7	12.2	0.6 ^c	1.8 ^c	13.4		

16 – Tablas con las características de los vehículos de diseño AASHTO.



17 - Radios de giro máximos y mínimos del camión de diseño WB-15.

Los valores que se establecen son aceptables como límites debido a que se considera que todo vehículo que llega a la intersección se detendrá para realizar la maniobra de cruce.

En cuanto a la pendiente de las rampas de acceso se verá involucrada la emisión de los motores, los efectos de ruido, y el propio torque que harán que los camiones de diseño suban sin complicaciones. considerando una velocidad de subida de 40 km/h, y luego de varias normas, tomaremos el valor de una pendiente de 7%, la cual es la referida por la aashto-94 aunque otras normas permitirían de 8% o 9% debido a la baja velocidad de diseño.

*Plano en anexos.



Consideraciones actuales sobre el tráfico.

Debido a la falta de datos precisos, al no contar con estudios de tráfico en los pasos a niveles y pase de la ruta N°8, y la imprecisión por las fluctuaciones de este a causa de las restricciones tomadas desde el 20 de marzo de 2020 hasta la actualidad para combatir la pandemia del SARS-CoV-2, estas causas dificultaron la toma de una muestra representativa del tráfico en función del objetivo del proyecto, afectando negativamente al trabajo de todo proyectista.

Los métodos utilizados no serán sumamente precisos en cantidad de decimales, sino que deberán responder satisfactoriamente a los datos que tenemos y buscar la coincidencia con la precisión de la idealización utilizada.

Debido a lo expresado, tomaremos como datos de confianza los realizados por el ingeniero Ibarra José Santiago en su proyecto final "cruce vehicular a distinto nivel" en el cual se tratará de intuir valores aproximados del tránsito promedio diario (T.P.D). de cada uno de los cruces de incumbencia.

La ciudad consta de 6 pasos a nivel, algunos se encuentran lo suficientemente alejados, estos se encuentran ubicados en lugares con poca urbanización por lo que sus usos se hacen poco usuales, quedando fuera del objetivo del proyecto. El cruce que más tránsito lleva es el de la Ruta Nacional N°8, que toma el nombre de calle Ovidio Lagos, este deja de ser representativo debido al gran caudal de vehículos que conforman el tránsito de la propia ruta y no representan el tránsito urbano. Los pasos a niveles de interés serán los de la calle 3 de febrero, calle Falucho y calle Eva Perón.

Siguiendo la teoría del tránsito se presenta una variación horaria, donde el volumen difiere a lo largo de las 24 horas del día, generando comúnmente horas pico por la mañana y por la tarde.

En el trabajo consultado se tomó que el horario pico es por la noche de 20:00 horas a 21:00 horas. El estudio agrupo a los vehículos en 2 clases, automóviles y vehículos comerciales, comprendiendo el primero, vehículos de mediano y pequeño porte y el segundo a ómnibus, camiones de una sola unidad y combinaciones de tractor-remolque.

El estudio tuvo como censo los días hábiles de la semana, descartando feriados, y descarto días bajo condiciones climáticas desfavorables, los mismos se realizaron los días



28 de diciembre de 2007, 1 de febrero de 2008 y 11 de febrero de 2008 (calle 3 de febrero, calle Falucho y calle Eva Perón respectivamente).

	Peatones	Bicicletas	Motos	Autos	V. comerciales	Omnibis	Camiones
3 DE FEBRERO	30	213	326	586	49	1	18
FALUCHO	60	268	336	332	55	0	9
EVA PERON	60	162	486	442	76	6	8

18 - Resultados del censo "cruce a distinto nivel" Ibarra - 2008.

Los resultados se resumieron de la siguiente manera;

	automovil	v. comercial
3 DE FEBRERO	586	68
FALUCHO	332	64
EVA PERON	469	90

19 - Agrupación de los resultados.

Según la teoría del tránsito el comportamiento mantiene una orden, la cual sería:

	0	3	6	9	12	15	18	21	24
3 DE FEBRERO	147	81	147	513	293	293	586	367	147
FALUCHO	83	46	83	291	166	166	332	208	83
EVA PERON	118	65	118	411	235	235	469	294	118

20 - Aproximación al tránsito diario.

Al graficar los siguientes resultados se puede obtener una aproximación al comportamiento de los diferentes cruces con sus respectivos volúmenes para cada hora.

Luego de esto se podrá hacer una estimación del T.P.D realizando una suma de los valores de tránsito para cada hora;

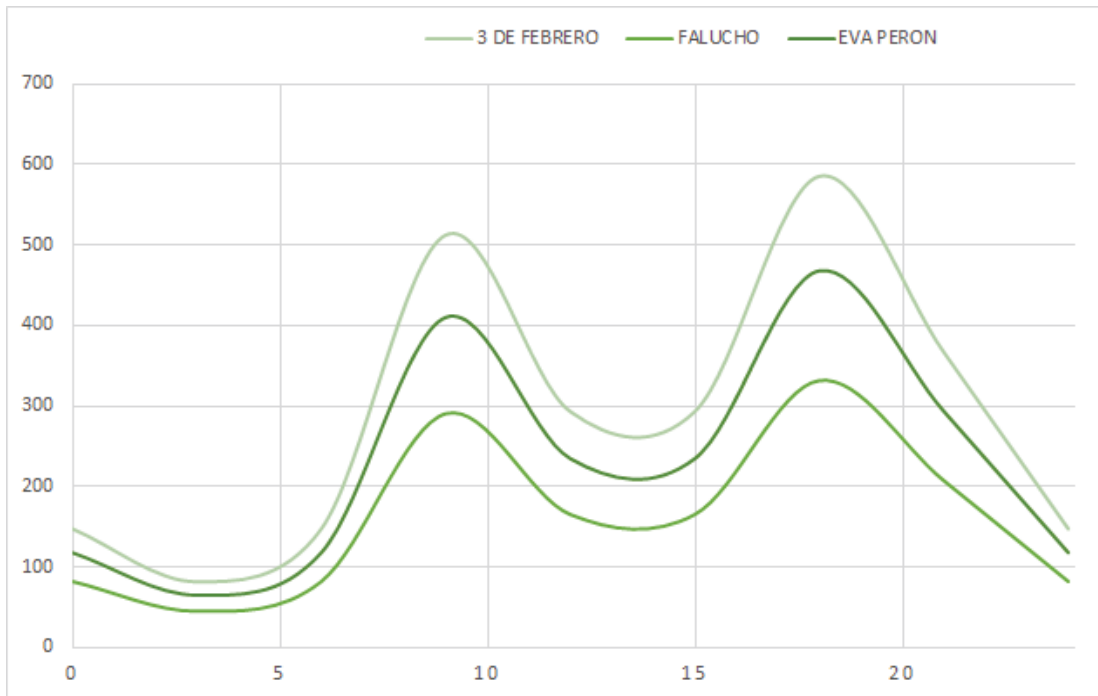
Transito promedio diario para la avenida 3 de febrero, 2574

Transito promedio diario para la avenida 3 de febrero, 1458

Transito promedio diario para la avenida 3 de febrero, 2063



Cabe aclarar que en el trabajo original no se tomó en cuenta para las estadísticas un factor de multiplicación o algún factor estadístico que contemple el error propio de la medición, incremento de población o demás sucesos.



21 - Grafica del tránsito diario.

Siguiendo con la estipulación del tránsito consideraremos que el tránsito futuro es igual a el tráfico actual más un incremento en el tráfico:

$$T_F = T_{ACTUAL} + IT$$

A su vez el tráfico actual es la suma de el tránsito existente, como en nuestro caso será una nueva vía el mismo será 0, más el tránsito atraído, el cual es el que proviene de otras vías.

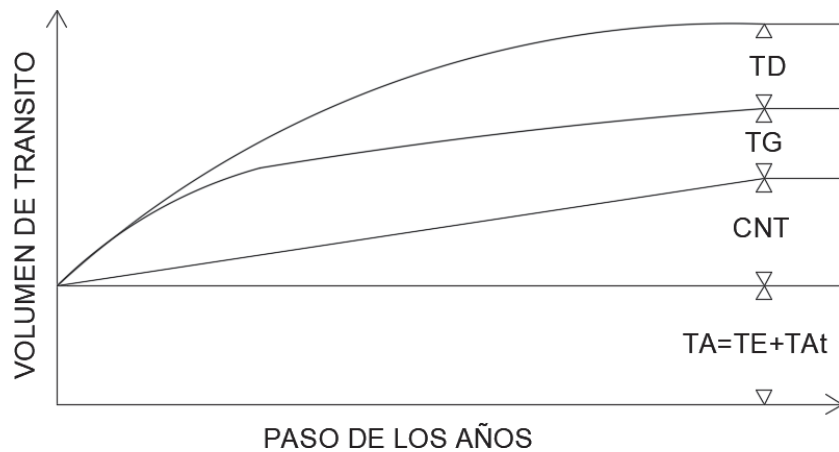
$$T_{ACTUAL} = T_{EXISTENTE} + T_{ATRAIDO}$$

Por lo que este tráfico atraído será dependiente de las condiciones actuales, destino y días influyentes de la traza, además de la capacidad y volúmenes de las carreteras existentes

Por otra parte, el incremento de tráfico es igual a el crecimiento normal del tránsito más el tránsito generado (viajes vehiculares diferentes al transporte público que no se realizarían si no se construye la nueva carretera) más el tránsito desarrollado (incremento de tránsito debido a las mejoras del terreno)



$$IT = CNT + T_G + T_D$$



22 - Comportamiento del tránsito teórico

$$T_F = (1 + (t_{at} + t_d)) * t_a * (1 + t_v)^n$$

T_F = tránsito futuro

t_{at} = tasa de tránsito atraído

t_a = tránsito actual

t_d = tasa de tránsito desarrollado

t_v = tasa de tránsito normal

n = período de proyecto

Resumiendo, los resultados tenemos que el tránsito futuro será el tránsito actual multiplicado un valor de 2.32

$$T_F = 2.32 * t_a$$

También se utilizaron para los aforos herramientas tecnológicas como métodos comparativos, ya que estas no tienen una precisión normalizada.



Consideraciones sobre los perfiles geológicos y geográficos.

El sector de estudios, presenta un suelo liviano, oscuro, profundo y bien drenado, ubicado en la llanura chaco-pampeana, desarrollándose sobre depósitos areno-loessicos cercano a arenas-limosos presenta un relieve chato y casi monótono, correspondiente al modelamiento eólico pos pampeano el cual se ve interrumpido por suaves y tendidas ondulaciones, que forman cuencas aisladas ocupadas por lagunas y esteros de difícil desagüe y escurrimiento. Estas áreas de modelamiento eólico se caracterizan por tener en su relieve una serie de lomadas cuyo rumbo general es NO-SE.



23 - Mapa geológico de la zona aledaña a la ciudad de Venado Tuerto.

Se aprecia que en la ciudad de venado tuerto Depósitos loésicos P3EI (pampeano, Fm. Tezanos Pinto y equivalentes)). En la zona alrededor de la ciudad se encuentran depósitos H5Fla - Depósitos fluviales limo arcillosos, P3EaI - Depósitos eólicos limo arenosos, y P3FAal - Depósitos aluviales areno limosos, entre otros.



Estudios para la factibilidad geotécnica

Para el análisis de una posible factibilidad, se recolecto información sobre distintos estudios de suelos realizados en el contexto de la ciudad de Venado Tuerto.

Cabe destacar que el siguiente análisis pretende tener una cierta idea del perfil estratigráfico que se puede encontrar en la localidad de Venado Tuerto, a fines del desarrollo de este proyecto es de interés, pero para un análisis verdaderamente representativo tendrían que realizarse sondeos en la zona del terreno.

Para comenzar con el análisis se pretendió tomar el número de golpes del ensayo SPT, presentados en todos los estudios. Por su propia naturaleza, éste puede presentar grandes dispersiones, no solo por las cualidades del terreno, sino que también, debido a su forma de realización, y al equipo, la energía de impacto cambiara.

Para tener un valor más representativo se considerarán los valores corregidos N60 (es decir, estipulando la energía que la maquina entrega al impacto y llevarla a una energía de entrega del 60% del ensayo original).

Sobre el ensayo:

La metodología propuesta por Flechter exhibía la ejecución de una perforación en la zona donde se analizaba el subsuelo, la cual se limpiaba por medio de inyección de agua hasta la profundidad a la que se deseaba extraer la muestra, luego se bajaba la cuchara partida enroscada al extremo de las barras de sondeo. Una vez que la cuchara llegaba al fondo de la perforación, comenzaba el ensayo de penetración propiamente dicho, materializado por medio de un dispositivo que dejaba caer libremente una maza de 140 libras (63,5 kg), desde una altura de 30" (762 mm) sobre la cabeza de golpeo de las barras de sondeo para que el saca-muestras penetrara primero 6" (15 cm). A continuación, se lo hincaba 12" (30 cm) más. Se anotaba entonces el Nº de golpes necesarios para cada 6" (15 cm) de carrera. Las primeras 6" de penetración, se denominaban "hinca de asiento". El Nº de golpes necesarios para la hinca de las restantes 12", se llamó resistencia normal a penetración (N). Una vez finalizada la hinca, se extraía la muestra, abriendo longitudinalmente la cuchara, se la colocaba en un recipiente hermético y se la etiquetaba indicando: Obra, Nº de sondeo, Nº de muestra, profundidad y el valor (N). En todo momento las muestras debían estar al resguardo de heladas o el sol hasta su llegada al laboratorio para la determinación de los parámetros correspondientes.



Hay que tener en cuenta que el saca-muestras tiene una estrecha relación con la alteración de la muestra durante su extracción. El SPT es un método dinámico de exploración del subsuelo, se hinca un saca-muestras por golpes sucesivos de un martinete, que provocan una gran alteración del subsuelo. Es muy pertinente la expresión de Terzaghi “Sería muy extraño que este brutal tratamiento del subsuelo, no tuviera influencia en la estructura del mismo”. Es por ello que las muestras de un ensayo SPT según la normativa CIRSOC 401 se la considera de tipo 3 o 4. Aunque en la práctica es muy común la utilización de las muestras extraídas por la cuchara para la utilización de otros ensayos.

Calidad	Propiedades que pueden ser determinadas de manera confiable
Clase 1	Clasificación, humedad natural, pesos unitarios, parámetros de resistencia, rigidez y consolidación
Clase 2	Clasificación, humedad natural y pesos unitarios
Clase 3	Clasificación y humedad natural
Clase 4	Clasificación
Clase 5	Ninguna. Únicamente para determinar la secuencia estratigráfica

24 -Tabla extraída del reglamento argentino CIRSOC 401.

Para la obtención de datos más representativos se unificaron todos los ensayos a una misma energía de entrega del 60%.

$$N_{60} = N * \frac{ER}{60\% * 475J} (Ec * Ei * Ed * Es) * CN$$

N_{60} = energía que llega a la cabeza de golpeo cuando $ER = 60\%$.

N = Resistencia a penetración obtenida según el método de investigación local.

ER = Relación de energía a la barra.

Ec = Relación de energía debido al peso de la cabeza de golpeo.



E_i = Relación de energía por reflexión de la onda de compresión en las barras.

E_d = Relación de energía que contempla el diámetro de la perforación.

E_s = Relación de energía que tiene en cuenta el diámetro interno del caño saca-muestras.

CN= efecto de la sobrecarga de terreno.

Algunas de estas no se tuvieron en cuentas debido a falta de resultados, y otras correlaciones que se descartaron como la de nivel freáticos ya que no aportaban a esta comparación.

Las correlaciones de ER de los distintos ensayos se pudieron realizar debido a que se describía el tipo de máquina, la longitud de caída del martillo, el peso del martillo, donde se corrigieron a una energía de entrega teórica de 475j con una eficiencia del 60%

$$m * g * h = 475J \quad \rightarrow \quad \frac{ER}{60\% * 475J}$$

Mientras que la eficiencia se consideró según el tipo de maquina utilizada. Cabe destacar que no es lo mismo que se haga deslizar una soga mediante una doble polea y que un martillo de caída libre.

Una vez realizado todas las correlaciones de los ensayos se precede a realizar un análisis de cómo es la variación entre sondeos.

Para arrancar se analizará la dispersión promedio de los sondeos de cada terreno, y una dispersión máxima.

- El estudio N°1 presenta un promedio de dispersión 1.42 y una dispersión máxima de 1.65
- El estudio N°2 presenta un promedio de dispersión 1.94 y una dispersión máxima de 3
- El estudio N°3 presenta un promedio de dispersión 1.94 y una dispersión máxima de 3
- El estudio N°4 presenta un promedio de dispersión 1.39 y una dispersión máxima de 2.77



- El estudio N°5 presenta un promedio de dispersión 1.07 y una dispersión máxima de 1.16
- El estudio N°6 presenta un promedio de dispersión 1.96 y una dispersión máxima de 4.0
- El estudio N°7 presenta un promedio de dispersión 2.49 y una dispersión máxima de 4.5
- El estudio N°8 presenta un promedio de dispersión 2.19 y una dispersión máxima de 4.1
- El estudio N°9 presenta un promedio de dispersión 1.24 y una dispersión máxima de 3.5
- El estudio N°10 presenta un promedio de dispersión 1.02 y una dispersión máxima de 2.52
- El estudio N°11 presenta un promedio de dispersión 2.45 y una dispersión máxima de 3.4

Ahora si consideramos a todos los sondeos y calculamos las dispersiones a una misma profundidad tendremos que la dispersión promedio es de 4.6 con dispersiones máximas de 8.7, siendo bastante dispar a las de cada ensayo.

Debido a la disparidad de considerar el sondeo como un mismo estudio se procedió a introducir los ensayos en un programa, a fin de simular la estratigrafía del terreno, introduciendo tanto las características del terreno como el número de golpes SPT, y así tratar de obtener resultados más representativos que el que se puede estipular de considerar los sondeos como un solo ensayo.

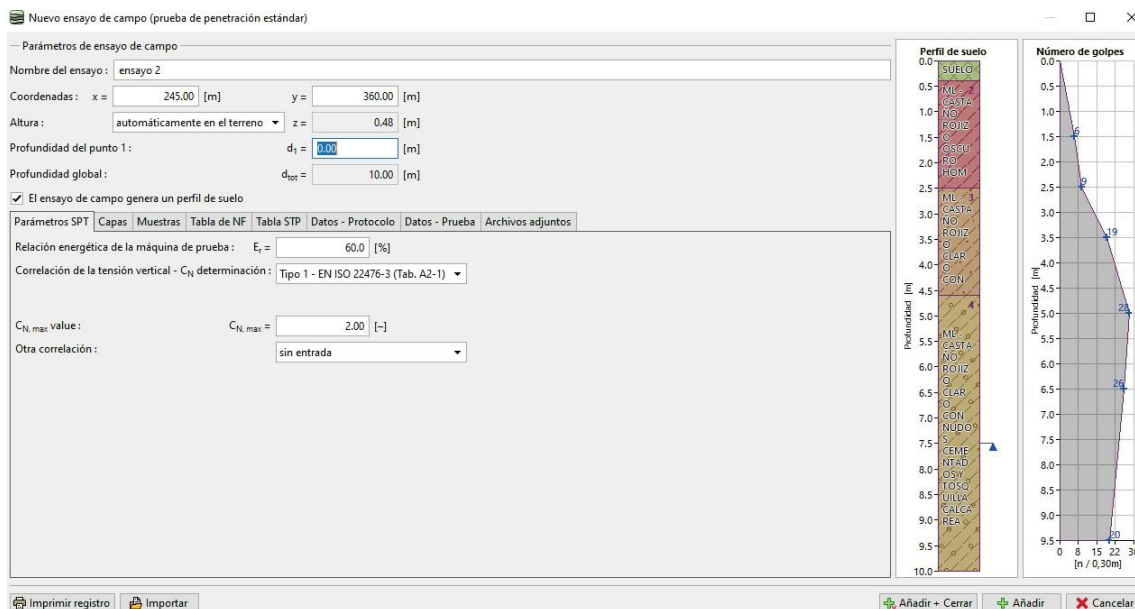
El programa que se utilizó es el GEO 5, de fine software, se procederá a considerar los ensayos que se encuentren a 1000 metros de la obra. Ya que si se tienen en cuenta estos ensayos la curva de tendencia es más exacta y las dispersiones menores. Además, que el programa correrá de forma as fluida

Se comenzará ingresando los datos al programa, entre ellos las coordenadas del terreno en donde se emplazará la obra, y su variación de altura. Debido a que los datos obtenidos fueron proporcionados por el municipio, y corresponden a la altura del cordón, se considerara el 0 de la obra a la altura que figura menos 15cm.



Una vez ingresado, se colocarán las coordenadas de los distintos sondeos previamente medidos. En total se colocaron 13 sondeos correspondiente a 5 ensayos distintos.

Para la corrección de confinamiento se introducirá un valor máximo de 2, el resto de las relaciones fueron introducidas anteriormente.

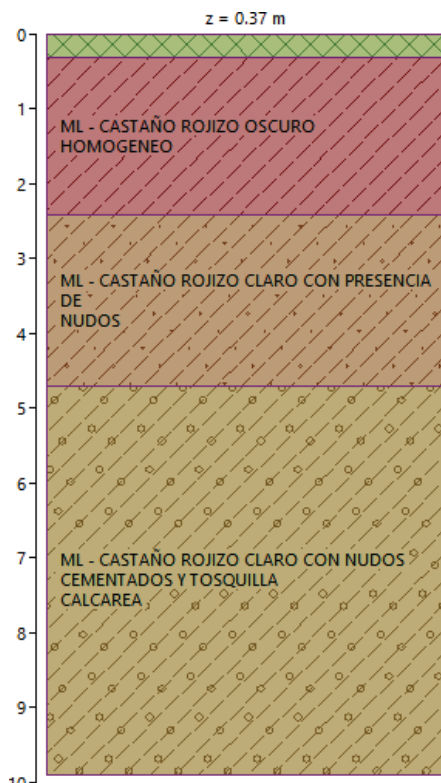


5-Introducción de los sondeos en el soft.

Como podemos apreciar en la imagen anterior, el procedimiento del ingreso de los datos es repetitivo.

1. se procede a cargar los distintos parámetros.
2. se introducen las capas con su respectivos espesores y parámetros
3. se agregan las muestras y la profundidad a las cuales se obtuvieron
4. se agrega el nivel freático
5. se adjuntan los números de golpe y su respectiva profundidad
6. se pueden adjuntar datos extras, pero no se procedió en este caso.

Una vez ingresado todos los sondeos podemos ver el perfil en cualquier sector. En un corte transversal, puntual o tridimensional, ya que el programa realiza la interpolación con los datos obtenidos.



26 - Perfil resultante para la zona de estudio (geo 5)

Debido a que no se tiene un “punto de anclaje” al terreno en el sector de interés, es bastante inexacto considerar un perfil transversal, pero con los datos que se tiene es la manera más exacta de estimar como es el terreno a trabajar.



Consideraciones sobre el nivel de las napas

En función al anacronismo que presentan los distintos estudios geotécnicos recogidos, y a la recurrente variación del nivel freático, se cometería un error si se interpolase entre las alturas de napas entregadas por los mismos, por ello se decidió descartar estos datos y tomar como referencia los valores que da el laboratorio de medio ambiente de la Universidad Tecnológica Nacional, regional Venado Tuerto.



27 - Ejemplo de las mediciones elaboradas por el lab. de medios ambiente

Cabe destacar que la medición de los freáticos es bastante reciente, de los cuales no hay datos antiguos, por lo que los registros están bastantes acotados, un ejemplo de esto es comparar uno de los estudios de suelo obtenidos, próximo al freáticos de



referencia en la plaza San Martín, si comparamos los resultados la diferencia entre el año 2017 (año que las napas estuvieron significativamente altas) y las que se nota en el último registro son casi 2 metros. Por lo que los datos de referencia pueden ser variables.

Si bien no hay un freatómetro en el lugar de la obra, lo que se podrá realizar es tomamos como referencia a el freatómetro del ferrocarril y el de E.B. Central, hay que tener en cuenta que el lugar de la obra es un punto bajo del terreno, si bien las napas son independientes a la altura, esto es importante aclararlo.

Es claro ver que para la realización de un pase subterráneo la obra quedaría por debajo del nivel freático. Haciendo esta tipología complicada de concretar.



Efectos sísmicos

La ciudad de Venado Tuerto se encuentra en zona sísmica "0", eso no significa que es una zona libre de sismo, sino que la peligrosidad es muy reducida. Con una aceleración máxima de 0,04 g.

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPUBLICA ARGENTINA		
ZONA	PELIGROSIDAD SÍSMICA	ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO
0	MUY REDUCIDA	0,04 g
1	REDUCIDA	0,10 g
2	MODERADA	0,18 g
3	ELEVADA	0,25 g
4	MUY ELEVADA	0,35 g

28 - Extracto de zonificación sísmica CIRSOC 103.

A los fines del diseño sismo resistente, las construcciones se agrupan de acuerdo con sus funciones y con la trascendencia que puedan tener eventuales daños o colapsos de las mismas en caso de ocurrencia de sismos. Para ello se define un factor de riesgo para valorar las acciones sísmicas. Podemos remarcar el *Grupo A₀* construcciones, instalaciones y equipamientos que cumplen funciones esenciales, o bien el colapso total o parcial podría producir efectos catastróficos sobre importantes sectores de la población. Son construcciones cuyas estructuras, instalaciones, equipamientos y accesibilidad deben mantenerse en funcionamiento luego de ocurrido un terremoto destructivo, por otro lado, el *Grupo A* las cuales son construcciones o instalaciones cuyo colapso tiene gran repercusión debido a la ocupación o el uso. Construcciones cuyo contenido es de gran valor o de gran importancia pública. Construcciones de uso público de más de 300m² también se encuentran en este grupo construcciones de importancia pública no incluidas en el *Grupo A₀* obras de infraestructura en general que afecten a áreas pobladas por más de 10000 habitantes.

Si bien la clasificación puede presentar un debate sobre a qué grupo pertenece la obra, Debido a que el puente pasara sobre el edificio que actualmente funciona el consejo deliberante de la ciudad y debido a la importancia operativa del mismo, el cual forma parte de la arteria principal de la ciudad se considerará que el criterio correcto será tomar



a la obra como del *Grupo A_o*, por ella, como establece el reglamento se deberá aplicar las condiciones del mismo.

Para la determinación de las acciones sísmicas de diseño, el sitio del emplazamiento se clasifica en seis categorías según las características de los suelos comprendidos en una profundidad de 30m desde la superficie de terreno natural. Esto es un inconveniente dado que no se presentan estudios de suelo hasta dicho punto.

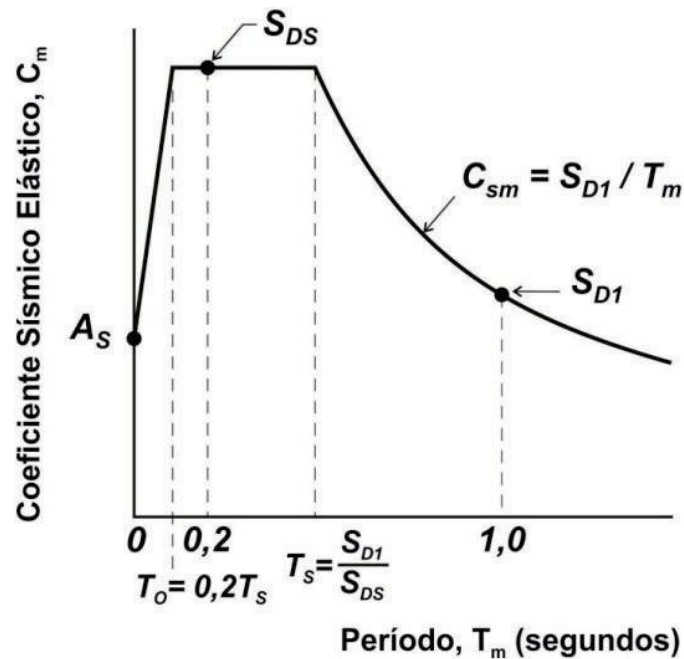
El reglamento permite la clasificación basada en la velocidad media de la onda de corte. Especificando que, *A los efectos de la clasificación del sitio es suficiente la evidencia geológica, la información existente de estudios preliminares o de los realizados con motivo de la construcción en estudio. Es aceptable utilizar la correlación entre la velocidad de la onda de corte y el ensayo de penetración normalizada (SPT) o la resistencia al corte no drenado.*

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravass y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
	SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

29 - Relación del ensayo SPT y la velocidad de la onda de corte.



Los métodos que podrían ser útiles para analizar al proyecto son varios, primero se deberá con las consideraciones anteriores evaluar el espectro de respuesta de diseño con un amortiguamiento del 5 %. Este espectro de diseño debe definirse usando la máxima aceleración del suelo (A_s), y las ordenadas espectrales para períodos cortos (S_{DS}) y períodos largos (S_{D1}).



29 - Espectros de respuesta sísmica de diseño.

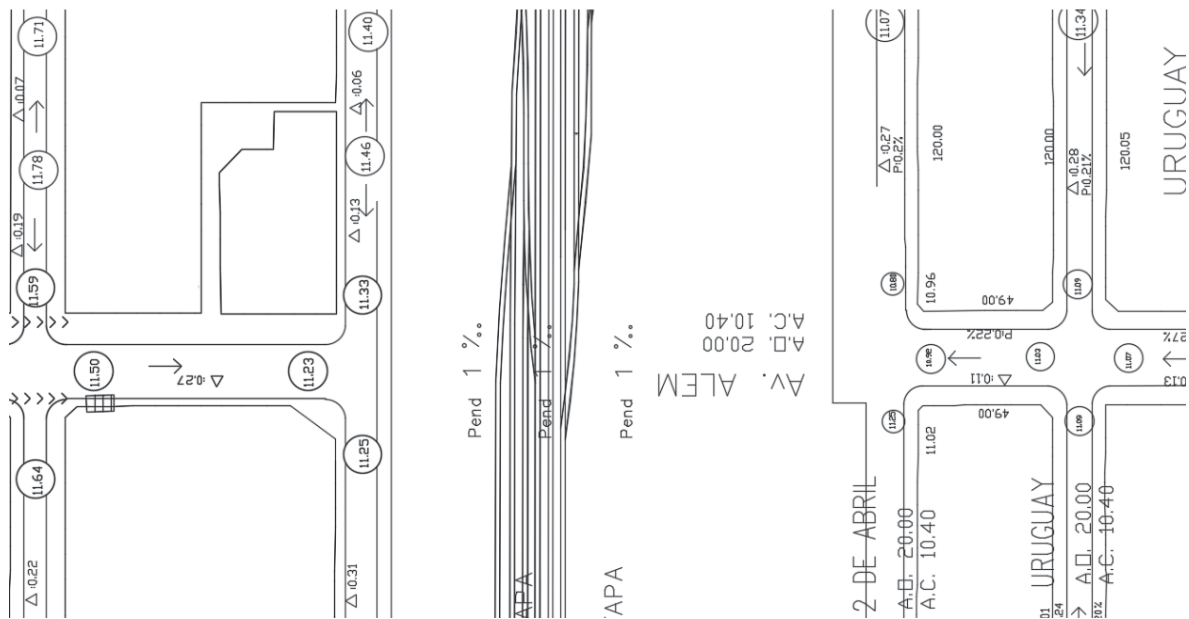
Tomando los parámetros del Espectro de Diseño para periodo de retorno de aproximadamente 1.000 años, según las especificaciones de la norma tendremos que para el tipo de sitio D la aceleración del suelo (A_s) será de 0.21, los períodos cortos (S_{DS}) serán de 0.48 y los periodos largos (S_{D1}) de 0.21.

**Estas consideraciones se toman en cuenta posterior a la jornada de difusión y discusión de la UBA (Universidad de Buenos Aires) año 2021, donde se discuten entre varios temas una replica terremoto del río de la Plata, producido el 5 de junio de 1888 y cómo afectaría a la ciudad de buenos aires considerada como "zona 0".*



Consideraciones hidrológico e hidráulico.

La zona de estudio presenta alcantarillado pluvial existe, teniendo como los puntos más bajos los aledaños a la obra, además de contar con una gran zona verde, la implantación de la obra no causara una variación significativa del caudal de diseño, ni aportara caudal a otra zona.



30 - Extracción del Plano del municipio de venado tuerto donde se aprecia las pendientes.

A nivel conceptual lo que se trata de expresar es que el hidrograma resultante del esquema actual (sin la obra) no sufre una modificación significativa con respecto al hidrograma resultante producto de la obra ya ejecutada (en funcionamiento).

La baja pendiente y la inexistencia de escorrentías hace que la socavación no sea predominante en el diseño estructural, los caudales de la escorrentía superficial tampoco se verán afectados con el paso de la obra.



Filosofía de diseño

La normativa CIRSOC 801 y la AASHTO LRFD siguen la misma filosofía para diseñar puentes, los cuales se deberán proyectar considerando los estados límite especificados a fin de lograr los objetivos relativos a la seguridad, condiciones de servicio y aspectos constructivos, agregando además las consideraciones respecto a la economía y la estética. Ambos reglamentos enfatizan los conceptos de seguridad por medio de la redundancia, la ductilidad y de la protección contra la socavación y las colisiones.

Dichos estados límites son;

- Estado límite de servicio.
- Estado límite de fatiga y fractura.
- Estado límite de resistencia.
- Estados límite correspondientes a eventos extremos.

Factores y combinaciones según CIRSOC 801

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

siendo:

- η_i el modificador de las cargas especificado en el artículo 1.3.2.
- Q_i las solicitaciones de las cargas aquí especificadas.
- γ_i los factores de carga especificados en las **Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2**.

RESISTENCIA I – Combinación de cargas básicas correspondiente al uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por la Autoridad de Aplicación o el Propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas correspondiente al puente expuesto a vientos con velocidades superiores a 25 m/s.



RESISTENCIA IV – Combinación de cargas correspondiente a relaciones muy elevadas entre los efectos provocados por las cargas permanentes y los provocados por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas correspondiente al uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 25 m/s.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye el sismo. El factor de carga para la sobrecarga en la combinación de carga del Evento Extremo I, γ_{EQ} , en general se podrá adoptar igual a cero. En proyectos específicos deberá ser fijado por la Autoridad de Aplicación.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluyen carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, crecidas de verificación, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte la carga de colisión de vehículos, CT. Los casos de crecidas de verificación no se deben combinar con BL, CV, CT o IC.

SERVICIO I – Combinación de cargas correspondiente a la operación normal del puente con un viento de 25 m/s, tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las flechas de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas, control del ancho de fisura en las estructuras de hormigón armado, y para el análisis transversal en relación a la tracción en vigas construidas por dovelas de hormigón. Esta combinación de cargas también se debe utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II – Combinación de cargas que busca controlar que en servicio y debido a la sobrecarga útil vehicular, no se produzca la fluencia en las estructuras de acero ni el deslizamiento en las uniones de deslizamiento crítico. Se aplica sólo a las estructuras de acero.

SERVICIO III – Combinación de cargas para el análisis longitudinal relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración y la tracción principal en las almas de las vigas construidas por dovelas de hormigón.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en columnas de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.



FATIGA I – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida infinita en el tiempo.

FATIGA II – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la resistencia a la fatiga frente a una carga inducida finita en el tiempo.

Ductilidad

El factor η_D relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia será:

$\eta_D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

$\eta_D = 1,00$ para diseños y detalles convencionales que cumplen con este Reglamento.

$\eta_D \geq 0,95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por este Reglamento.

Para el resto de los estados límites el factor η_D relacionado con la ductilidad debe ser $\eta_D = 1,00$ ya que todo sistema estructural de un puente debe ser dimensionado y detallado de manera tal que asegure el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límite de resistencia y los correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Redundancia

El factor η_R relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia será:

$\eta_R \geq 1,05$ para elementos no redundantes.

$\eta_R = 1,00$ para niveles convencionales de redundancia.

$\eta_R \geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia más allá de la continuidad en vigas y el uso de secciones transversales torsionalmente cerrada.



Para todos los demás estados límite $\eta_R = 1,00$

A menos que existan motivos justificados para evitarlas, se deberán utilizar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Importancia operativa

Este artículo se debe aplicar exclusivamente a los estados límite de resistencia y a los correspondientes a eventos extremos.

El factor η_I relacionado con la importancia operativa será para el estado límite de resistencia será:

$$\eta_I \geq 1,05 \quad \text{para puentes críticos o esenciales}$$

$$\eta_I = 1,00 \quad \text{para puentes típicos}$$

$$\eta_I \geq 0,95 \quad \text{para puentes relativamente de poca importancia.}$$

Para todos los demás estados límite $\eta_I = 1,00$.

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
Evento extremo II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-	-	-
Fatiga I – sólo LL, IM y CE	-	1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II – sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

31-Combinaciones de cargas y factores de cargas.



Tipo de carga, tipo de fundación, y método utilizado para calcular la fricción negativa		Factor de carga	
		Máximo	Mínimo
DC: Elementos y accesorios		1,25	0,90
DC: Resistencia <i>IV</i> solamente		1,50	0,90
DD: Fricción negativa	Pilotes, Método α Tomlinson	1,40	0,25
	Pilotes, Método λ	1,05	0,30
	Pilotes excavados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos		1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo			
• Activo		1,50	0,90
• En reposo		1,35	0,90
• AEP para muros anclados		1,35	N/A
EL: Tensiones residuales de montaje		1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo			
• Estabilidad global		1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos		1,35	0,90
• Estructura rígida enterrada		1,30	0,90
• Marcos rígidos		1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas			
○ Alcantarillas metálicas y alcantarillas de placa estructural con fondo corrugado		1,50	0,90
○ Alcantarillas termoplásticas		1,30	0,90
○ Todas las demás		1,95	0,90
ES: Sobrecarga debida al suelo		1,50	0,75

32 - Factores de carga para cargas permanentes γ_p .

Componente del puente	PS	CR, SH
Superestructura – conformada por dovelas Hormigón de la subestructura resistiendo la superestructura conformada por dovelas (ver los artículos 3.12.4. y 3.12.5.)	1,0	Ver γ_p para DC, Tabla 3.4.1-2
Hormigón de la superestructura no hecha por dovelas	1,0	1,0
Subestructura resistiendo la superestructura no hecha por dovelas		
• Utilizando I_g	0,5	0,5
• Utilizando $I_{efectivo}$	1,0	1,0
Subestructura de acero	1,0	1,0

33 - Factores de carga para cargas permanentes debido a deformaciones impuestas.

Denominación de las Cargas

Cargas Permanentes:

- CR = efectos debido al creep
- DD = fricción negativa (downdrag)
- DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales



- DW= peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
- EH = empuje horizontal del suelo
- EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.
- ES = sobrecarga de suelo
- EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno
- PS = fuerzas secundarias de postensado
- SH = contracción

Cargas Transitorias:

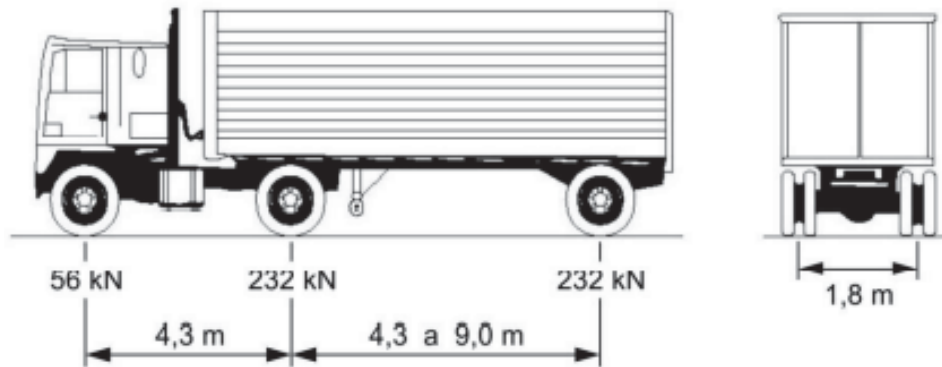
- BL = explosiones
- BR = fuerza de frenado de los vehículos
- CE = fuerza centrífuga de los vehículos
- CR = fluencia lenta
- CT = fuerza de colisión de un vehículo
- CV = fuerza de colisión de una embarcación
- EQ = sismo
- FR = fricción
- IC = carga de hielo
- IM = incremento por carga vehicular dinámica
- LL = sobrecarga vehicular
- LS = sobrecarga de la carga viva
- PL = sobrecarga peatonal
- SE = asentamiento
- TG = gradiente de temperatura
- TU = temperatura uniforme
- WA = carga hidráulica y presión del flujo de agua
- WL = viento sobre la sobrecarga
- WS = viento sobre la estructura.



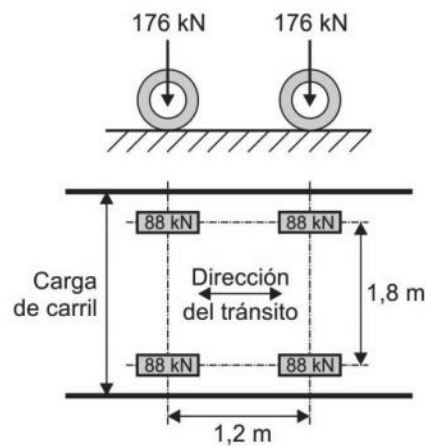
Acciones sobre la estructura

Sobrecarga vehicular de diseño

El CIRSOC 801 designa como sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales la, designada como HL-13_AR.



34 - camión de diseño HL-13_AR

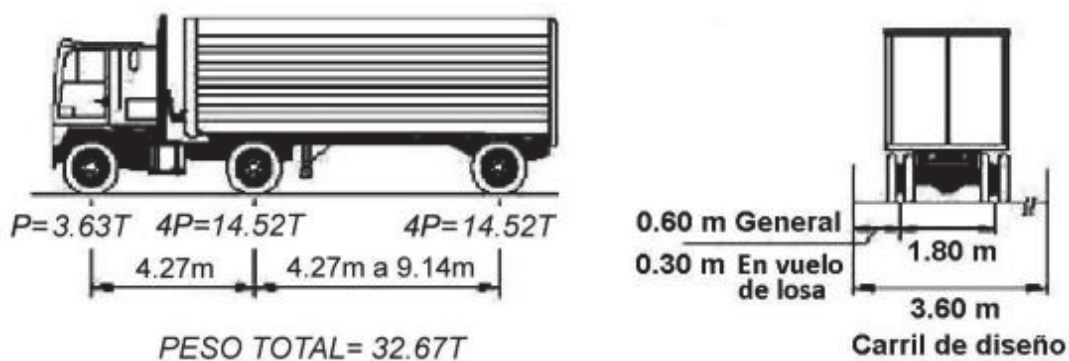


35 - Tándem de diseño HL-13_AR

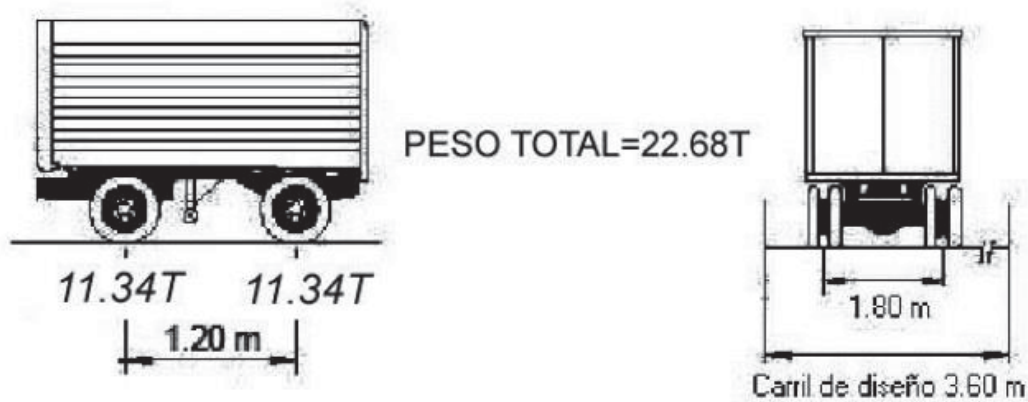
Como expresan los comentarios del CIRSOC 801, a efectos de obtener resultados que no reduzcan la fiabilidad de la red de puentes existente en la República Argentina, y a partir del análisis desarrollado por el Ing. Victorio Hernández Balat se adopta la sobrecarga vehicular de diseño de las Especificaciones AASHTO 2012, pero



incrementada en un 60%.

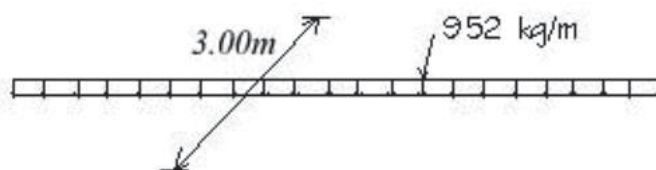


36-Camión de diseño Carga HL-93.



37

- Tándem de diseño Carga HL-93.



38

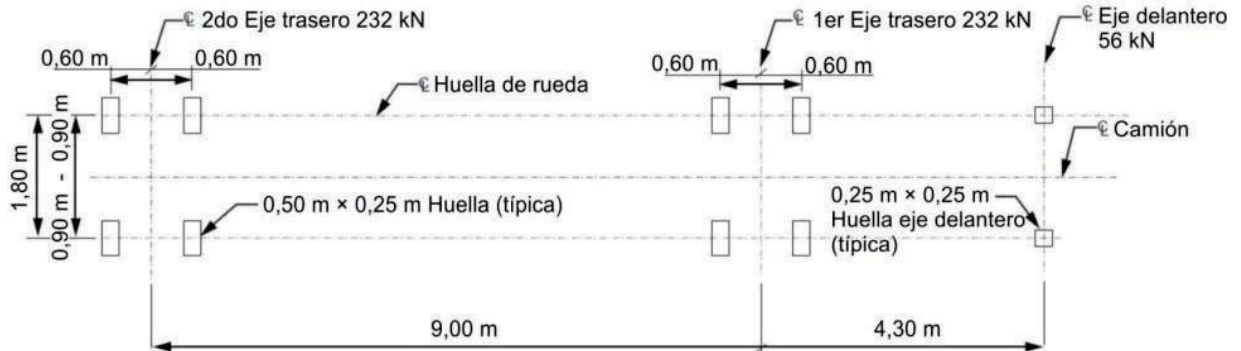
- Carga de carril de diseño HL-93.

La carga de carril de diseño considerada por la normativa CIRSOC 801 consistirá en una carga de 15 kN/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.



Diseño por fatiga

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado, pero con una separación constante de 9,0 m entre los ejes.



39 - Huella refinada del camión de diseño para el diseño.

Frecuencia

El reglamento especifica que ausencia de información más precisa, el tránsito medio diario de camiones en un único carril se deberá determinar de la siguiente manera:

$$ADTT_{SL} = p \cdot ADTT$$

$ADTT$ el número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el período de diseño.

$ADTT_{SL}$ el número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el período de diseño.

p la fracción del tránsito en un único carril, como se especifica en la siguiente Tabla.

Números de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

La distribución puede realizarse mediante métodos refinados o métodos aproximado.



Cargas peatonales

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3,60 kN/m² en todas las veredas de más de 0,60 m de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño en el carril para vehículos.

Incremento por carga dinámica: IM

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga de carril de diseño, pero los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los siguientes porcentajes;

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Límite	33%

41 - Valores de IM extraídos del CIRSOC 801.

Fuerzas centrífugas: CE

Debido a que la superficie del puente no presenta curvatura, no se debe calcular la fuerza radial.

Fuerza de frenado: BR

Para la fuerza de frenado se deberá tomar el mayor valor entre el 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño o el 5 % del camión de diseño más la carga del carril o 5 % del tándem de diseño más la carga del carril. Se supondrá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1,80 m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas.



Fuerza de colisión de un vehículo: CT

El reglamento CIRSOC 801 indica que los estribos y pilares ubicados dentro de una distancia de 9,0 m al borde de la carretera serán investigados por colisión, debiendo estar diseñados para una fuerza estática equivalente de 2600 kN, la cual se supone que puede actuar en una dirección de cero a 15° con respecto al borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de 1,50 m sobre el nivel del terreno.

Presión horizontal del viento

Tal como expresa la actual normativa argentina, y en congruencia con las demás normativas latinoamericanas Se asumirá que las presiones son provocadas por una velocidad básica del viento (VB, de 45 m/s).

Nuestra normativa expresa que, para puentes y barreras de sonido a más de 10 m sobre el nivel, la velocidad de diseño del viento se deberá ajustar con la fórmula:

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

- VDZ = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño,
- Z (km/h) V10 = velocidad del viento a 10.000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h)
- VB = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10.00 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2 y 3.8.2
- Z = altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10.000 mm
- V0 = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 1 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h)
- Z0 = longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica



Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una diferente velocidad básica de diseño del viento para las combinaciones de cargas que no involucran al viento actuando sobre la sobrecarga de la siguiente manera;

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

Donde P_B para cargas a barlovento será de 2.39 y a sotavento 1.20.

En la última edición de la AASHTO (2017) la presión del viento es calcula mediante la fórmula

$$P_z = 2.56 \times 10^{-6} V^2 K_z G C_D$$

Si calculamos las presiones y teniendo en cuenta que ninguna de las normativas es muy explícita con respecto a los puentes que se encuentran debajo de los 10 metros, a términos generales es razonable utilizar la tabla de simplificaciones para distintos ángulos de ataque que utilizan la mayoría de las normativas.

$$V_{dz} = 2.5 * V_0 * \frac{V_{10}}{V_B} * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 2.5 * 3.67 * \frac{55}{45} * \ln\left(\frac{10}{0.07}\right) 55.6 \frac{m}{s}$$

Por lo que vamos a luego ajustar los valores de $P_D = P_B * \frac{V_{dz}^2}{2025}$ creando una tabla

Ángulo de oblicuidad del viento	Reticulados, columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)
0	3,59	0,00	2,39	0,00
15	3,35	0,57	2,11	0,29
30	3,11	1,34	1,96	0,57
45	2,25	1,96	1,58	0,77
60	1,15	2,39	0,81	0,91

42 - Valores típicos de P_B extraídos del CIRSOC 801.

a continuación, la tabla resultante de los valores para reticulados;



Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
0	5.49 Kn/m ²	0.00 Kn/m ²
15	5.12 Kn/m ²	0.87 Kn/m ²
30	4.75 Kn/m ²	2.05 Kn/m ²
45	3.44 Kn/m ²	3.00 Kn/m ²
60	1.76 Kn/m ²	3.65 Kn/m ²

43 – Tablas de valores de las cargas equivalentes de viento

Cabe destacar que las anteriores son las correspondiente a las cargas de barlovento, para las cargas de sotavento se utilizaran los valores anteriores sobre 2.

Para los usuales puentes viga y puentes losa que tienen una longitud de tramo individual no mayor a 38 m y una altura máxima de 9 m por sobre el nivel del terreno o del nivel de agua, se utilizaran las siguientes cargas de viento:

- 2,39 kN/m², transversal
- 0,57 kN/m², longitudinal

Para el caso de la sub estructura las fuerzas transversales y se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 1,92 kN/m². Por lo que dará como resultado una presión de aplicación de 2.94 kN/m².

Si hay vehículos presentes, la presión de diseño del viento se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpida y móvil de 1,46 kN/m actuando normal a la calzada y a 1,80 m sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

A continuación, la tabla resultante de los valores para la sobrecarga;

Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
0	1.46 Kn/m ²	0.00 Kn/m ²
15	1.29 Kn/m ²	0.18 Kn/m ²
30	1.20 Kn/m ²	0.35 Kn/m ²
45	0.97 Kn/m ²	0.47 Kn/m ²
60	0.50 Kn/m ²	0.56 Kn/m ²

43 – Tablas de valores de las cargas equivalentes de viento con vehículos



Para los usuales puentes viga y puentes losa

- 1,46 kN/m, transversal
- 0,59 kN/m, longitudinal

Para la presión vertical del viento se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0,96 kN/m² aplicada en todo el ancho del tablero. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los Estados Límite de Resistencia III y Servicio IV,

Debido al tamaño del puente (relación entre la longitud de tramo y la profundidad menor a 30) no será necesario verificar inestabilidades Aero-elásticas.



Diseños de pavimento

Los diseños se realizaron con fines comparativos, por lo tanto, se asumen valores para las características del suelo como se puede apreciar en cada método. Resolviendo el procedimiento para el diseño de pavimentos asfálticos o flexibles por medio de la metodología AASTHO-93, la cual es una metodología empírica realizada a partir de distintos resultados del AASTHO road test llevado a cabo en Ottawa, Illinois entre los años 1958 y 1960. Lo más destacable de este método es que al igual que las tendencias modernas de los métodos de cálculos LRFD contemplan el grado de incertidumbre que se presentan mediante variables estadísticas en el diseño. Por lo que ambos métodos son congruentes en su utilización.

La incertidumbre se controlará con un determinado nivel de confiabilidad R%, el valor que se utilizará será la correspondiente a una arteria principal, en un área urbana.

Tipo de carretera	Nivel de confiabilidad R (%)	
	Urbana	Interurbana
Autopistas y carreteras importantes	85.0 – 99.9	80.0 – 99.9
Arterias principales	80.0 – 99.9	75.0 – 95.0
Colectoras	80.0 – 95.0	75.0 – 95.0
Locales	50.0 – 80.0	50.0 – 80.0

R (%)	50	70	75	80	85	90	92	94	95	98	99.99
Zr	0.000	-0.524	-0.674	-0.841	-1.037	-1.282	-1.405	-1.555	-1.645	-2.054	-3.750

44 - valores de z_r según el tipo de carretera.

Tipo de vía	Serviciabilidad final
Autopista	2.5 – 3.0
Carreteras	2.0 – 2.5
Zonas industriales	
Pavimento urbano industrial	1.5 – 2.0
Pavimento urbano secundario	1.5 – 2.0

45 - valores de serviciabilidad según el tipo de carretera.

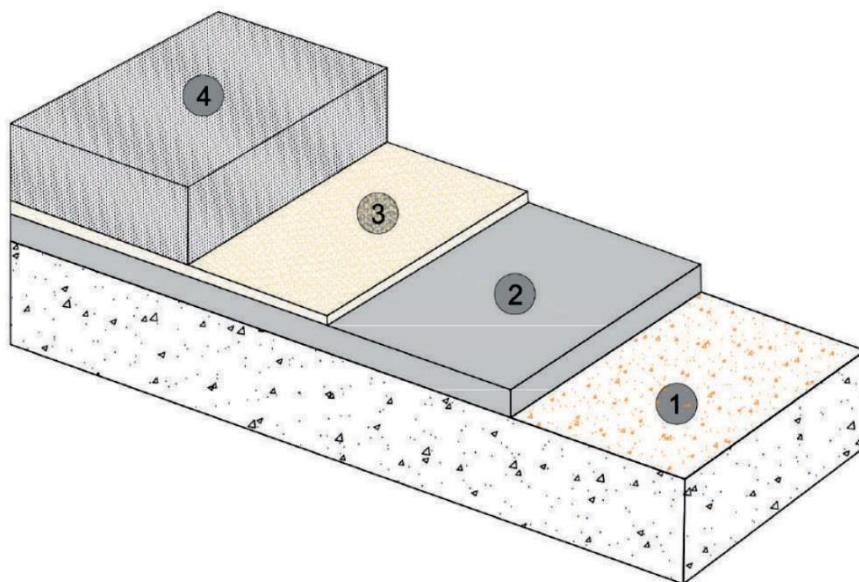
La tierra armada tendrá una resistencia la cual nos permite colocar la carpeta de rodadura sobre esta, una vez se llegue al puente su carpeta asfáltica, los textos recomiendan diseñar mezclas con otro tipo de materiales (polímeros, fibras, grano de



caucho...) que obtengan un mejor comportamiento de acuerdo a las solicitaciones (tránsito, temperatura, humedad) o tener en cuenta las especificaciones técnicas del reglamento en cuanto a la mezcla de los pavimentos para puentes y viaductos.

Todos los elementos que hacen parte integral del puente deben estar funcionando correctamente, ya que si uno de ellos presenta algún tipo de afectación de manera inmediata incide en el comportamiento de la carpeta asfáltica, donde es importante mencionar la función de las juntas, que consiste en asegurar que los movimientos totales del puente proyectados sobre las mismas se cumplan a cabalidad sin deteriorar los elementos estructurales, y de esta manera garantizar la capa de rodadura del puente para su óptimo confort. Además de la importancia en el comportamiento de la carpeta asfáltica y su interacción con los drenajes, los cuales deben ser adecuados en número y tamaño con el fin de evitar el estancamiento del agua sobre la superficie del puente.

Como se ha expresado, los puentes son estructuras expuestas a las agresiones externas, a movimientos, cargas, humedad, por ello también son altamente susceptibles a patologías, siendo una de las principales causas de esas patologías, la falta de sistemas de impermeabilización y protección. Por ello, el tablero necesitara de una impermeabilización.



46 - Representación de la impermeabilización del tablero.

Una de las maneras de realizar esta impermeabilización es colocando (1) una capa de resina de metacrilato con un catalizador, luego (2) se aplicará una membrana impermeabilizante líquida altamente elastomérica, para posteriormente colocar el tack coat, (3) la cual es una capa fina de asfalto (emulsión) que servirá de unión de (3) con la carpeta de rodadura (4).



Materiales utilizados

Los aceros utilizados para la construcción del viaducto metálico serán los correspondientes al grado 345, denominación M 270M según AASHTO o su denominación equivalente ASTM A 709M.

Si bien existen tipos de aceros de alta resistencia localmente no es común trabajarlos, esos aceros al igual que el especificado presentan las condiciones necesarias de tenacidad y ductilidad, algo imprescindible en puentes.

La resistencia a la tracción de estos aceros es de 450 MPA, y el punto mínimo de fluencia especificado será de 345 MPa. Mientras que los calibres utilizados, debido a la tecnología local se utilizarán espesores de hasta 1''.

El metal de soldadura deberá satisfacer los requisitos del Código para Soldadura de Puentes AASHTO/AWS, Los sistemas de denominación de la AWS no son consistentes. Por ejemplo, hay diferencias entre el sistema que se utiliza para designar los electrodos para soldadura por arco manual con electrodos revestidos y el sistema que se utiliza para designar las soldaduras por arco sumergido. Lo que respecta a criterios de soldadura se utilizará el código AASHTO/AWS D-1.5 bridge welding code (código de soldadura para puentes). El alcance del mismo es para aceros de menos de 100 ksi (690 MPa), para espesores mayores que 1/8'' (en caso contrario aplica para laminas el D-1.3), el código en cuestión no aplicará para perfiles tubulares. El AWS D-1.5 aplicará para los aceros grados 36 y 50.

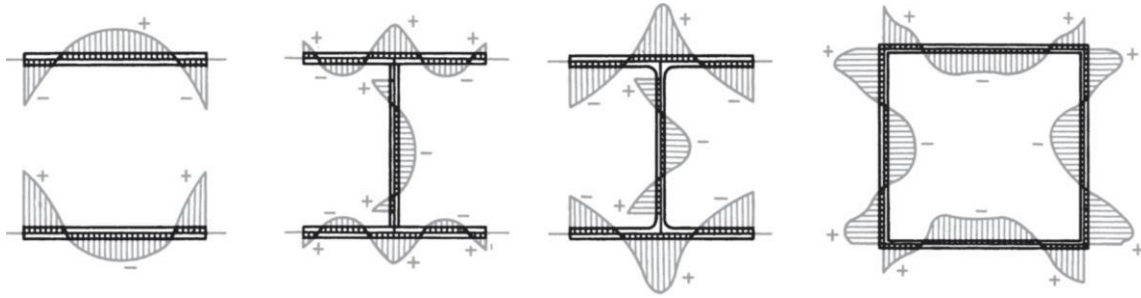
El código en cuestión se aplicará para evaluar los criterios de los miembros de fractura crítica, entendiendo a tal como todo miembro que está en tracción y el mismo es no redundante, por lo que la falla de este miembro causará que una porción del puente o todo el puente colapse.

Las arandelas deberán satisfacer la Especificación Estándar para Arandelas de Acero Endurecido, AASHTO M 293M. Las tuercas para los bulones AASHTO M 253M (ASTM 490M) deberán satisfacer los requisitos de AASHTO M 291M (ASTM 563M), Clases 10S o 10S3. Las tuercas que han de ser galvanizadas deberán ser Clase 10S con tratamiento térmico.

En el caso de puentes las tensiones residuales a diferencia de otras situaciones las cuales suelen no ser consideradas, ya que la suma de estas tensiones residuales es nula, debido a que se auto compensan, en situaciones sometidas a cargas cíclicas y situaciones de fátiga en puentes son de sumo cuidado. Debido que pueden generarse plastificaciones



locales, donde en cargas estáticas quizás no sean de mayor importancia, en cargas cíclicas pueden llevar a una rotura por fatiga.



47 - Distribución de tensiones residuales en secciones existentes en el puente.



Sistema de encofrado.

Debido a la secuencia constructiva se diseñará el encofrado de la losa con una chapa metálica plegada del tipo utilizado en los entrepisos Steel deck, el criterio del mismo será utilizar una medida de chapa tal que satisfaga los criterios de servicio en cuanto a el hormigonado de las losas como al montaje de estas.

Se deberá tener en cuenta que, en el caso de puentes, este tipo de chapas no pueden usarse como armadura de la losa debido a las acciones dinámicas. Es por eso que la losa requerirá del armado correspondiente. El artículo 9.7.4.2 de la normativa AASHTO-04 lo deja expresado “*Los encofrados de acero no se deberán considerar compuestos con una losa de hormigón.*”



48 - Ejemplo del sistema de encofrado extraído de la asociación latinoamericana del acero.

Las chapas deberán colocarse previo al montaje de la estructura, los calibres comerciales disponibles en nuestro país son del 22, 20 y 18 (0.7mm, 0.9 mm y 1.25mm respectivamente) en cuanto a la calidad de acero de las mismas, deberán reglamentarse por lo certificado conforme a la norma IRAM-IAS, siendo de uso típico lo respectivo a las calidades ZAR 250 y ZAR 275.

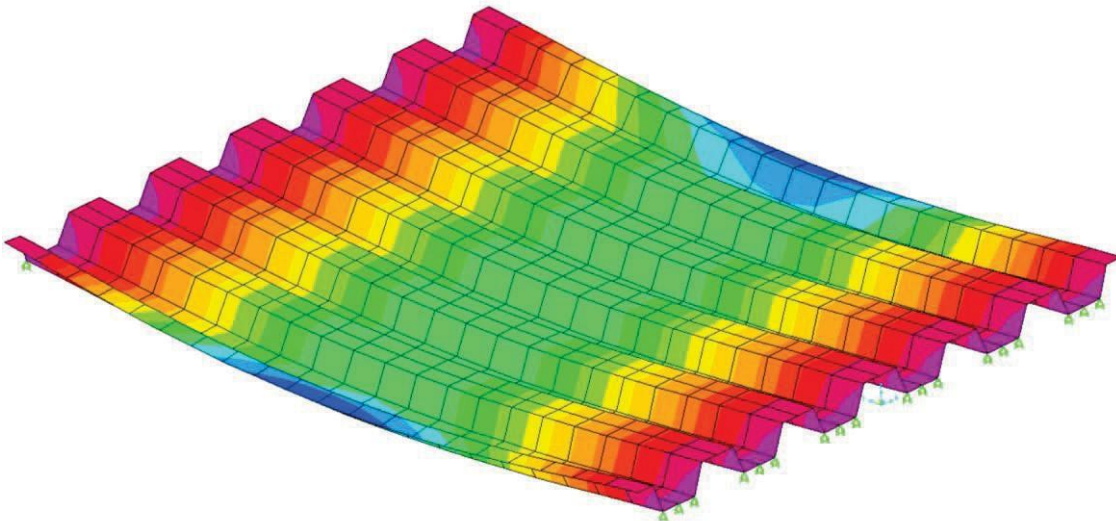
Revisando la normativa AASHTO LRFD se encuentra que para los tableros fabricados con encofrados de metal corrugado se deberá asumir que la profundidad de diseño de la losa es igual a la mínima profundidad de hormigón. Estos encofrados se deberán diseñar de manera tal que permanezcan elásticos bajo las cargas constructivas. Donde esta carga no se deberá considerar menor que el peso del encofrado y la losa de hormigón más $2,4 \times 10^{-3}$ MPa.



Como limitaciones se dispone que las tensiones de flexión debidas a las cargas constructivas no mayoradas no deberán superar 75 por ciento de la tensión de fluencia del acero.

La deformación elástica provocada por el peso propio de los encofrados, el hormigón plástico y las armaduras no deberá superar la longitud de tramo del encofrado dividida por 180, pero nunca mayor que 13 mm (Para encofrados cuya longitud de tramo es menor o igual que 3000 mm) por lo tanto para nuestro caso tendremos que la medida

El peso del hormigonado armado y las cargas posibles del montaje serán el equivalente a 750 kg/m², la chapa a utilizar será de calibre 0.9 mm ya que una chapa de menor calibre puede verse afectada ante su manipulación. Modelando con los datos anteriores se tendrá las deformadas;



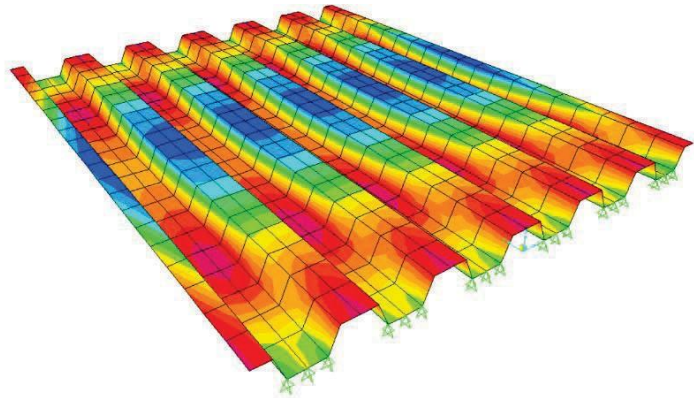
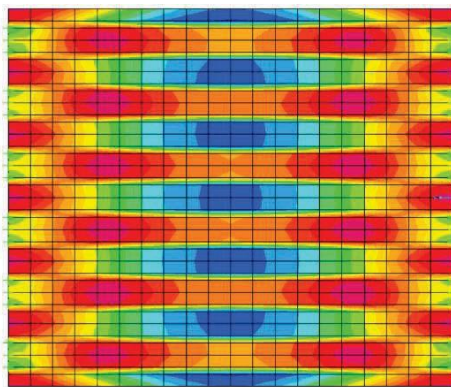
49 - Modelado de la chapa plegada bajo cargas de hormigonado.

se puede notar que se necesitara de un refuerzo o apoyo en las zonas laterales, en cuanto a las deformadas críticas producto de la envolvente de varias situaciones serán del orden de 0,8 mm las cuales quedan lo suficientemente por debajo de las deformaciones máximas admitidas como para descartar uniones en frio o cualquier mecanismo para disminuir los giros externos y por lo tanto para controlar las deformaciones.

En cuanto a las tensiones, como se ha expuesto las mismas deberán quedar controladas un 75% por debajo de las cargas de fluencia del acero, para encontrar dichas cargas se revisará el modelo de tenciones de Von Mises, el cual es sumamente indicado para nuestro caso, donde se analiza un material dúctil.



Se debe considerar lo respectivo a abolladura de los miembros, ya que el metal plegado de bajo calibre tiende a romper previo a llegar a su estado tensional máximo, aunque para nuestro caso se descarta el análisis de la teoría de Von Kármán y sus derivados, ya que se puede analizar de forma más conservadoras y así descartar dicho fenómeno, por otro lado, en algunos casos suele ser limitativo de este tipo de forjados la existencia de cargas puntuales durante el hormigonado, ya que estas pueden llegar a punzonar la chapa.



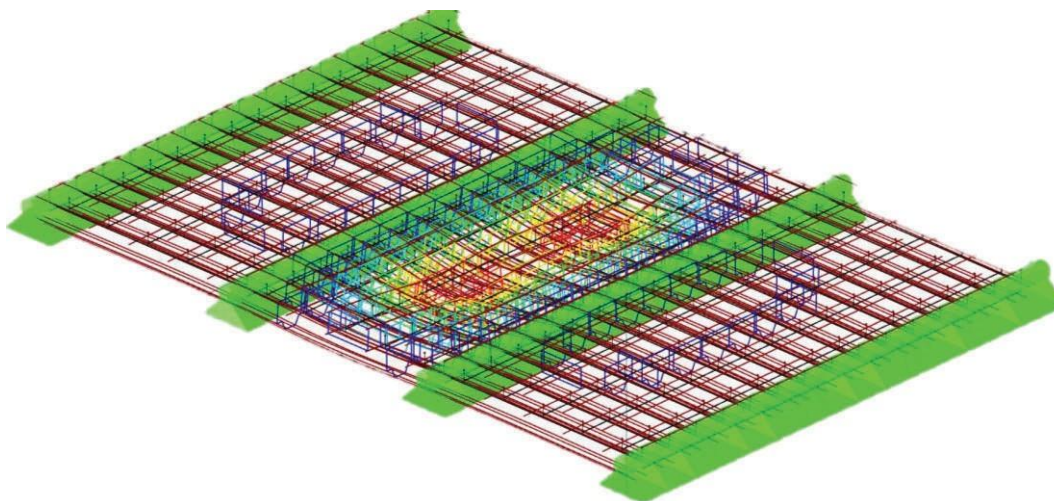
50 - Tensiones de von mises de modelo Shell



Losa del tablero mixto

La losa del puente principal será de hormigón armado. Para su análisis no se utilizarán los métodos convencionales de AASHTO, solo se utilizarán para el diseño de algunos elementos. Tomando en cuenta siempre las limitaciones de cada método, Y entendiendo que dichos métodos son simplificaciones empíricas, que serán acompañadas y remplazadas por análisis más detallados, se buscare generar una envolvente.

Luego de realizar un análisis con las respectivas envolventes veremos que las cargas sobre la losa críticas serán la correspondiente al estado de resistencia 1, cuando influye el tándem. Debido a que la luz de las mismas es de 2 metros, el estado crítico será cuando solo 1 de los ejes apoye sobre esta, a continuación, veremos un detalle de las isocargas



51 - Vista de las isocargas de la losa del tablero

En el caso de losas cuya altura es menor que $1/20$ de la longitud del tramo de diseño se debería considerar aplicar pretensado en la dirección del tramo a fin de controlar la fisuración. Esto, no es nuestro caso ya que para el diseño utilizamos una relación de entre $1/11$ y $1/12$

La altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm además de que la relación entre la longitud efectiva y la altura de diseño es menor o igual que 18,0 y mayor o igual que 6,0;

Si bien se podría aproximar la altura recomendada por la normativa AASHTO con sus métodos, esta no tiene en cuenta la rigidez en tableros de secciones que no sean

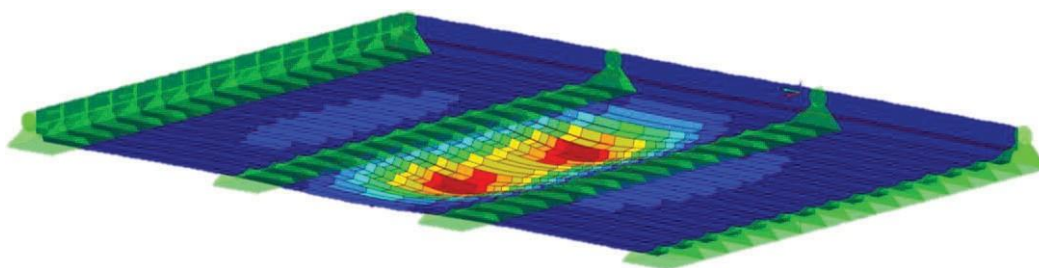


regulares, por lo que se realizara una aproximación a las inercias de las mismas, ya que la normativa expresa que para determinar el espesor del tablero (t) de la zona interna de la sección transversal del puente se podrá aplicar la expresión recomendada por las especificaciones para tableros de puentes de hormigón armado simplemente apoyados, en donde S es la distancia entre dos vigas consecutivas de la sección transversal:

$$t = 1.2 * \frac{2 + 3000}{30}$$

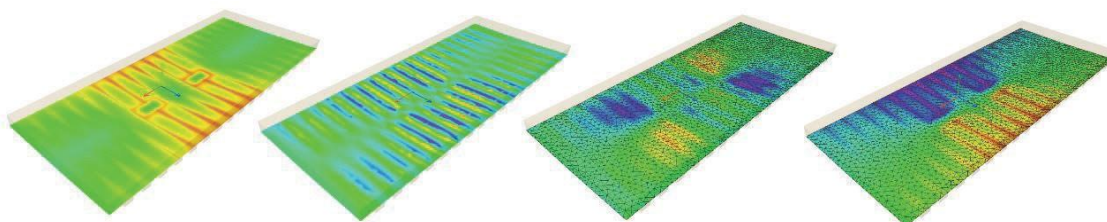
Si bien para nuestro caso la sección homogénea ideal sería de 20 cm tomaremos una altura de 18 sin considerar los nervios, ya que con ellos los cuales se encuentran distanciados 2.85 cm y tienen una altura de 75cm la inercia será favorable.

La deformada que se obtiene es muy pequeña, por lo que el análisis de realizar un emparrillado de vigas nos dará muy buenas aproximaciones.



52 - Vista inferior de las deformaciones máximas debido a la evolvente del tándem.

Realizando el análisis con el método Shell obtendremos resultados muy similares en cuanto a deformada (del orden de 0.2 mm) y tensiones, con este podemos notar algunos esfuerzos concentrados y otros estados de interés donde se podrá notar la necesidad de armadura transversal a la luz y al tráfico.



53 - Vista de los distintos resultados tensionales de interés y de la discretización.



En la imagen anterior se puede apreciar la necesidad de la utilización de armadura en todas las direcciones de los tableros de puentes.

En la parte inferior de la losa del tablero se dispondrá de armadura perpendicular a la armadura principal, a esta la llamaremos armadura de distribución y se colocara en una cantidad igual a un porcentaje de la armadura principal para momento positivo, para nuestro caso si la armadura principal es paralela al tráfico, entonces ese porcentaje será:

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{s}} \leq 50\%$$

Donde s será la Long. Del tramo efectiva en mm

En cuanto a la armadura por contracción del Hormigón Armado y Variación de Temperatura Ambiental se produce en las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura, y en el hormigón masivo estructural se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor. Por lo que se debe colocar en cada dirección en la cara expuesta del tablero cumpliendo con las siguientes condiciones:

$$A_{s_{ST}} > \frac{0.75 * b * t}{2(b + t) * f_y}$$

y

$$1.27 \text{ mm}^2/\text{mm} > A_{s_{ST}} > 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Los requisitos expresados anteriormente correspondientes a la armadura de temperatura se basan en las normas ACI 318, por lo que la cantidad de acero generalmente se determina en base al área de la sección transversal, y no en base a las dimensiones de las superficies. Cabe aclarar que los mismos son congruentes con la seguridad expresada en la AASHTO LRFD.

El refuerzo mínimo vendrá dado por la expresión

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$



$$d - \frac{a}{2} = j * d \text{ donde } j \text{ es } 0.92 \text{ para estructuras ligeramente reforzadas}$$

$$\frac{c}{d} \geq 0.42 ; a \leq 0.42 * \beta_1 * d$$

El factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que no podrá ser menor que 0,65.

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} \geq 0.03 * \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_{smin} = 0.03 * \frac{f'_c}{f_y} * b * d$$

Los cálculos y armados correspondientes se encontrarán en la sección de anexos.
En cuanto a los espaciamientos máximos estos serán el equivalente

$$s_{max} = 1.5 * t ; 0 ; s_{max} = 400mm$$

Determinación del refuerzo principal positivo

$$A_s \approx \frac{M_u}{S_{max} * d}$$

Verificación de ductilidad

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \leq 0.35 * d$$

El apareamiento de grietas en las estructuras de hormigón armado se analiza para la Combinación de Cargas 1 del Estado Límite de Servicio. Por lo que cumpliendo con todos los factores y combinaciones como lo son los factores de ductilidad, factores de redundancia y factores de importancia operativa.

Hay que aclarar que la losa de hormigón en este apartado se evalúa como un elemento aislado, lo cual es una hipótesis que no se asimila al comportamiento que tendrá en realidad, ya que el elemento *tablero*, trabajará en conjunto, por lo que, a modo de ir



desde los análisis simples a los más complejos, se realizará más adelante la evaluación del conjunto estructural.

El reglamento CIRSOC 804-1, el cual se encuentra en trámite de aprobación expresa que se ignora el hormigón en las canaletas del tablero metálico corrugado porque no hay evidencia que indique que éste contribuye de manera consistente a la resistencia del tablero. Aclarando que las armaduras no se deben apoyar directamente sobre un encofrado de metal corrugado.



Vigas transversales

El tablero estará conformado por vigas transversales al tráfico, donde las mismas trabajaran en conjunto con la losa de hormigón, a este sistema la normativa AASHTO LRFD al igual que la normativa argentina la cual se encuentra actualmente en discusión pública (CIRSOC 803 C-9) lo denominan tableros de emparrillados con vanos no llenos compuestos con una losa de hormigón armado, el cual consiste en una losa de hormigón armado que se cuela sobre y de forma compuesta con un emparrillado metálico con vanos no llenos. La acción compuesta entre la losa de hormigón y el tablero de emparrillado se deberá asegurar proveyendo conectores de corte u otros medios capaces de resistir las componentes horizontales y verticales de los cortes en las interfaces.

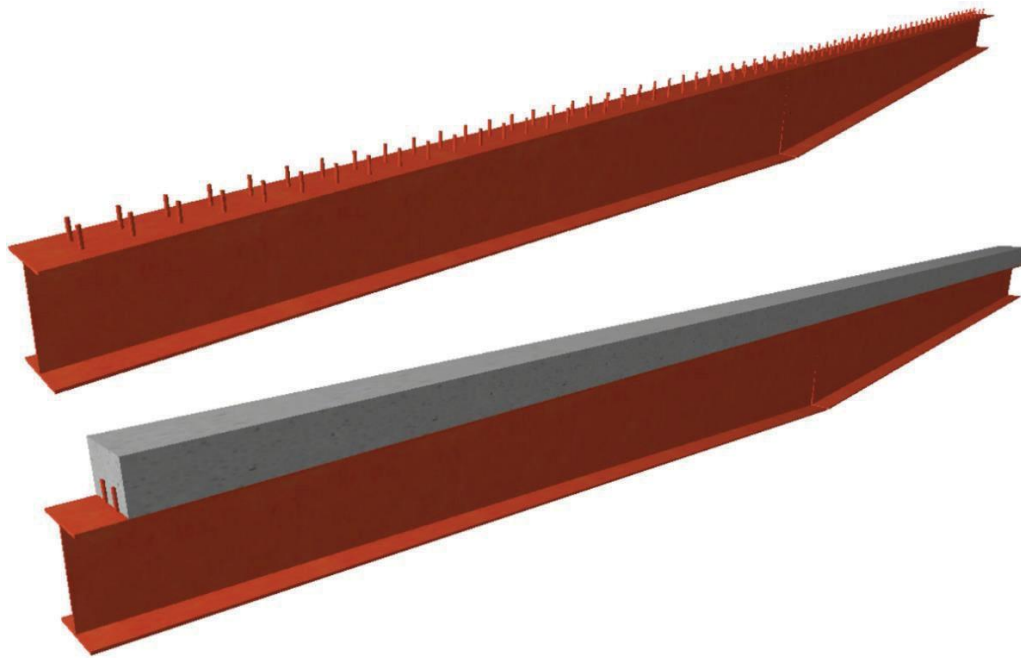
El tablero de hormigón será hormigonado in situ, para ello se deberá asumir que el peso del relleno de hormigón es soportado exclusivamente por la porción metálica del tablero. Se puede asumir que las cargas temporarias y las cargas permanentes impuestas son soportadas por las barras del emparrillado y el relleno de hormigón actuando de forma compuesta. El reglamento aclara que siempre que sea posible se debería proveer una sobrecapa estructural de 45 mm de espesor, ya que la presión de una sobrecapa estructural que trabaja de forma compuesta mejora tanto el comportamiento estructural como la transitabilidad del tablero.

Las vigas en estos casos pueden ser con secciones alveolares, secciones macizas o secciones con rigidizadores tipo diafragma, debido a la propia naturaleza de las solicitaciones que se tendrá, se optará por armar una sección *doble T* o *I* la cual estará conformada por dos chapas de un cierto calibre como alas y otra de un calibre menor de sección maciza como alma, esta alma será maciza debido a que las cargas si bien son elevadas, al no tener cargas concentradas significativas para absorber el corte, ya que el hormigón armonizara la llegada de las mismas, no se colocaran rigidizadores. Por lo que la sección deberá por sí misma garantizar seguridad ante pandeos locales.

Una manera de abordar de manera simple este problema es la idealización de una viga compuesta con una cabeza de hormigón, esta forma de evaluar el problema es sumamente conservadora y no nos da una idea de lo que sucederá en la realidad, pero si una certeza de donde arrancar a evaluar el problema. A este método uno podría realizarlo mediante la ayuda de un software modelando la sección compuesta de la viga o lo que sería lo mismo, realizando una sección genérica y cargándole los atributos de esta nueva



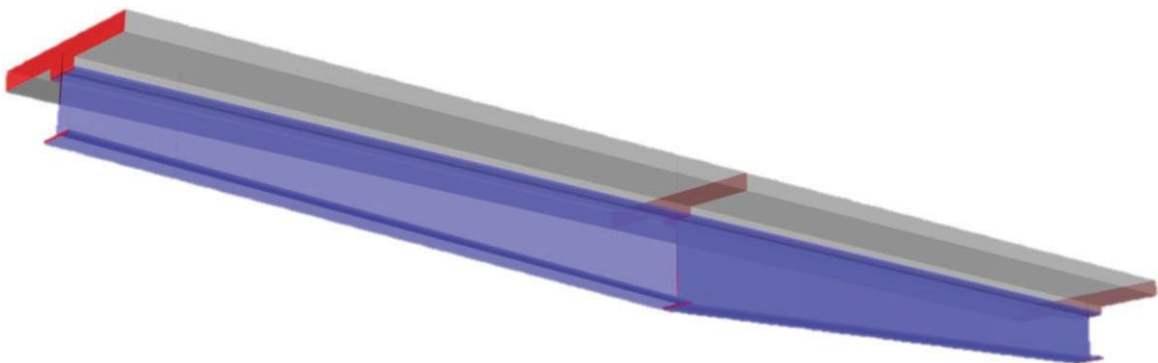
sección, método que devolverá resultados muy similares a el método de *sección homogenizada* aplicado y aprendido en la materia resistencia de materiales.



54 - *Modelado de la viga con sección compuesta y conectores de corte.*

Como se aprecia en la imagen anterior la acción compuesta entre el tablero de emparrillado y los elementos de apoyo se asegurarán utilizando conectores de corte mecánicos.

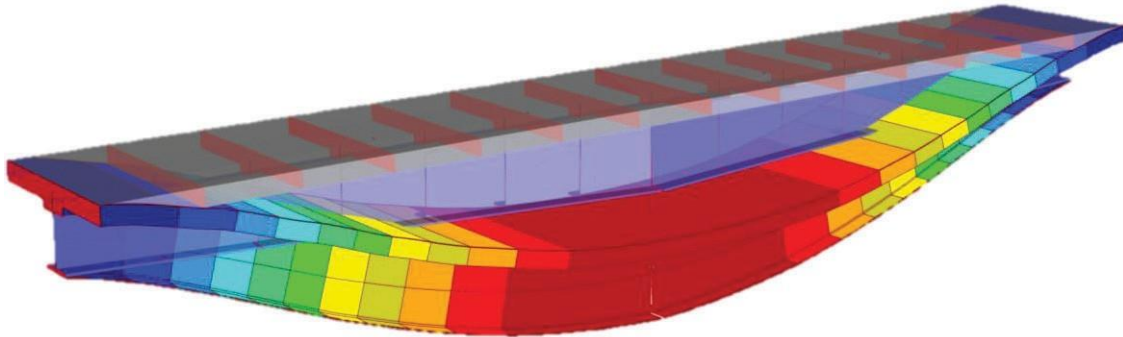
Ensayos realizados a escala real en sistemas consistentes en tableros de emparrillado con vanos parcialmente llenos y vigas longitudinales mostraron niveles significativos de acción compuesta, siendo el ancho efectivo como mínimo 12,0 veces la profundidad del tablero.



55 - *idealización de la viga y el ancho equivalente de losa que aporta al conjunto del tablero.*



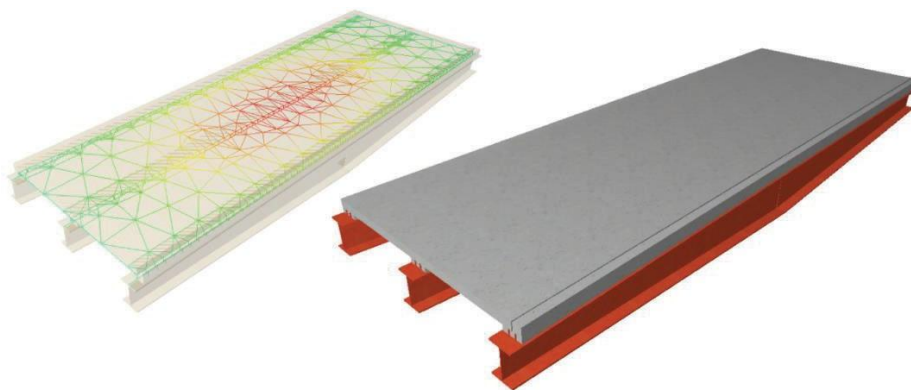
Este ensayo demuestra que bajo carga las deformaciones unitarias del tablero medidas a lo largo del ancho del tablero eran prácticamente uniformes, registrándose un resbalamiento extremadamente pequeño en la interfase tablero-viga longitudinal. Por lo que al comparar las deformada con la simplificación anterior.



56 - Deformada de la sección compuesta con ancho de 12 h.

Si bien el reglamento menciona la posibilidad de utilizar este método, el mismo presenta una serie de inconvenientes a la hora de evaluar lo que sucede con la viga fuera de plano, o con cargas excéntricas, dinámicas y de frenado, Proporcionándonos una idea de lo que sucede en el plano, en función a las limitaciones del software simulan el comportamiento dentro del estado elástico, aunque esto es sumamente aceptado, no es del todo realista. Se deberán simular las etapas constructivas, ya que cuando el hormigón comience a colaborar, la viga ya estará soportando carga, por lo que se deberá realizar un ajuste como el considerar deformaciones impuestas.

Como método alternativo podremos simular al aporte del tablero con un elemento Shell, es evidente que para este método los resultados de deformación serán menores ya que la contribución del elemento área será de significativa influencia.

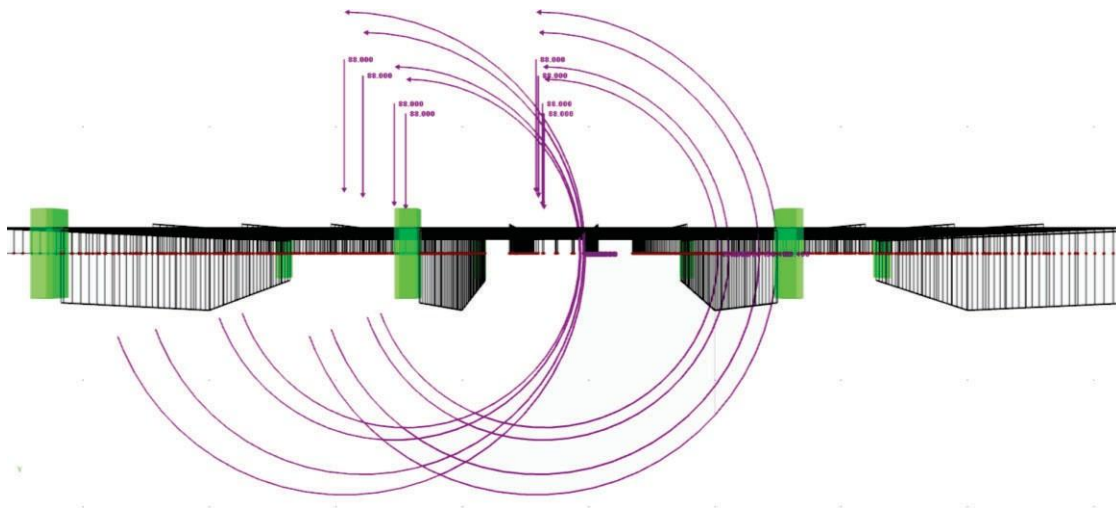


57 - Modelización con aporte del tablero en función del elemento área.



Este método permite analizar no solo las acciones en el plano, sino que también las distintas acciones fuera del plano. Hay autores que no recomiendan este método debido a que el aporte del elemento Shell genera una repartición uniforme de tensiones, no considerando cuestiones como el armado bidireccional, y sobredimensionando la rigidez torsional del elemento que simula, ya que trabajara en rango elástico, si bien hay softwares que permiten por distintos artilugios realizar estas acciones y buscar una envolvente, otra manera interesante de considerar como método comparativo de análisis, es el de generar con barras una sección equivalente, este método es muy difundido entre proyectistas, por lo que hay bastante información al respecto y el reglamento también lo considera, aclarando que *“a los fines del diseño el tablero se puede subdividir en conjuntos de vigas compuestas de hormigón/acero que se intersecan”*.

Este método, comúnmente llamado emparrillado de vigas, o emparrillado equiválete, lo que se busca es simular con barras el comportamiento del tablero, donde a cada barra se le aplicara los atributos de la sección idealizada, es un método que sigue el criterio de homogenizar secciones y evaluar la sección, hay que tener en cuenta que al simular esto se desprecia la rigidez torsional del elemento. Por lo que hay que tener en cuenta que a diferencia del otro método este es algo más conservador.



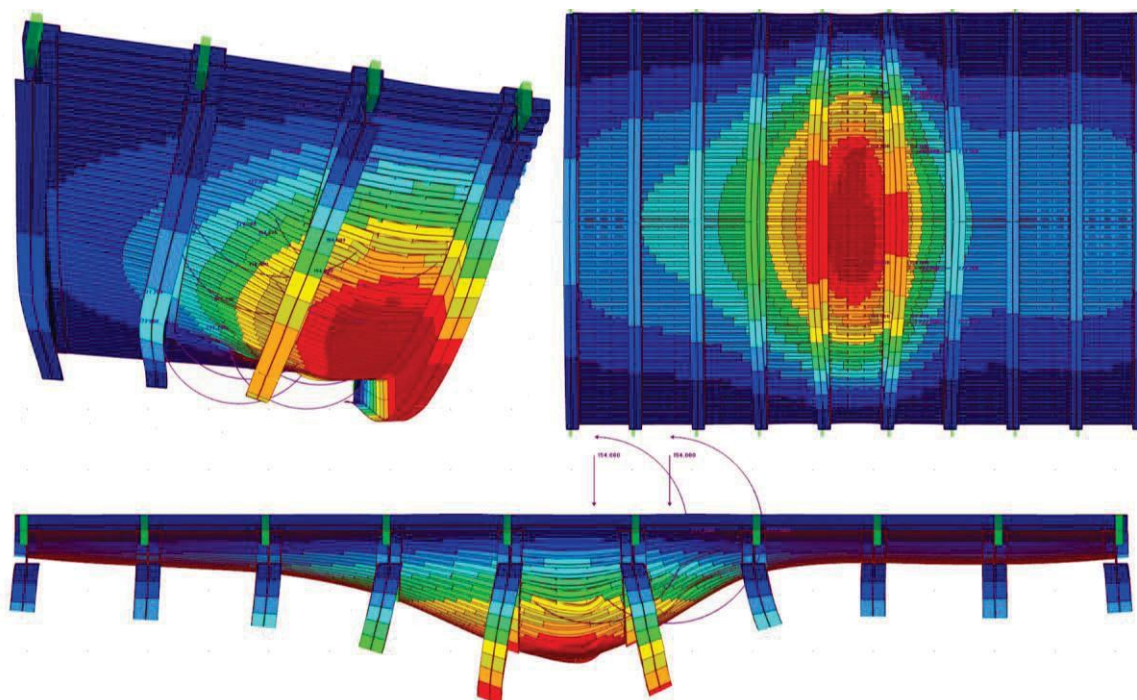
58 - Representación del emparrillado de barras equivalentes.

En la imagen superior se puede ver aplicado un momento que es el resultado de las cargas de frenado, la cual involucran a masa y su respectiva distancia debido a la elevación del peso, produciendo un momento.

La posibilidad actual de tener procesadores gráficos donde se puede ver lo que idealiza cada barra lo hace parecer un método sumamente preciso y actual, pero la realidad es que es un método sumamente difundido y que tiene un historial bastante



extenso en su utilización. Ya que nos permite ver con claridad lo que le pasa a la sección de estudio.



59 - Deformada producto de las cargas del camión de diseño y de frenado.

Se aprecia que las cargas de frenado en la estructura generan una excentricidad y arrastre, si bien el frenado no tiene la capacidad de influir como un momento, debido a la incapacidad del neumático de generar tracción en la losa. Pero si de generar una distribución excéntrica, y esa diferencia si puede ser traducida a un momento, pero su idealización no debe contener esfuerzos de tracción en el plano.

Luego de una serie de envolventes se opta por una viga de altura variable, con 55cm en los extremos y 90 cm en su centro, así tendremos la rigidez necesaria para verificar los estados límites de servicio.

También se deberá tener en cuenta la fluencia, la cual no es más que *la deformación del concreto causada por cargas sostenidas por un periodo de tiempo*. Para tener en cuenta los efectos de la fluencia, la AASHTO especifica un multiplicador para ser aplicado a la relación modular al calcular la anchura de la losa transformada (AASHTO 10.38.1.4). Un multiplicador de $k = 1$ se utiliza para carga viva. Para cargas muertas



superpuesta que actúan sobre la sección compuesta, se utiliza un multiplicador de $k = 3$. Esto tendrá el efecto de reducir la anchura de la losa transformada y reduciendo así el tamaño del módulo de sección compuesta, lo que aumentará la tensión y la deformación causada por las cargas muertas superpuestas.

En cuanto a los conectores de corte, en los primeros días de la construcción mixta, fueron diseñados bajo un enfoque estrictamente elástico. Como el cortante horizontal varía a lo largo del larguero, los conectores de cortante se espaciaron en consecuencia. Los materiales utilizados en la construcción compuesta fueron llevados a actuar como una unidad hasta su resistencia última con el objetivo general de la eliminación del deslizamiento en la interface losa-viga. Este enfoque dio lugar a un número excesivamente conservador de los conectores de cortante. La práctica actual el diseño de conectores de corte se basa en la resistencia última a la flexión de una viga compuesta. Bajo este enfoque, la fatiga puede llegar a ser el criterio de diseño.

Estos conectores de cortes nos permitirán considerar que el ala superior tiene apoyo lateral continuo. Por lo que no será necesario considerar los efectos de la flexión lateral del ala en el caso de las alas con apoyo lateral continuo traccionadas o comprimidas.

El enfoque de diseño y ecuaciones para las especificaciones AASHTO Estándar y Especificaciones LRFD son casi idénticas, excepto que, en las especificaciones estándar, cargas de servicio se utilizan para la fatiga, mientras que en las especificaciones LRFD, sólo uno camión con un factor de carga de 0,75 se utiliza para el diseño de la fatiga.

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, hace referencia que bajo niveles de carga de servicio el hormigón puede contribuir una resistencia a la tracción significativa. Reconocer este efecto beneficia considerablemente el cálculo de los rangos de tensiones de fatiga en las alas superiores en las zonas de inversión de tensiones y en las regiones en flexión negativa. Utilizando conectores de corte para asegurar la acción compuesta en estas regiones. La solicitud a considerar para diseñar a fatiga los detalles de un puente de acero será el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva. Para los elementos que trabajan a flexión que están provistos de conectores de corte en toda su longitud y que tienen un tablero de hormigón cuya armadura satisface los requisitos, el rango de tensiones debido a la sobrecarga viva se podrá calcular usando la sección compuesta a corto plazo suponiendo que el tablero de hormigón es efectivo tanto para flexión positiva como para flexión negativa.

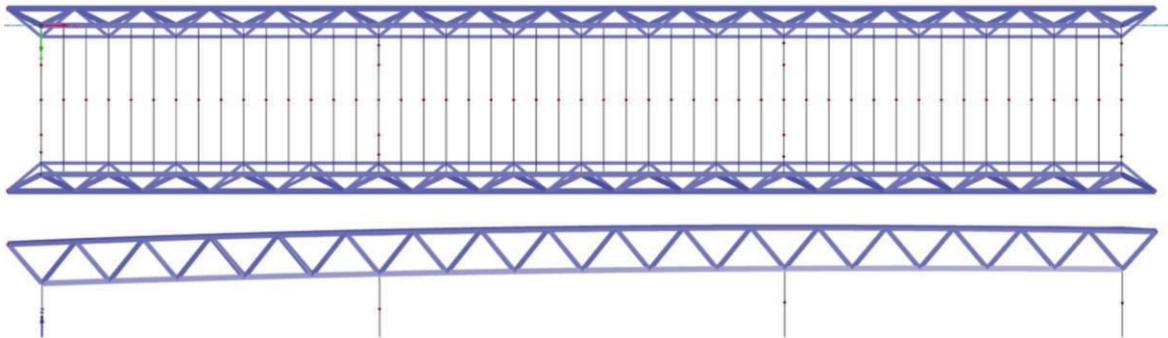


En las regiones en las cuales las cargas permanentes no mayoradas producen compresión, la fatiga se deberá considerar solamente si la tensión de compresión es menor que dos veces la máxima tensión de tracción debida a la sobrecarga viva que resulte de la combinación de cargas especificada para fatiga.



Cerchas principales

La estructura general del puente consiste en 2 grandes cercas reticuladas inclinadas, las cuales están compuestas por 2 reticulados excéntricos colocados de manera vertical y dos reticulados horizontales.



60 - Vistas lateral e inferior de las cercas principales del puente.

La idea general de esta tipología es contrastar la excentricidad de las cargas en el puente, las vigas verticales se inclinan hacia afuera contrarrestando la deformación producto del paso de las cargas, esto hace que la estructura quede más estable ante las cargas críticas. Las vigas horizontales cumplen una serie de funciones elementales, ante la estabilidad global aportaran la rigidez necesaria para evitar la colocación de armaduras encima del mismo, además de controlar el pandeo lateral de la cercha vertical.

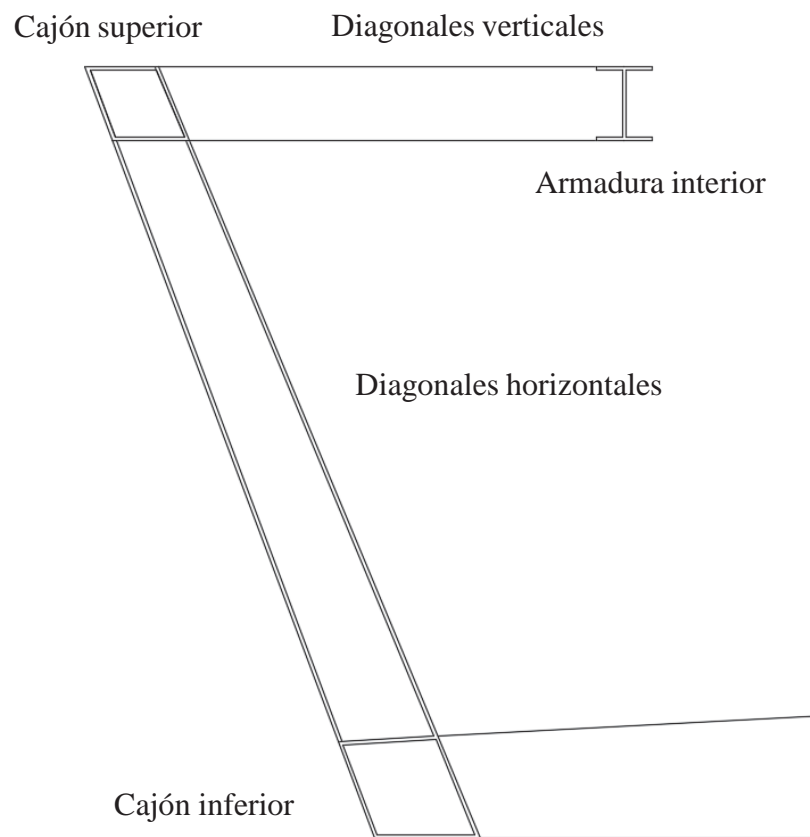


61 - Vista del modelo de cálculo de una de las vigas principales.



Las partes que constituyen la cercha las denominaremos como:

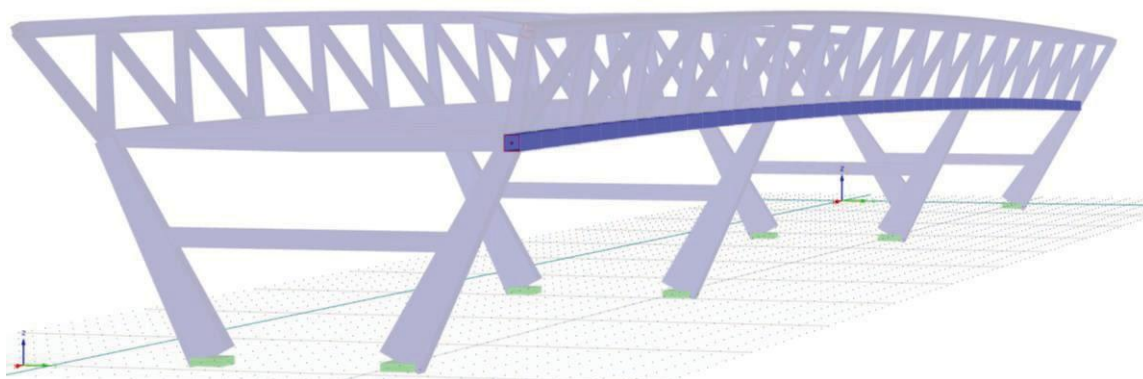
- Cajón inferior
- Cajón superior
- Diagonales
- Diagonales horizontales
- Armadura interior





Armadura inferior cercha.

La armadura inferior de la cercha está constituida por una sección cajón irregular, la misma sección será la encargada de soportar las tracciones producto del paso vehicular y peatonal y de soportar la flexión producto de las vigas del tablero las cuales apoyaran en esta.



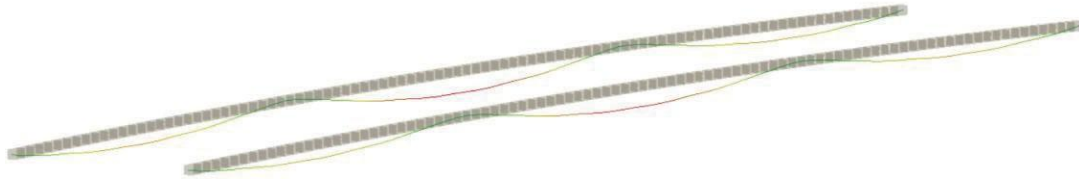
63 - Extracto del soft para análisis estructural remarcando la sección cajón.

Los análisis de la sección se realizan con una envolvente de softwares que contemplen distintas condiciones, además de un "numero manual" el cual se utilizara para ir verificando los resultados obtenidos, aunque este es complétame un valor que carece de la precisión aceptable, el cual sirve como una referencia.

La sección tendrá efectos localizados que deberán tomarse en cuanta, como la torsión que le provoca las vigas de tablero cuando flexan, las cuales tendrán un empotramiento elástico con la sección de estudio, además de los efectos localizados de corte que provocarán las mismas junto con las diagonales superiores, y la tracción y compresión de los mismos miembros.

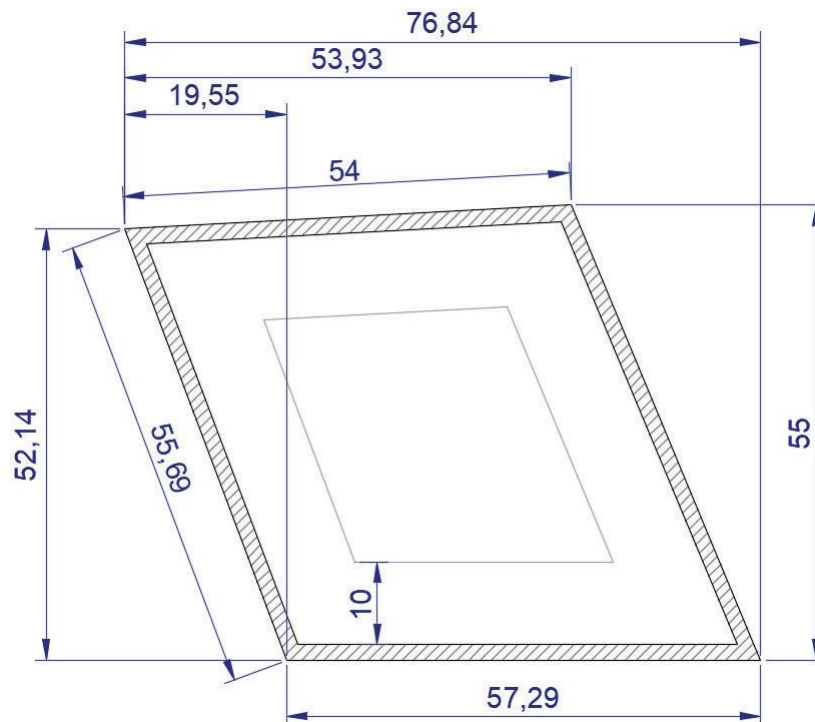
Al igual que todo elemento del puente de acero, el cual tenga tracción se deberá verificar a fatigan, la misma fue explicada anteriormente y dependerá del número de camiones por día en un único carril.

En cuanto a las deformada del mismo, estará supeditada a la deformada del puente general del puente, como se puede apreciar en la imagen, va sección se comportará como empotrada entre tramos.



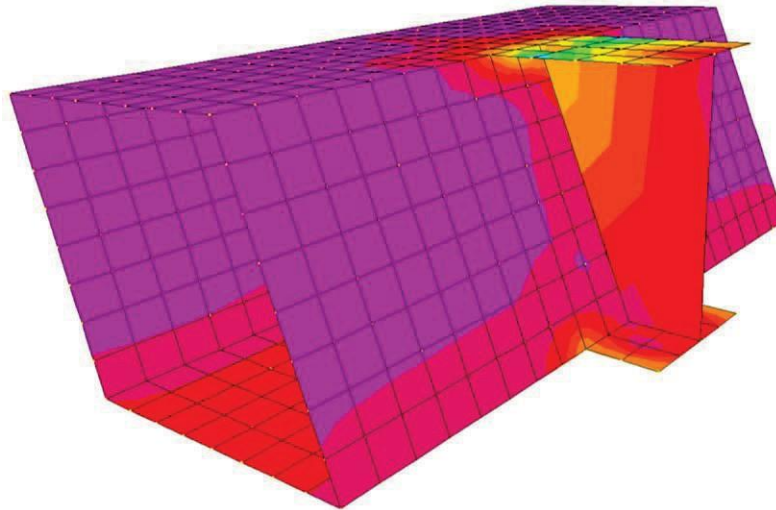
64 - Deformada del cajón ante cargas de tránsito.

La sección cajón chica luego de varias aproximaciones queda formada por la siguiente forma:



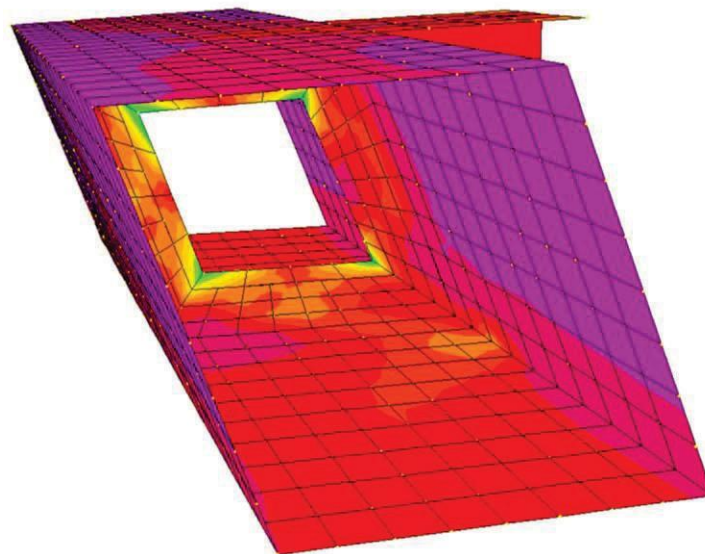
65 - Dimensión de la sección cajón.

Actualmente la tendencia de buscar una sección equivalente quedo anacrónica con los métodos informáticos de análisis, para secciones no convencionales se simular las secciones de estudio y se verifican las condiciones planteadas. Otros análisis para analizar las condiciones es el de modelar la geometría y evaluar mediante elemento Shell.



66 - Modelización de la unión viga cajón.

La modelización y visualización de las tensiones de von mises de la sección viga-cajón resalta como el rigidizador toma parte de la torsión producto de empotramiento elástico.

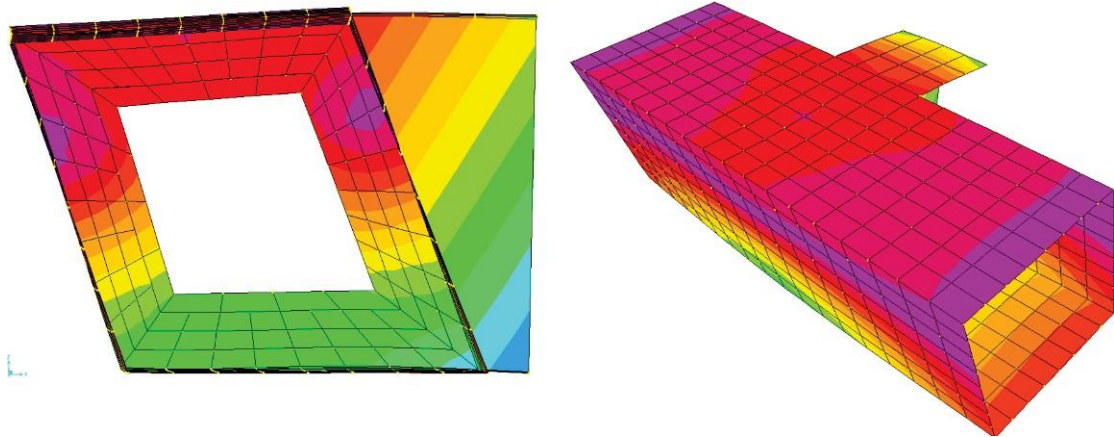


67 - Visualización de las tensiones de von mises y su concentración en los rigidizadores.

La normativa aclara este fenómeno aclarando que dentro de las secciones tipo cajón se deberán proveer diafragmas o marcos transversales en cada apoyo para resistir la rotación transversal, el desplazamiento y la distorsión de la sección transversal. Estos diafragmas o marcos transversales se deberán diseñar para transmitir momentos torsores y fuerzas laterales del cajón a los apoyos.



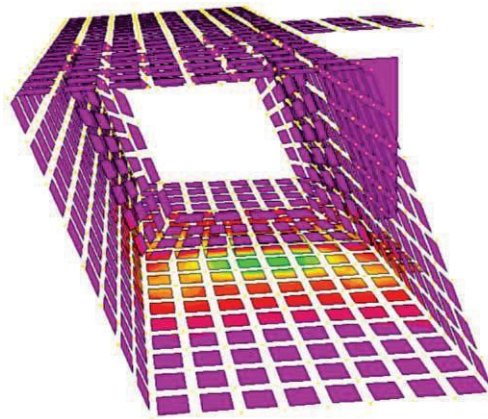
El gráfico de las deformaciones nos permite ver la tendencia de abolladura de las secciones medias con respecto a las uniones entre bordes del cajón.



68

- Deformada de la sección.

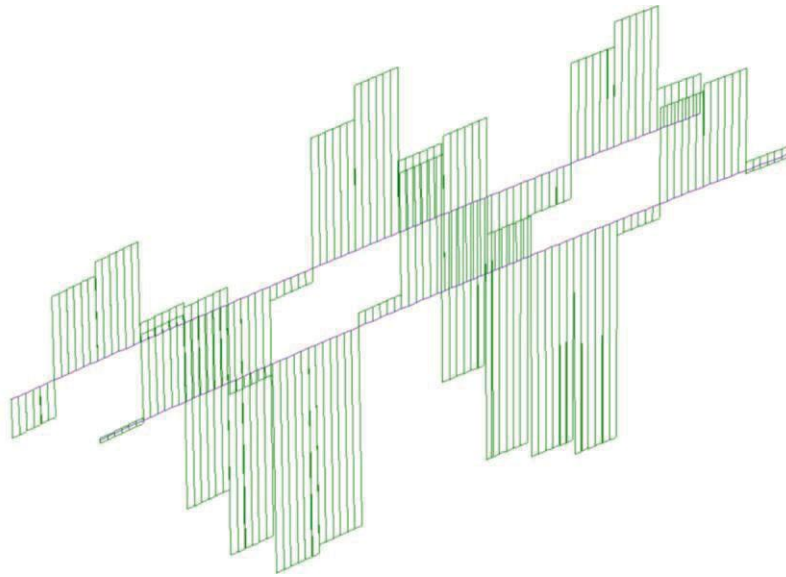
En la zona del apoyo con los pilares se generarán efectos localizados, que se contemplarán en los requerimientos exigidos por la norma, a esta zona se le agregarán rigidizadores además de evitar abolladuras o elevadas tensiones serán importantes para evitar el punzonado de la sección.



69

- Concentración de tensiones en los apoyos.

Como la naturaleza indica, la cercha va a trabajar a compresión y tracción principalmente, si vemos la envolvente de las armaduras inferiores podemos notar esta influencia, pero al materializarse como empotrado el puente, las secciones cajón tendrán esfuerzos de compresión también, por lo que abra que verificar el pandeo local de las secciones, si bien los reglamentos contemplan estos casos los métodos gráficos son interesantes para poder entender el comportamiento.



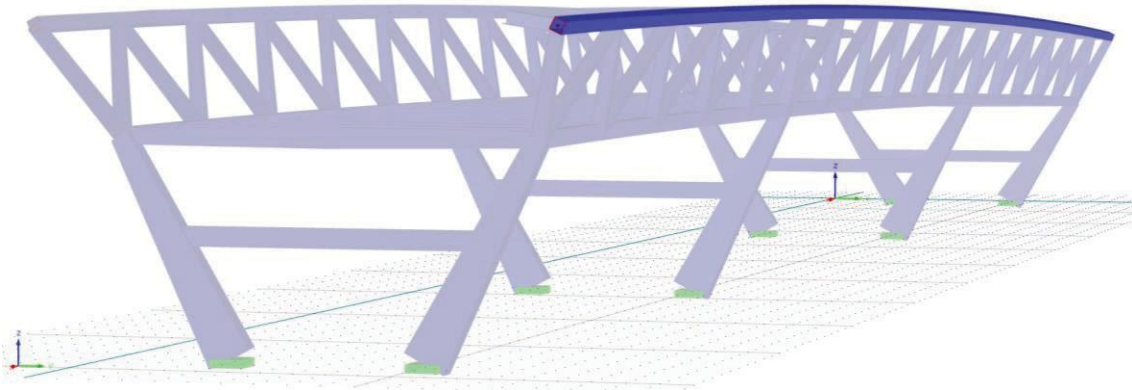
70 - Envolventes de los esfuerzos axiales de las armaduras inferior.

Generalmente no se requiere arriostramiento externo salvo en los puntos de apoyo, los arriostramientos internos en nuestro caso podrían ser los diafragmas generados los cuales entre sus funciones está la de mantener la forma del cajón.



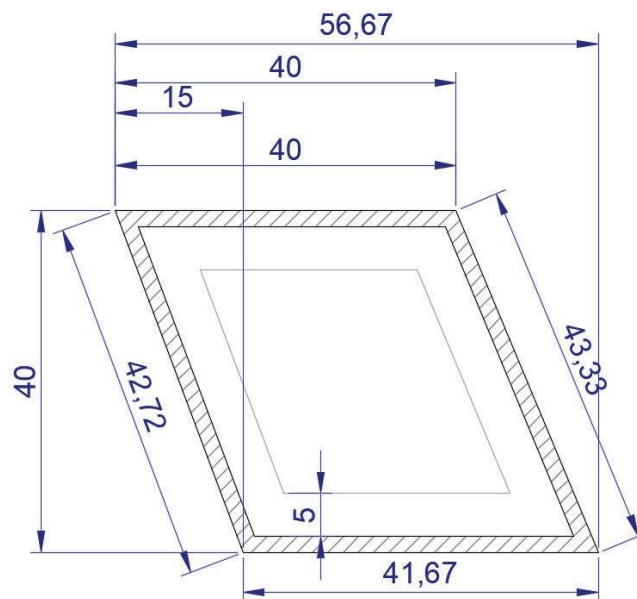
Armadura superior cercha.

El cajón superior de las vigas principales tendrá la función de ser la armadura de la viga horizontal y de la viga vertical, la misma tendrá una curvatura tal que la sección de la cercha sea la misma en todo su tramo.



71 - Modelado FEM del puente demarcando la sección cajón superior.

La sección de esta será de menor dimensión que la inferior debido a que la misma no tendrá cargas de flexión significantes, ni esfuerzos localizados determinantes, más que en las uniones con las diagonales, la longitud ante el pandeo lateral de la misma ante cargas de compresión será limitado en el plano por las diagonales verticales y fuera del plano por las diagonales horizontales, en cuanto a la falla de la total, será la sección compuesta la encargada generar la rigidez necesaria.



72 - Dimensiones de la sección cajón.



La sección será armada con chapas de $\frac{3}{4}$ pulgada, las cuales son fáciles de trabajar y la tecnología local de la ciudad las trata sin inconvenientes.

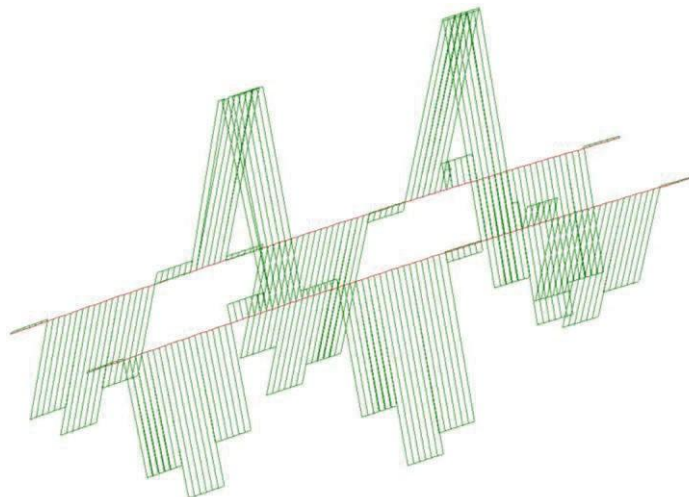
La deformada de la sección dependerá del estado de carga, ya que ante cargas excéntricas la misma se deformará de manera diferente, por otro lado, tendrá una pequeña torsión debido al peso propio de los componentes de la cercha horizontal.



73

- Deformada de la sección cajón superior.

Los esfuerzos de compresión serán determinantes en la obtención de los resultados, debido a que los mismos deben soportar los posibles pandeos locales de las secciones de chapa armada.



74

- Envolvente de los esfuerzos axiales.

El reglamento aclara que los elementos principales de los elementos traccionados armados a partir de perfiles laminados o soldados se deberán conectar mediante placas



continuas con o sin perforaciones o bien mediante placas de unión con o sin enlazado, estas uniones soldadas entre los perfiles y las placas deberán ser continuas.

Las uniones entre el cajón y las diagonales deberán ser soldadas y verificadas a fatiga como se explicó, la distribución de esfuerzos de las alas de estos perfiles deberá transmitirse directamente sobre la sección cajón.

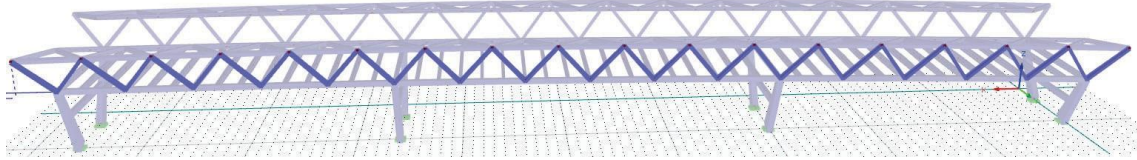


75 - Captura de la imagen del soft FEM.



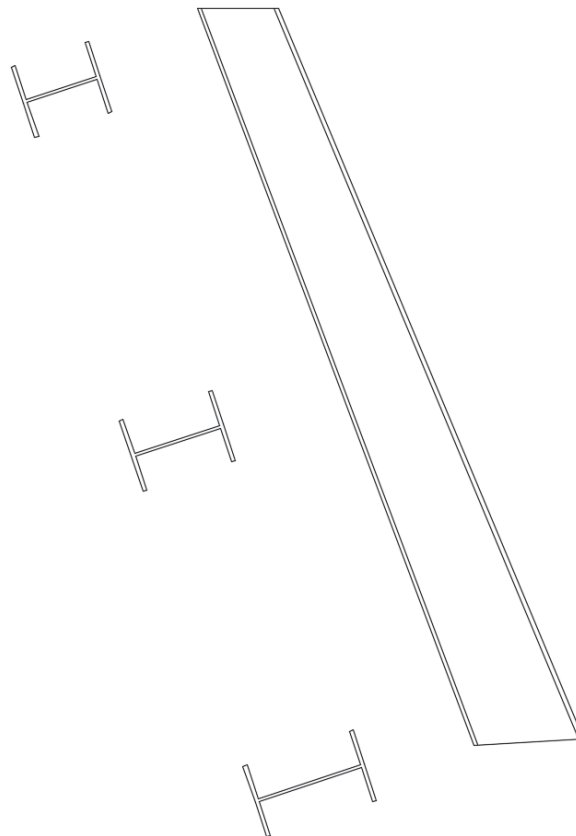
Diagonales verticales.

Las diagonales verticales estarán conformadas por perfiles armados con chapas de 19.1 en sus alas y perfiles de 15.7 en su alma.



76 - Selección de las diagonales del programa FEM.

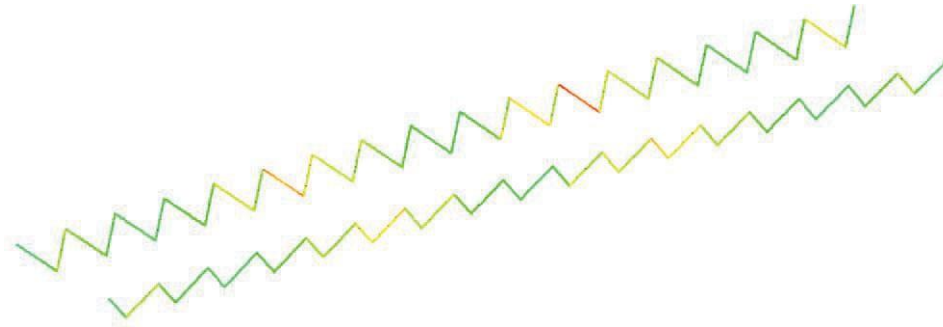
Si bien lo intuitivo parece hacer secciones con inercias iguales e ambos ejes, debido a que la naturaleza de las diagonales en los reticulados es transmitir esfuerzos de tracción y compresión, en este caso las mismas tendrán un momento debido a su forma, ante las cargas de servicio del puente estas diagonales tendrán que tener la suficiente inercia para mantener su forma y no cerrarse.



- Esquema de las secciones.

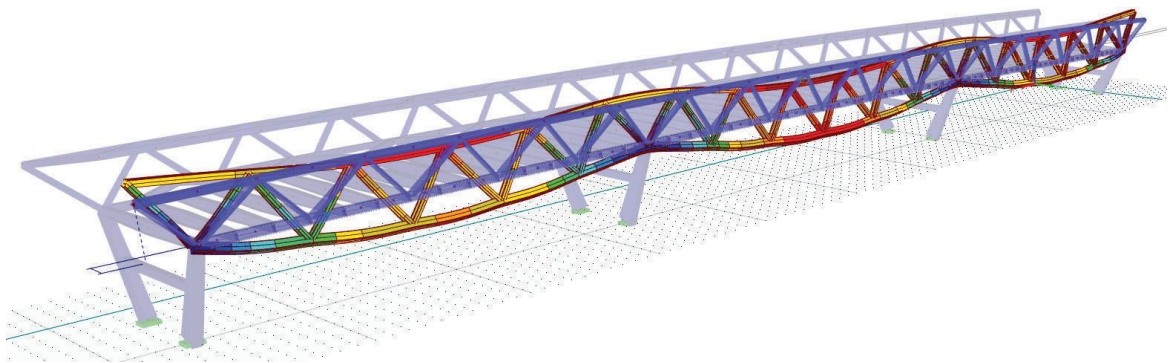


Con respecto a las tensiones, las barras que estén más cerca de los apoyos estarán más solicitadas debido a que no tienen la capacidad de disipar energía deformándose como las centrales, si bien, estas barras en los centros de la luz estarán menos solicitadas, las mismas tendrán una mayor deformada fuera del plano de trabajo de la cercha vertical, por lo que la configuración de viga tipo w se adecua a todos los extremos.



78 *-Representación de tensiones en las barras, de verde a rojo en incremento.*

En cuanto a la deformada de las barras, las mismas no solo se deformarán en vertical, sino que también saldrán de plano debido a la excentricidad mencionada. Esto se puede notar en la siguiente imagen, la cual se encuentra exagerada unas 200 veces la deformada teórica del modelo.



79 *- Deformada de la cercha vertical.*

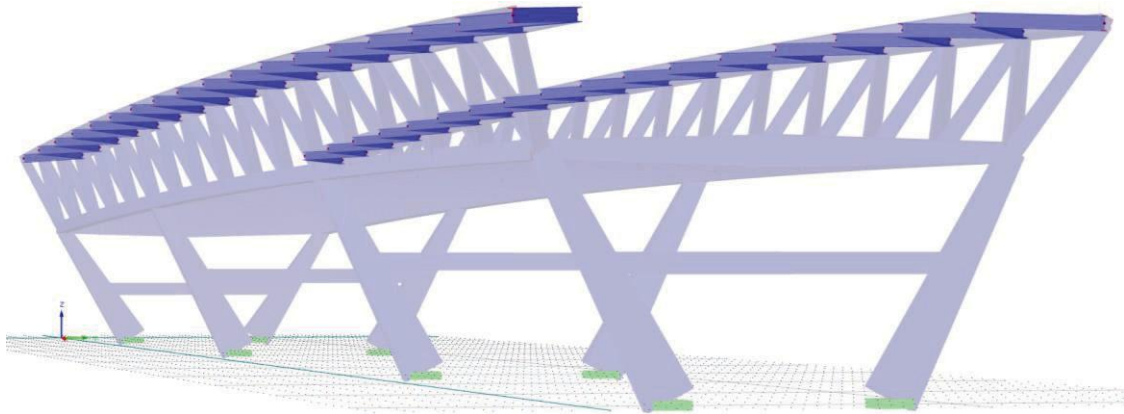
En diagonales las cuales trabajen a tracción se verificarán en los cálculos la fatiga con el procedimiento anteriormente mencionado y el procedimiento de la normativa EN 1993-1-9. Mediante el uso del soft.



Diagonales horizontales.

El procedimiento de análisis de las cerchas horizontales no dista mucho del procedimiento de las cerchas verticales, pero con solicitaciones distintas.

Las diagonales mismas serán similares a la tipología W, tendrán un alto de 40 cm y estarán conformadas por chapas de 19.1 para sus alas y chapas de 15.7 para sus almas.

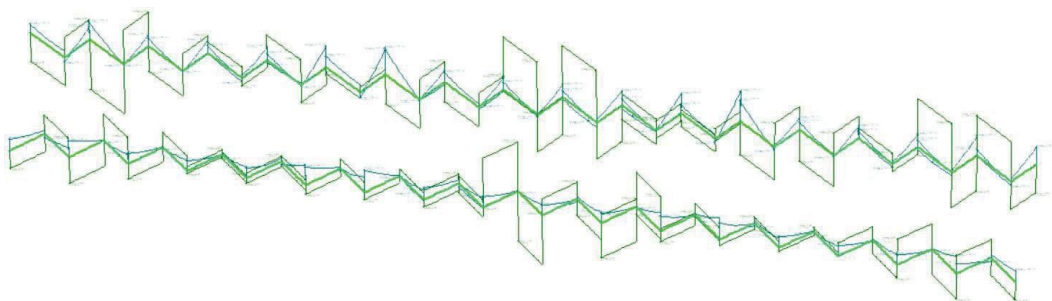


80

- Señalización de las diagonales horizontales de la cercha.

Las diagonales tendrán el efecto de agarrar las cargas que hacen ladear a la viga vertical. Además del esfuerzo de compresión y tracción se tendrá un esfuerzo de flexión debido a que el peso propio de las mismas diagonales horizontales y al peso de la armadura lateral.

Si analizamos con un poco de detalle ante cargas elevada, todo el reticulado va a sufrir una compresión.

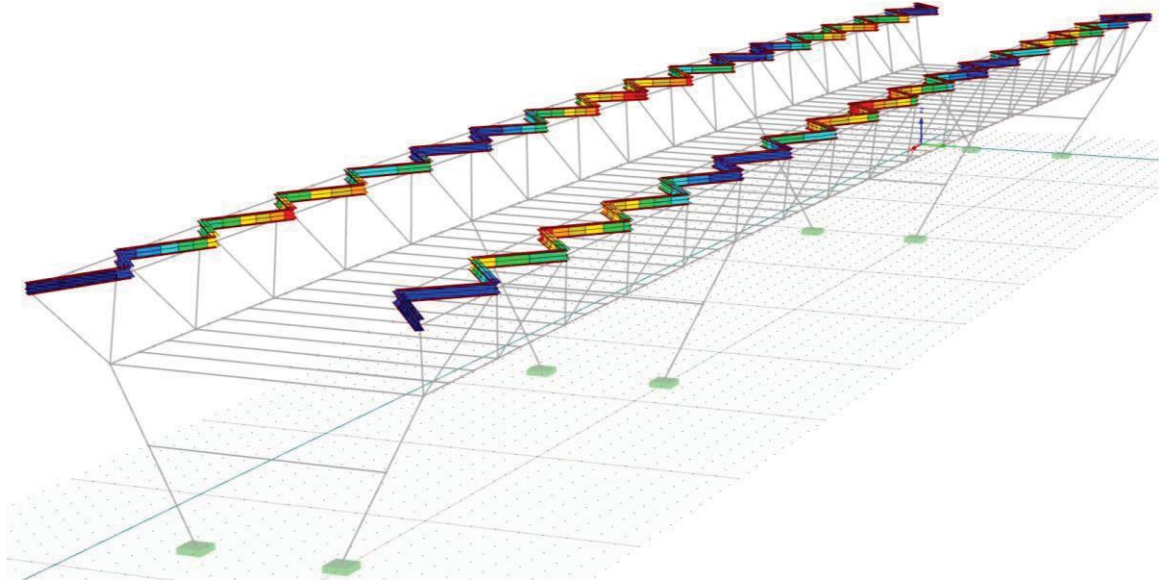


81

- Envolvente de solicitaciones de esfuerzos axiales y de flexión.



En cuanto a las deformaciones que van a sufrir las diagonales horizontales tenemos que tener en cuenta que estas flexionaran debido a su propio peso, pero, además, si vemos en los gráficos las mayores deformaciones que se tendrán tanto en el plano horizontal y vertical serán producto del movimiento de la viga vertical.



82

- Vista de la deformación en escala de color.

La sección doble t se unirá con desde las alas con los elementos correspondientes generando uniones con empotramientos elásticos.



83

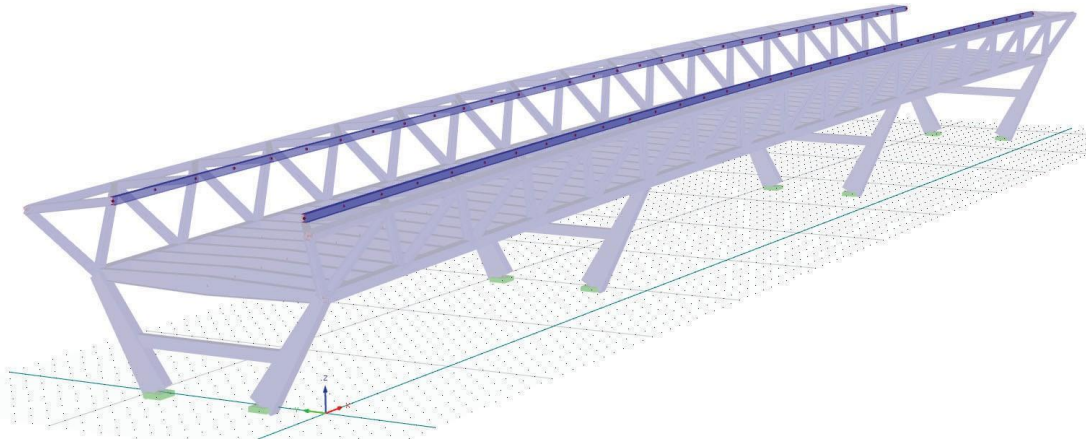
- Detalle de la sección de la diagonal total sin uniones.

En otro apartado se especificará las uniones correspondientes.



Armadura lateral superior.

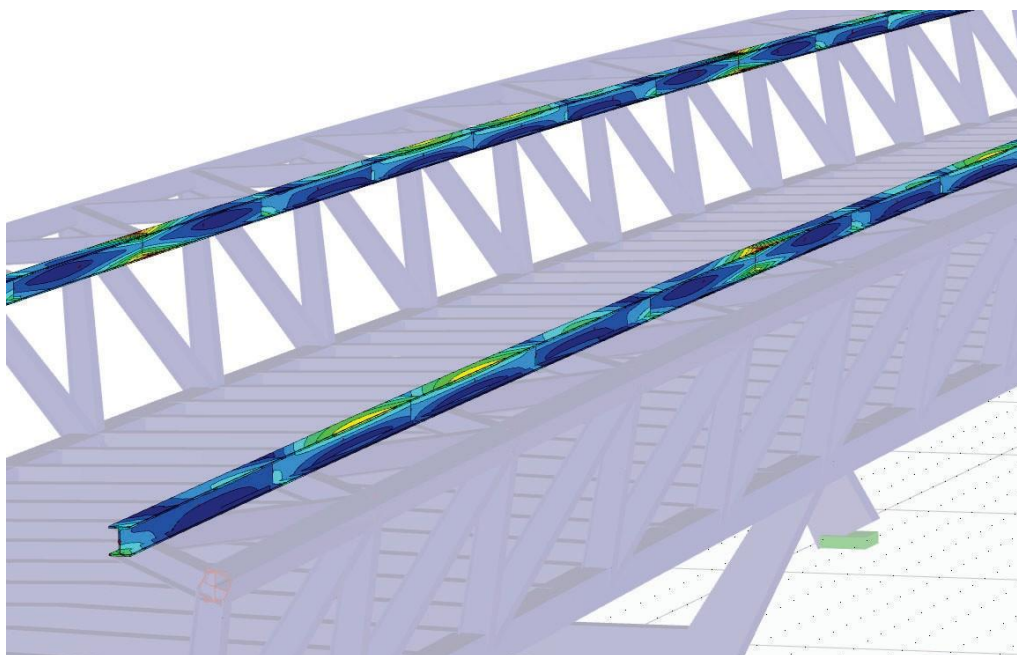
Para completar el reticulado horizontal, se colocará un perfil tipo W como armadura, este trabajará cuando el puente se encuentre completamente descargado en la etapa constructiva a tracción y cuando al puente se le agregue carga esta armadura se comprimirá.



84

- Visualización de la armadura de la viga horizontal.

Esta armadura ante cargas elevada no es despreciable el aporte que le hace a la sección cajón, si idealizamos de una manera conceptual el reticulado vertical, el mismo trabajara de una forma similar a lo que el reglamento CIRSOC 301 denomina como barra armada solicitada a compresión y momento.

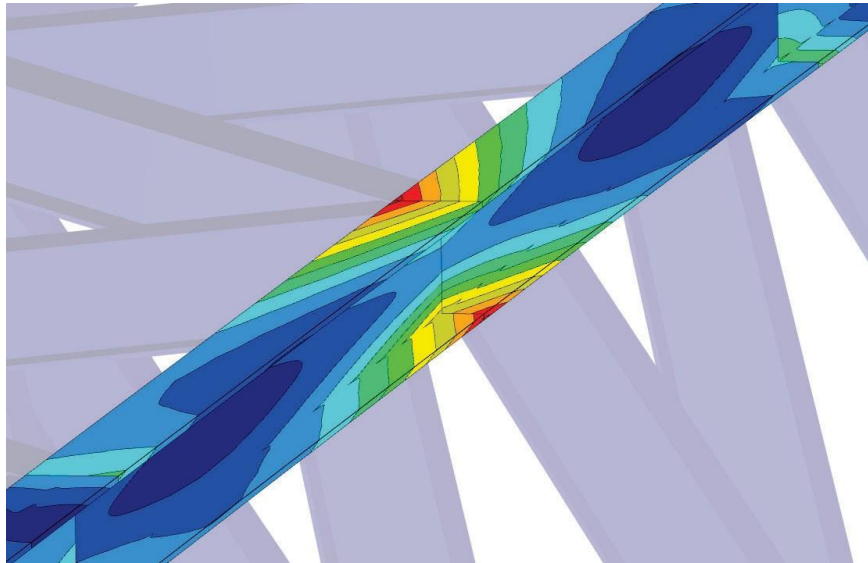


85

- Visualización de las tensiones de von mises.



La unión sufrirá una densificación de tensiones producto de la unión entre las diagonales y la viga, el encuentro entre estas será por las alas, ya que el alma no tendrá la rigidez necesaria para la concentración de tensiones.



86 - *Detalle de la concentración de tensiones de von mises.*



Trabajo compuesto de la superestructura.

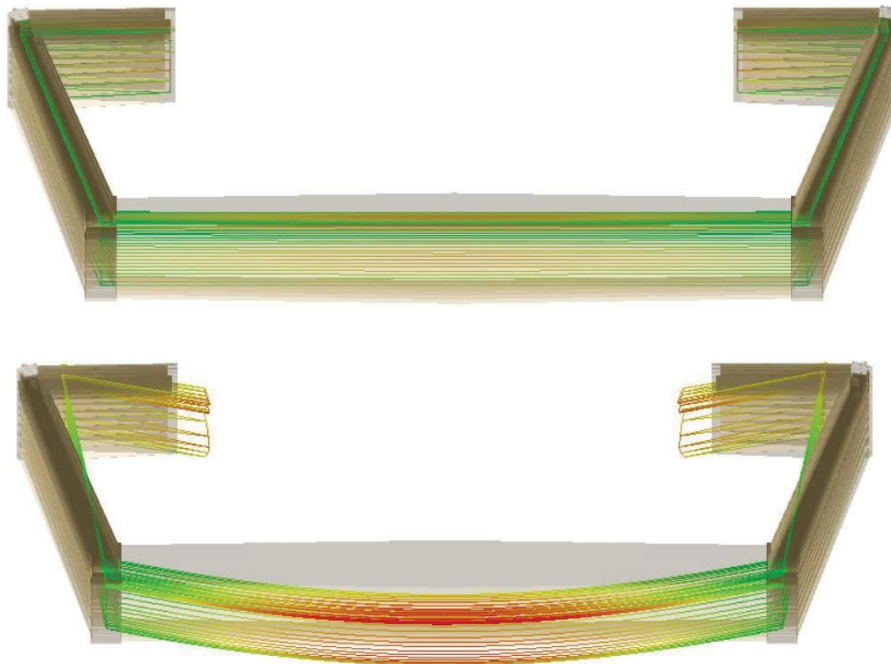
El trabajo compuesto de la superestructura será fundamental para ver el comportamiento real en el estado espacial.



87

- Visualización y materialización de la superestructura.

La inclinación de las vigas no es un capricho estético, la misma ayudaran a mantener la forma ante el paso de cargas elevadas, la estructura ante estas cargas se tratará de "cerrar", por lo que esta inclinación, sumada a la viga reticulada horizontal aportaran la rigidez para minimizar esta deformación.

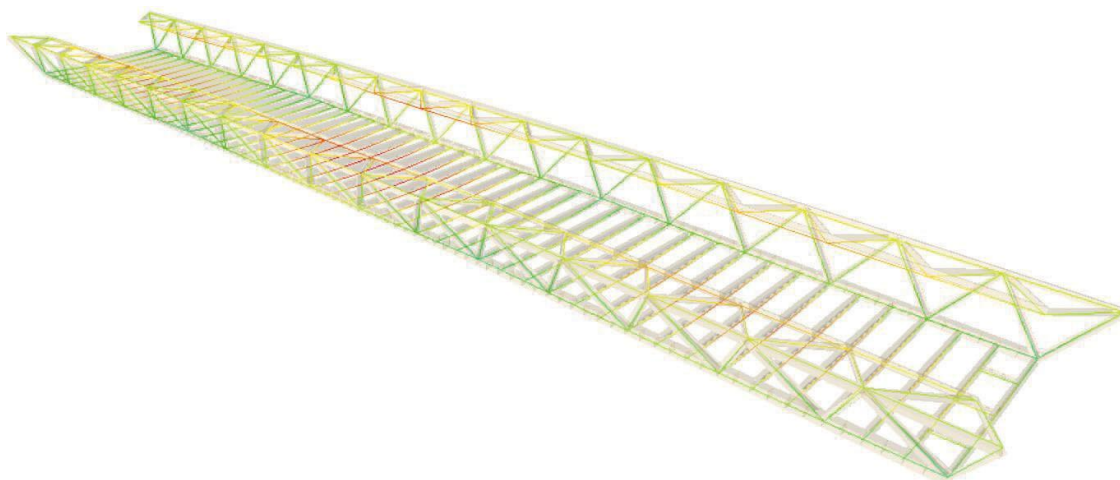


88

- Visualización de la deformación ante el paso de cargas elevadas.



También se puede apreciar como en las partes del tramo, donde se carecen de apoyo la deformada y el efecto de cerrado que se le produce a la estructura es mayor.



89 - Deformada del modelo de elementos finitos de la superestructura.

El comportamiento de la frecuencia es trascendental en puentes livianos metálicos, si bien hay muchos métodos de análisis que se pueden realizar con software, una forma simple de tener una idea de cómo se está comportando la estructura de forma global es considerar a la frecuencia como;

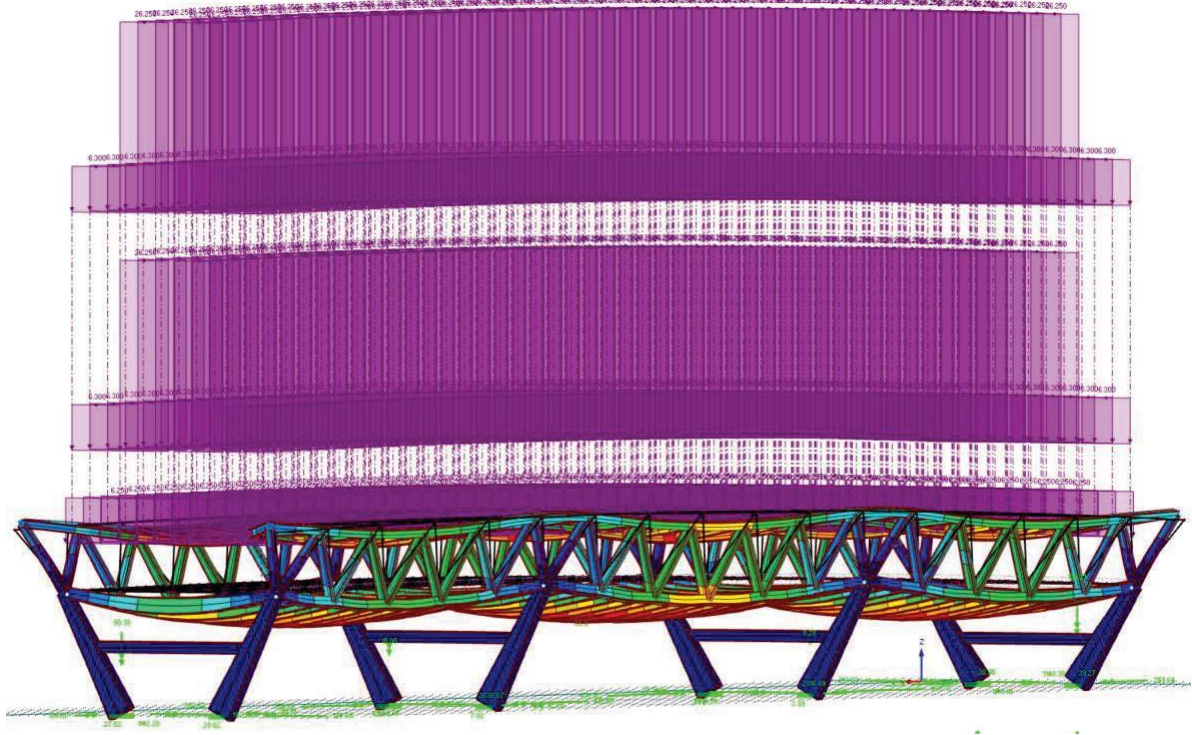
$$f \sim \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

Esto nos dará un número burdo a la hora de analizar el diseño de la estructura, el cual debe ser verificado por métodos más exactos como los que se encuentran en el apartado de los anexos, pero para ir encontrando el diseño óptimo es necesario tener un valor de referencia, antes de meternos en análisis más complejos. Teniendo entendido que esto no depende solo de la deformada, sino que depende también de la velocidad del tráfico y de la masa del mismo, ya que es una relación entre el peso del puente y el peso de los vehículos que circulan en él, a medida que el peso del puente comienza a acercarse a el peso del tránsito este efecto comienza a ser más drástico.

Con respecto a la geometría del puente y su correspondencia con el viento, el reglamento considera que se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. Pero esto se realizará en puentes cuya relación entre la longitud de tramo y la profundidad, y componentes estructurales de los mismos cuya relación entre la longitud y el ancho, sea



superior a 30 se deberán considerar sensibles al viento, por lo que, debido a la corta luz de este, el efecto del viento no es determinante, aunque si en efecto que provocará el choque del viento con los vehículos y la estructura para el análisis de estados límites.

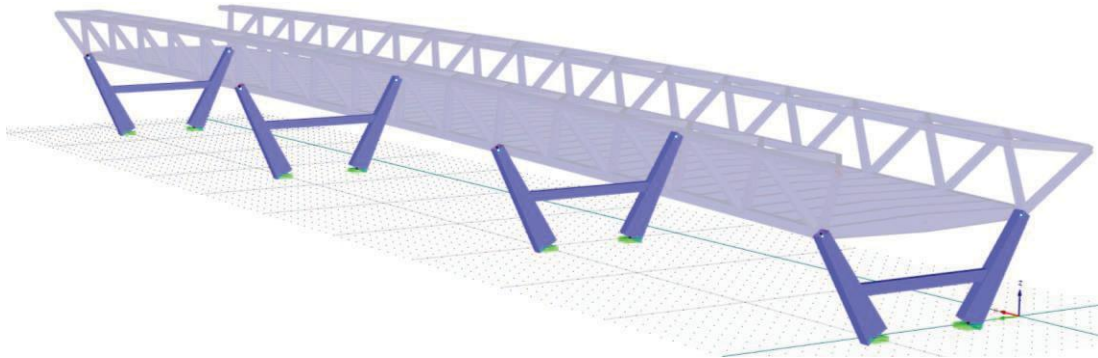


90 - Máxima deformación producto del tránsito.



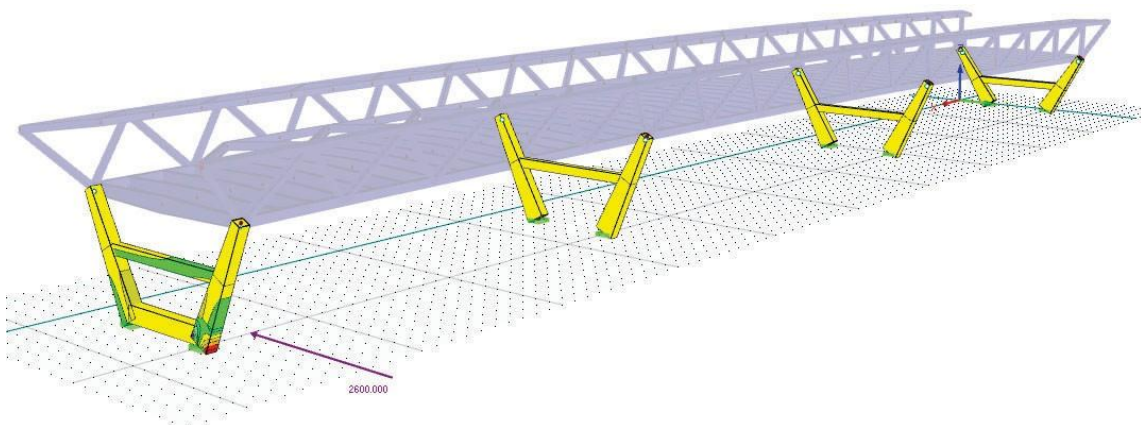
Pilas metálicas

Las pilas sobre la que apoyara el resto de la superestructura serán metálicas, las mismas estarán conformadas por perfiles armados tipo cajón.



91 - Tenciones ante la colisión de vehículos circulación por avenida Sarmiento.

Las pilas del puente metálicos que debido a la cercanía puedan tener una colisión producto de Vehículos Carreteros y Ferroviarios deberán ser investigadas, una opción sería colocar algún elemento para redirigir o absorber la carga de choque, como protección se podrá contemplar terraplenes, barreras anti choques estructuralmente independientes, instalada en el terreno y de 1,40 m de altura, ubicada a 3,0 m o menos del componente protegido; o barreras de 1,10 m de altura ubicada a más de 3,00 m del componente protegido. En caso contrario se deberá de proveer la resistencia estructural a estribos o pilares para los cuales deberán estar diseñados con una fuerza estática equivalente de 2600 kN, la cual se supone que puede actuar en una dirección de cero a 15° con respecto al borde del pavimento en un plano horizontal, a una distancia de 1,50 m sobre el nivel del terreno.



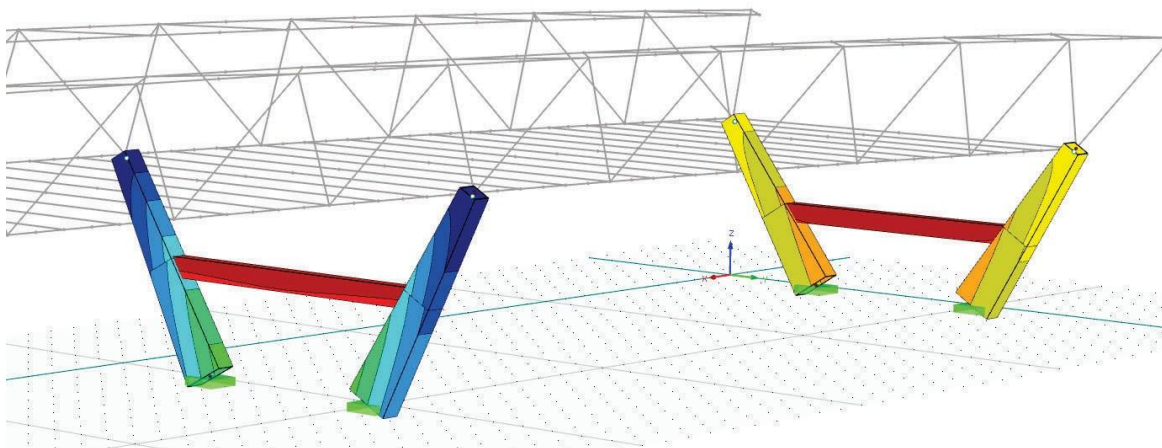
92 - Tenciones ante la colisión de vehículos circulación por avenida Sarmiento



Se proveerá de la resistencia a colisión a las pilas del puente en cuestión, esto debido a que la geometría de las pilas las cuales en el sentido del tráfico se agrandan ganando inercia, estan en la dirección del trafico ayudando a soportar la fuerza de colisión, además de esto se suman en la parte inferior una unión de las pilas para que la transmisión de las fuerzas la realicen las dos pilas, colaborando y trabajando en conjunto para transmitir las cargas al terreno.

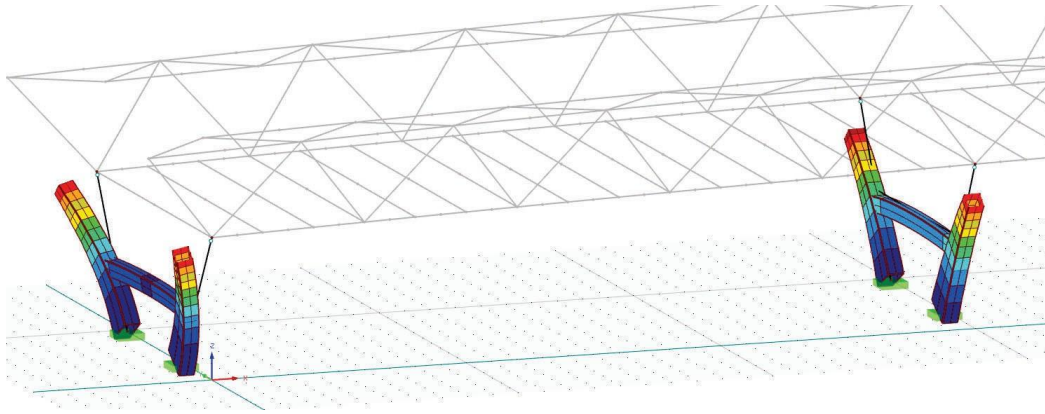
Debido a lo expresado anteriormente todas las pilas serán unidad en su cara exterior ya que esto será beneficioso no solo ante la posible colisión del ferrocarril y autos de la avenida sarmiento, sino ante posibles asentamientos diferenciales.

Las pilas del puente se cargarán de forma simétrica para eliminar momentos fuera del plano y no generar sobretensiones en las pilas, si bien los pilares centrales no tendrán problemas, los externos se deberán conectar con el puente de hormigón. Aunque esto generara complicaciones constructivas, las pilas no tienen la resistencia necesaria global fuera de plano para esta excentricidad.



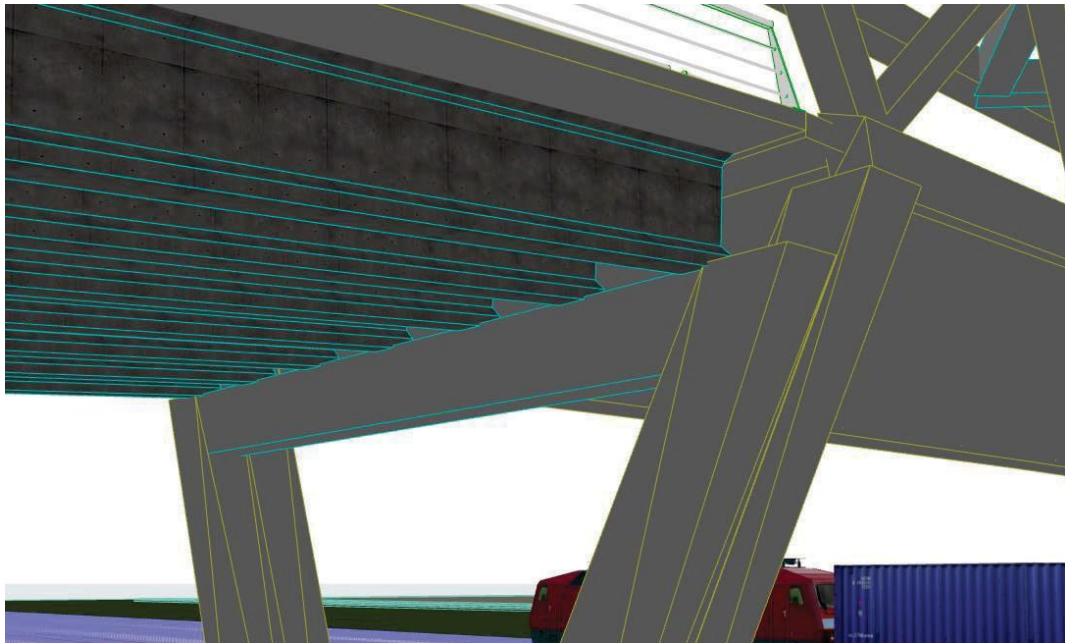
93 - Sobretensiones producto de la excentricidad de las cargas.

Ante las deformaciones la excentricidad de cargas es contraproducente. La falta de inercia hace que ante cargas de transito normal la pila que trabaja de forma excéntrica deformado en el sentido de menor inercia, y ante las cargas de frenado esto tambien será critico debido al esfuerzo que generan los vehículos por encima del plano de frenado.



94 - *Deformada fuera del plano debido a la excentricidad y cargas de frenado.*

En la etapa de anteproyecto definimos a las pilas que conectan las dos tipologías de puentes estaban unificadas y transmitían la carga de manera uniforme. Estas pilas deberán tener una viga de transmisión la cual se encuentre en la zona superior, donde apoyarán las vigas pretensadas del tablero de hormigón.

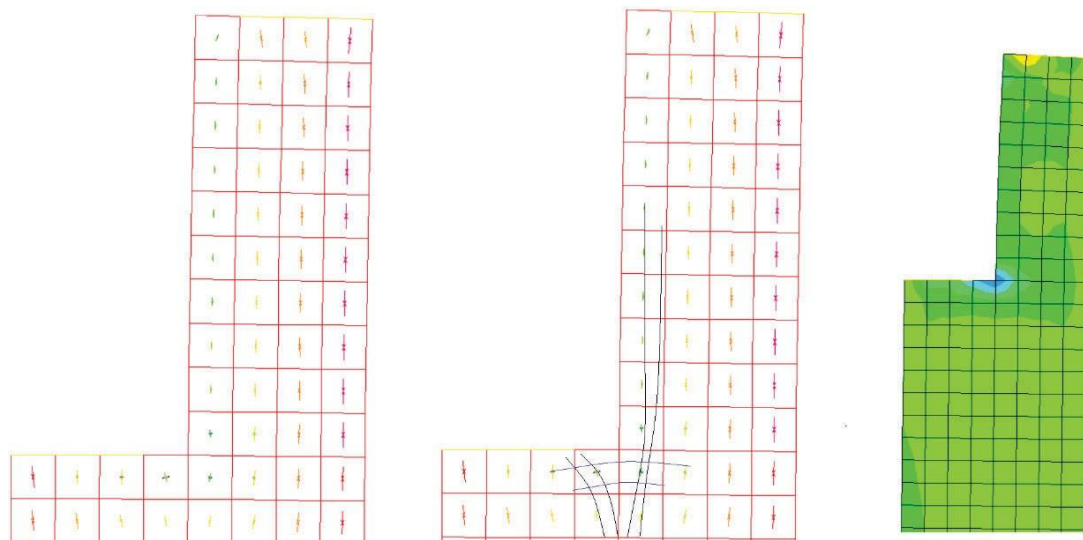


95 - *Ilustración de la solución del encuentro entre las 2 tipologías de tableros.*

Si bien se podría haber planteado otra solución como la de sostener una ménsula corta, esta provocaría una excentricidad en la pila lo que provocaría un esfuerzo de flexo compresión para la cual dicha columna no está preparada debida a su poca rigidez en



dicho plano. Otra variable a tener en cuenta es la concentración de tensiones que genera la inserción de una ménsula corta, si bien se producirán tracciones en la unión no son lo suficientemente grandes como lo serian con una ménsula corta.



96 - Distribución de compresión y tracción en la unión.

En los métodos de análisis de las pilas dos son los problemas involucrados. Aquellos en los cuales la sollicitación exterior conocida, viento, frenado, fuerza centrífuga. y cuya actuación es más bien instantánea, para estos casos el tablero se moverá como un sólido rígido, igualando los corrimientos que se producen en todas las cabezas de pilas. Y por otro lado aquellos otros derivados de las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción. Hay que tener en cuenta que estas pilas son las que transmiten no solo las cargas, sino también los movimientos de la súper-estructura hacia el terreno, por lo cual hay que diseñar a los miembros de tal manera que sean capaces de tener pequeña deformación, ya que esto será favorable, debido a la disipación de energía, también una elevada deformada podría ser contraproducente para el mismo.

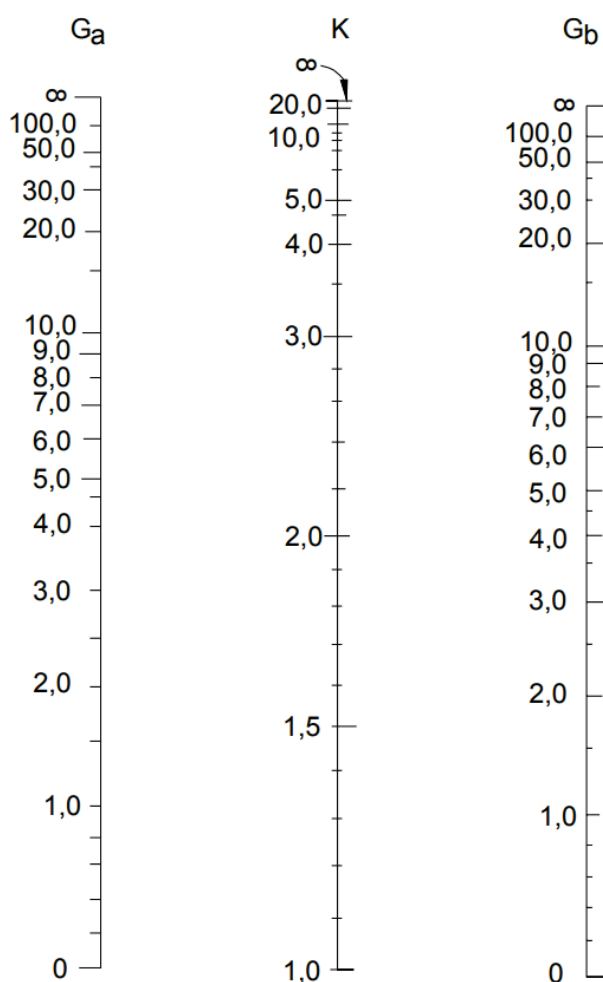
Cabe aclarar que al disponer de apoyos elastómeros las cargas de temperatura no se consideran completas, ya que estos apoyos permiten un cierto grado de movimiento, por lo que no se tomara el esfuerzo en su totalidad para el análisis, además debido a la poca luz del puente este efecto es casi despreciable.

Como la intuición dicta, una pila debe tener gran rigidez en sentido transversal al puente y pequeña rigidez en sentido longitudinal. El problema que aparece entonces es el



pandeo de estas pilas en esta dirección, lo que conduce a un dimensionamiento longitudinal mínimo que evite problemas de inestabilidad o de incremento importante de flexiones por no linealidad geométrica, esto es fácil de verificar en el caso de secciones metálicas con los métodos de Engesser y Euler.

Debido a que el pilar estará en contacto con las bases y las secciones de uniones no son convencionales, hay que considerar que cuando las condiciones reales difieren considerablemente de las hipótesis idealizadas es posible que los diseños resultantes sean poco realistas. Para ello los manuales recomiendan utilizar métodos para evaluar las condiciones de los extremos de manera más precisa. Destacando los trabajos de Galambos (1988), Yura (1971), Disque (1973), Duan y Chen (1989), y AISC (1994).



97 -Nomograma de diseño.

Este método considerara para los extremos de columnas soportados por una zapata o fundación, pero no rígidamente unidos a la misma, G es teóricamente igual a infinito, pero a menos que se diseñe como una verdadera articulación sin fricción, en la práctica



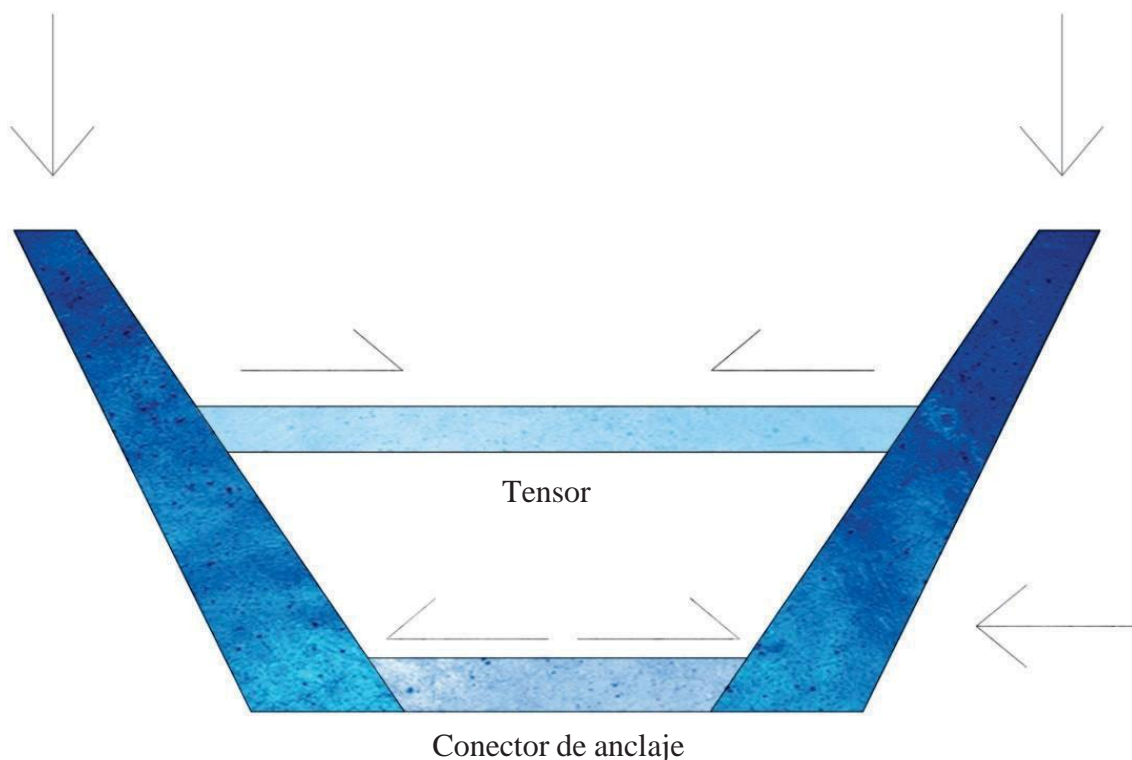
se puede tomar igual a 10. si el extremo de la columna está rígidamente unido a una fundación correctamente diseñada, G se puede tomar igual a 1,0. si un análisis lo justifica se pueden tomar valores menores. Al calcular los factores de longitud efectiva para uniones monolíticas es importante evaluar correctamente el grado de fijación en la fundación.

Por lo que siguiendo lo expresado en la AASHTO LRFD, se pueden utilizar los valores de 1,5 para zapata anclada en roca, 3 para zapata no anclada en roca, 5 para zapata en suelo y 1 para zapata en múltiples filas de pilotes que trabajan de punta.



Conector de anclaje y tensor

Las pilas, debido a su geometría inclinada trataran de abrirse, para contrarrestar este efecto se dispondrá de un tensor, este será realizado con chapas metálicas y estará conectado a las pilas. Para descartar que el mismo trabaje a otros esfuerzos ante cargas asimétricas se colocara un conector de anclaje, que además de servir de anclaje de la columna, este garantizara que ante cargas asimétricas o de frenado el tensor no llegue a un esfuerzo significativo de flexión o de compresión.



98 – ilustración del esquema de trabajo.

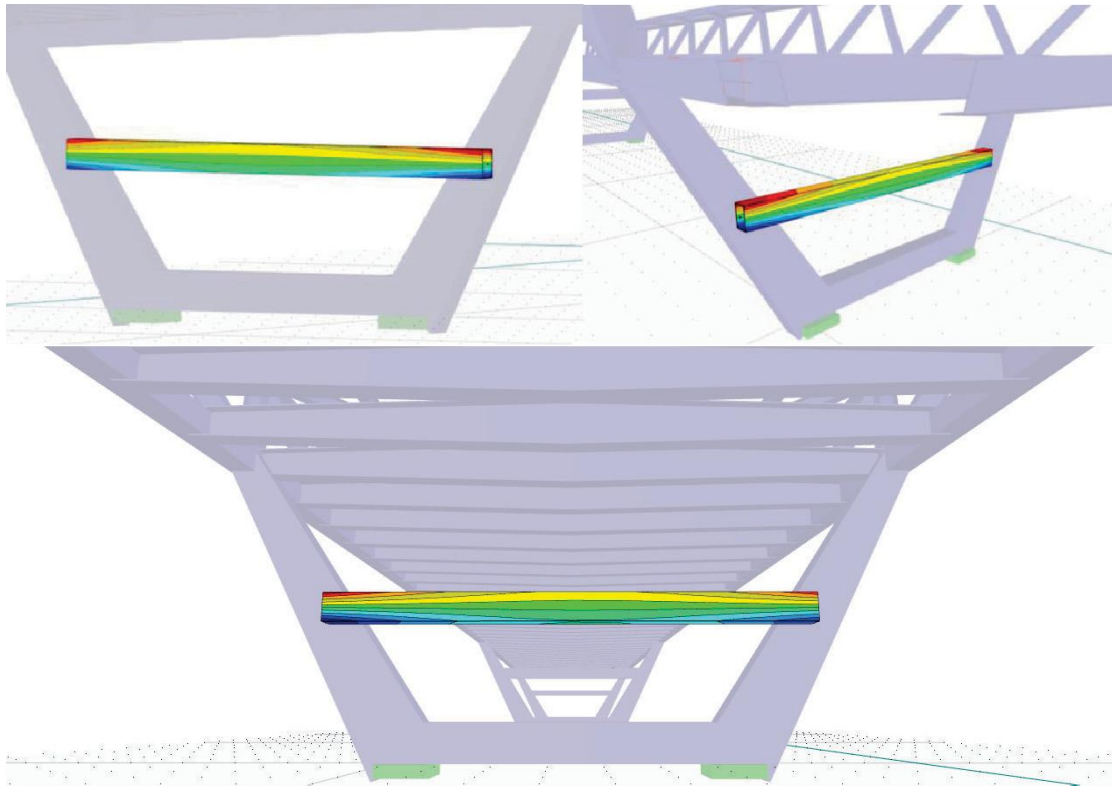
Como todo elemento el cual sufra de cargas cíclicas y tenga rangos en tracción el tensor y todo elemento de unión a Él deberá estar verificado a fatiga.

Como se especifica en las especificaciones AASHTO (para materiales), todo material para elementos portantes principales sujetos a tensiones de tracción requieren propiedades adicionales referentes al impacto.

Si tenemos en cuenta las tensiones, el tensor estará más solicitado en su parte superior que en su parte inferior debido a la naturaleza geométrica, si bien el tensor trabaja exclusivamente a tracción, como la unión no es paralela al pilar, esto generara que las tracciones en la parte superior del tensor sean mayores en la unión que en la parte interior,

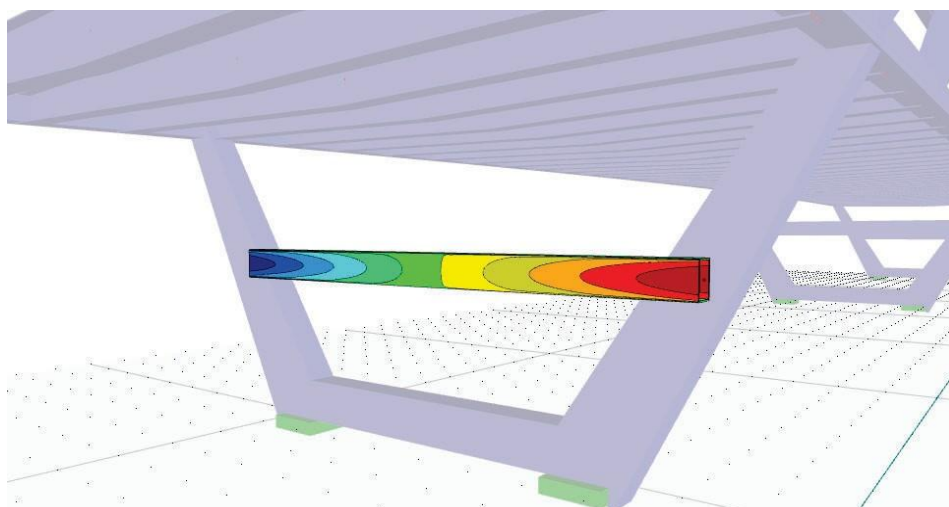


causando esto un momento en el sentido del plano. Otras consideraciones a tener en cuenta debido a esto serán explicitadas en el apartado de uniones, donde se resaltaré como este tipo de problemas se puede solucionar con unos rigidizadores internos tipo diafragmas.



99 - Tensiones σ_x en el tensor.

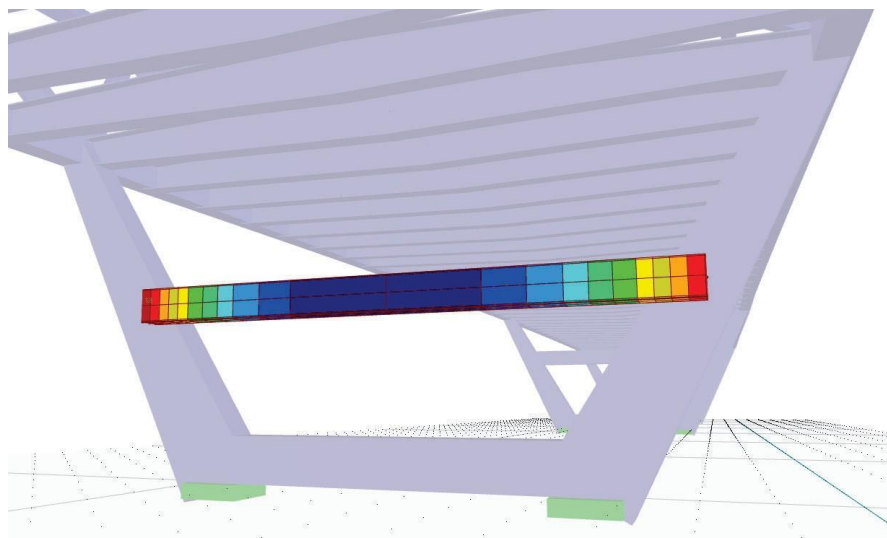
Debido a la excentricidad se tendrá un momento en los extremos los cuales se podrán notar en la visualización.



100 - Tensión r_y en el tensor.



Las deformaciones se visualizarán relativas a su deformada, teniendo ante cargas iguales en los pilares como punto 0 al punto central.



101

- Deformada del tensor.

Con respecto al conector de anclaje (dintel inferior) este servirá para transmitir de manera uniforme las cargas al bloque de hormigón, y evitando la sobrecarga de tensiones diferenciales en el tensor, el cual no está diseñado para resistir estas sollicitaciones, además este conector recibirá las cargas de posibles colisiones, generando mayor rigidez en la zona interior y facilitando la transmisión de las cargas al terreno.



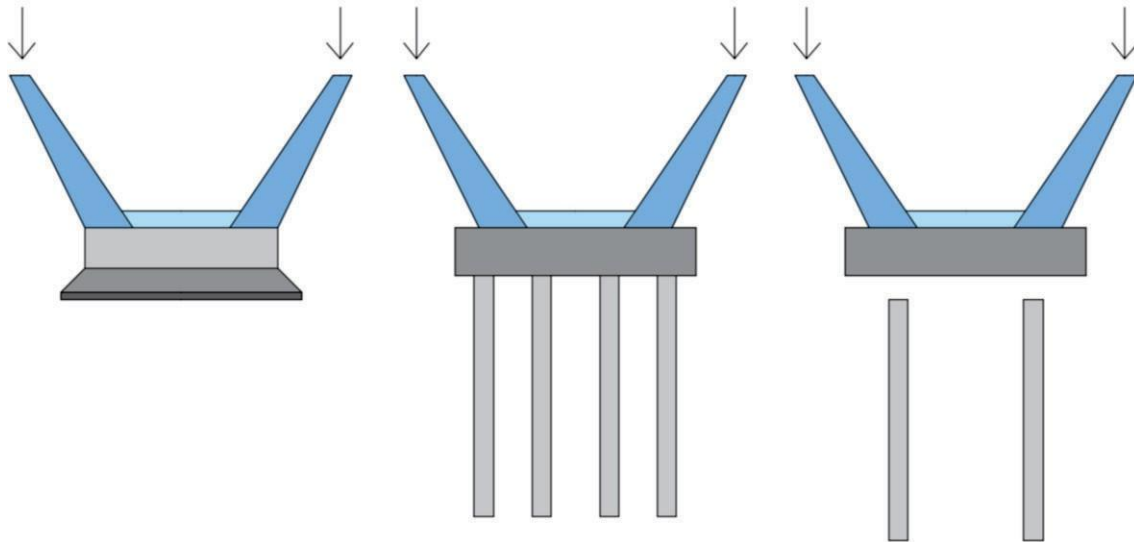
102

- Ilustración del conector de anclaje.



Sistema de cimentación

Para trasladar las cargas al terreno se podrá disponer de distintos métodos, cimentar de forma superficial al terreno, utilizar caisson o pozos de cimentaciones, pilotes, entre otros.



103 - Ejemplificación de los tipos de fundaciones.

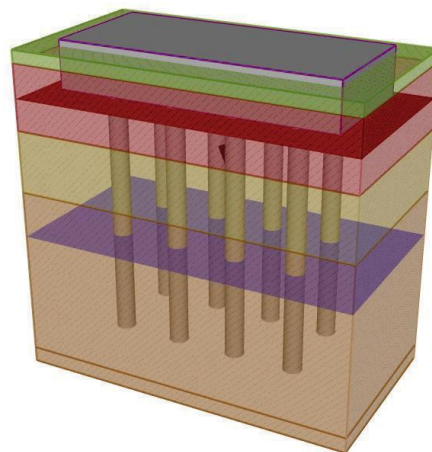
Todos estos métodos a simple vistas parecen ser bastante buenos para lo que respecta resistir las cargas ultimas del terreno. Si evaluamos distintos métodos de obtención de capacidad de carga de una zapata ya sean los de Prandtl (1923), Reissner (1924), Terzaghi (1943), Brinch-Hansen (1950), Meyerhof (1953), Vesic (1973) y tratándolos de entender como métodos con incertidumbres estadísticas bajo el concepto LRFD, podremos intuir que a medida que la zapata es más grande, estará más lejos del estado limite último, dicho de otra manera, si tengo dos bases en un mismo terreno la más chica estará más próxima a llegar a la carga ultima, con las presiones de contacto calculadas. Es fácil verlo en el método más difundido como es el de Terzaghi donde el mismo tiene un término $\dots + \frac{1}{2} \gamma B \dots$ B está multiplicando, por lo tanto q_u será mayor. Por otro lado, también hay que tener en cuenta que a medida que la base es más grande, el asentamiento que la base sufrirá será mayor, por lo tanto, el estado límite de servicio estará más lejos de no cumplirse esto es fácil de ver en el método de Schmertmann y otros métodos como elementos finitos.

Por lo tanto, una base superficial puede ser beneficiosa a nivel de fundación para las cargas ultimas, pero el asentamiento que sufrirá puede ser elevado, este asentamiento



se puede contrarrestar con pilotes de control o p haciendo un sistema mixto de fundación, en lo cual se colocan unos pilotes para controlar los asentamientos, estos pilotes de diseñan sin mayorar en lo que respecta a estado límite de servicio, y como en estado limite ultimo no se contemplan, se logra reducir el coste total. Pero este método requiere plazos más largos que los pilotes por si solos, ya que el terreno se preparara, por otro lado el camino critico se verá afectado y los costos indirectos se dispararan, esto sin contar que es un método el cual no está muy difundido ni aplicado en la zona, por lo que realizando un análisis rápido en relación plazos - costos los pilotes son la mejor opción, sobre todo porque por su rápida ejecución y poco movimiento de materiales, en lo que respecta al medio ambiente será el que menos lo perturbe, y la tipología que menos afecte el funcionamiento del entorno.

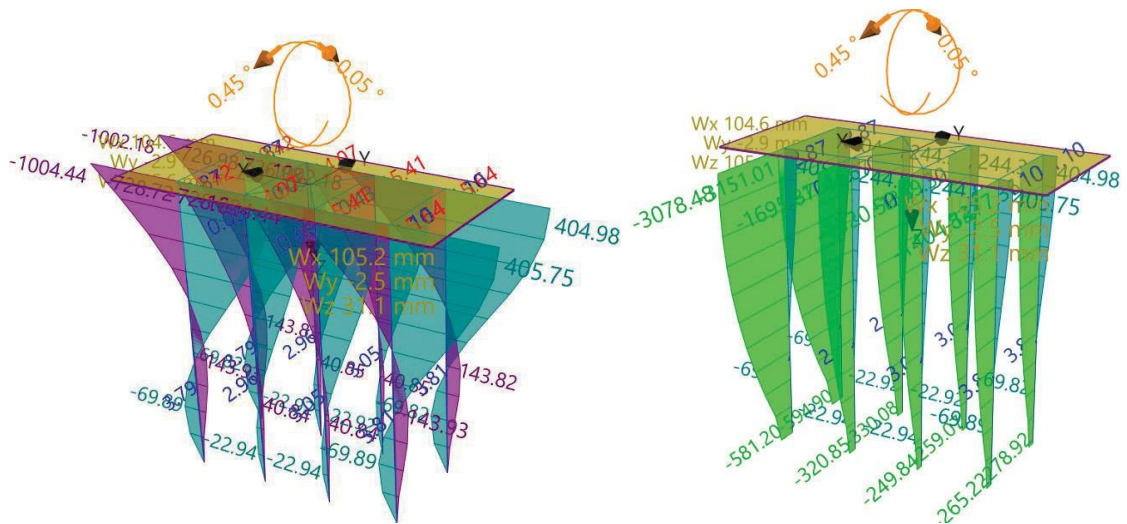
El modelo de cálculo indicado es el modelo más simple que se adapte al problema y responda a la necesidad del mismo. Un modelo de pilotes en grupo no es un problema complejo, ya que es algo bastante difundido y estudiados, por lo que se analizara el modelo de forma teórica, orientándonos en el resultado, pero para poder ver como es la interacción con el terreno ante cargas excéntricas y el comportamiento del mismo adaptaremos un modelo mediante elementos elásticos, considerando esto como valido debido a la pequeña deformada de cada pilote individual, con este análisis estamos limitando la opción de que el pilote trabaje aportando todo su potencial en la punta, ya que la limitación impone que para cuando la punta comienza a trabajar, la fricción lateral del pilote prácticamente esta vencida, y por lo tanto ya no estará en un rango elástico correspondiente. Y el análisis mediante el módulo de deformación/endométrico no se adaptará a nuestro problema, para ella se necesaria un modelo que represente la plasticidad del terreno.



104 - Modelado del terreno, la napa y los pilotes para evaluar sus solicitaciones.

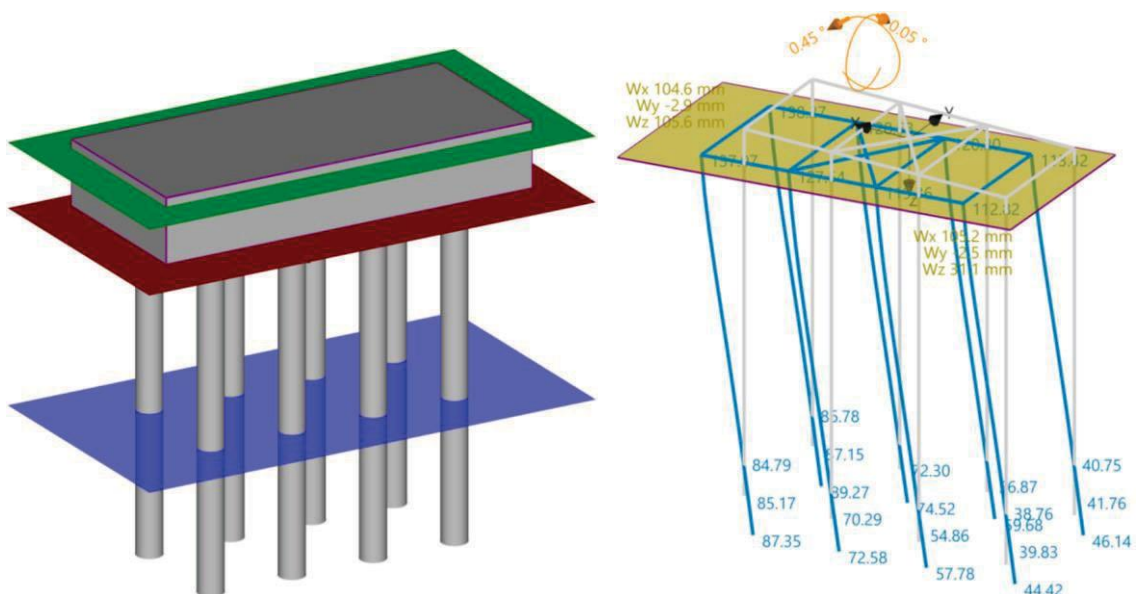


Al correr el soft y evaluar las solicitaciones que se producen ante las distintas etapas y combinaciones de cargas podemos ver como repercuten en el terreno y en los pilotes, el modelo FEM servirá para poder armar además los distintos pilotes, se puede ver a continuación como actúa ante cargas desiguales en el puente.



105 - Resultado de solicitaciones de la cimentación más perjudicada por cargas excéntricas.

Esta excentricidad de cargas en los carriles del puente producirá movimientos en los pilotes y deflexiones, cabe aclarar que estas deflexiones no son permanentes, ya que responden a cargas transitorias.

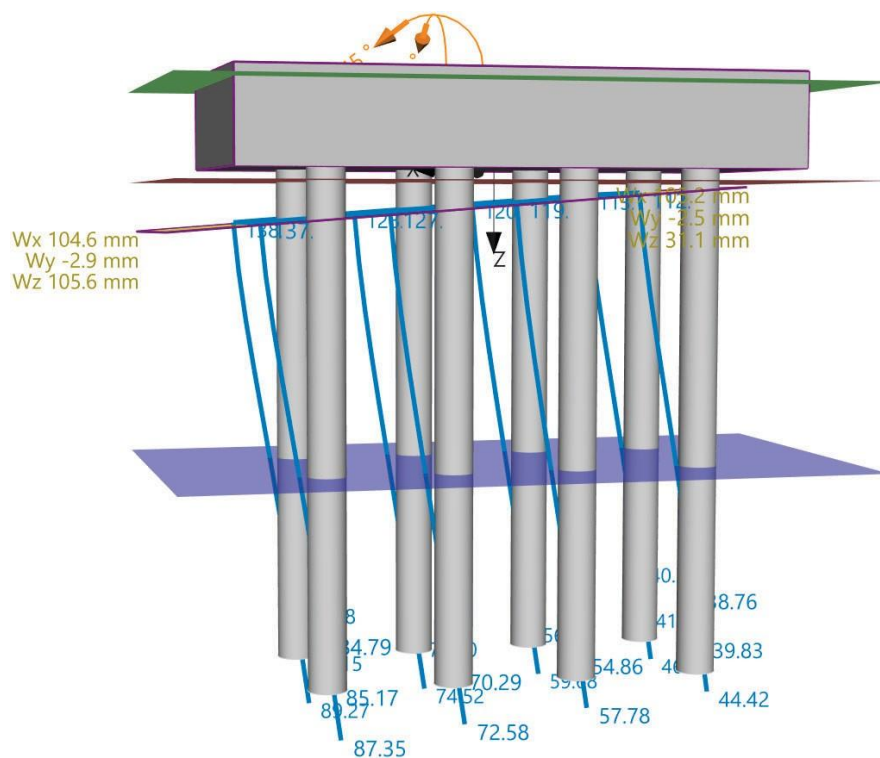


106 - Deformaciones producto de cargas laterales



Otra de las causas que producirá esta manera de trabajar en los pilotes será la colisión ante el descarrilamiento del ferrocarril y la colisión de vehículos de tránsito urbano, este tipo de colisiones se deberá analizar, pero no se realizará un análisis de estados límites últimos ni la verificación de los estados límites de servicio, el análisis para este tipo de solicitaciones se realizara como un estado límite de cargas excepcionales, donde el principal objetivo será que la cimentación y el puente continúen con su utilización y seguridad normal, pero el momento del impacto no necesariamente deberá cumplir con todos los requerimientos de servicio, ya que si se considerarían, esto generaría un sobrecoste adicional, al igual que sucederá con las cargas producto de una estructura ante un eventual sismo.

Comúnmente, para este tipo de solicitación se le suele bajar el factor de seguridad aumentando la resistencia un 33%.

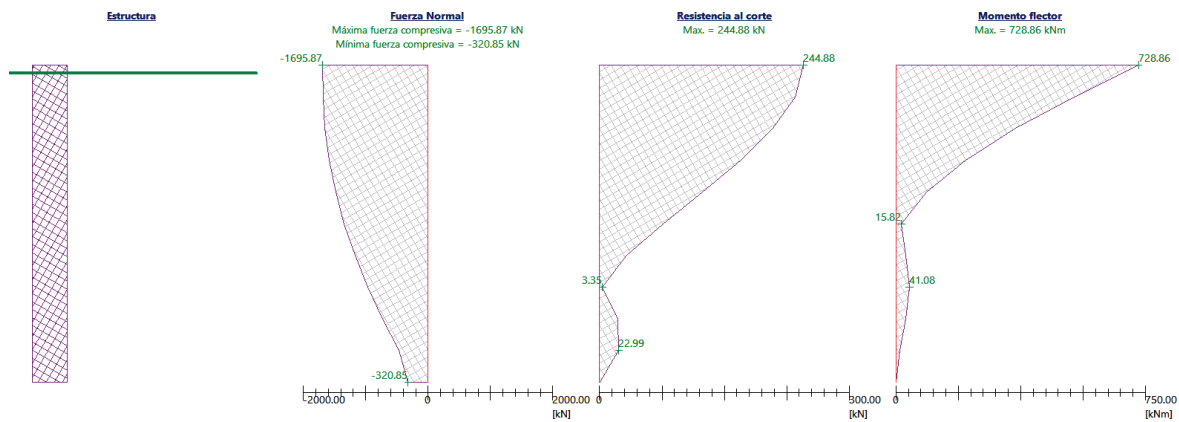


107 - Deformaciones eventuales ante caras límites.

Cada pilote tendrá una solicitación diferente, el dimensionamiento se realizará con el peor, y luego se armarán los pilotes de un mismo cabezal todos iguales, esto es válido ya que las solicitaciones de los mismos no difieren tanto y hacer esto no modificará los asentamientos, se obtendrá así una mayor rapidez de armado, evitando errores al



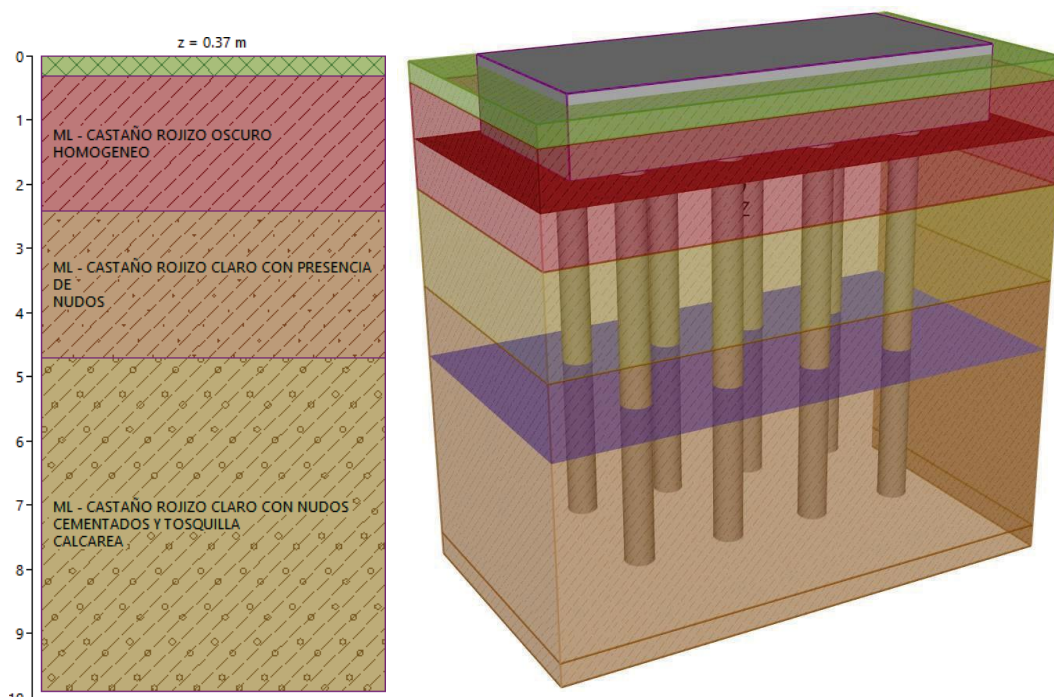
construir, para ello, con los datos que nos entrega el programa, se realiza una envolvente y nos determinaremos con qué esfuerzo se deberán verificar.



108

- Solicitaciones en uno de los pilotes de la cimentación más solicitada.

Si recordamos la estratigrafía del terreno los pilotes comenzaran a trabajar aproximadamente en los primeros metros, se podrá escavar aproximadamente bien hasta los 5-6 metros, luego de ello se necesitará lodo para estabilizar la excavación.



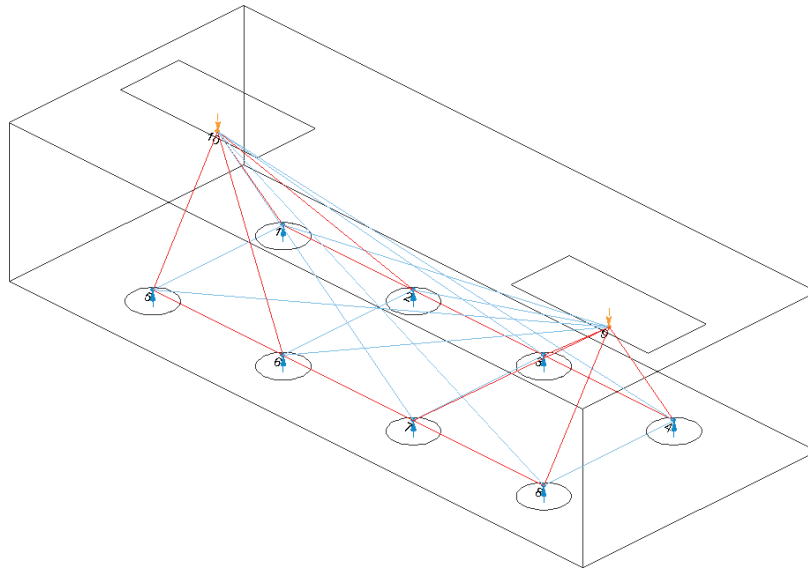
109

- Estratigrafía y modelización de los pilotes.

*La modelización 3D cambia el color con la 2D, pero las propiedades son las mismas.



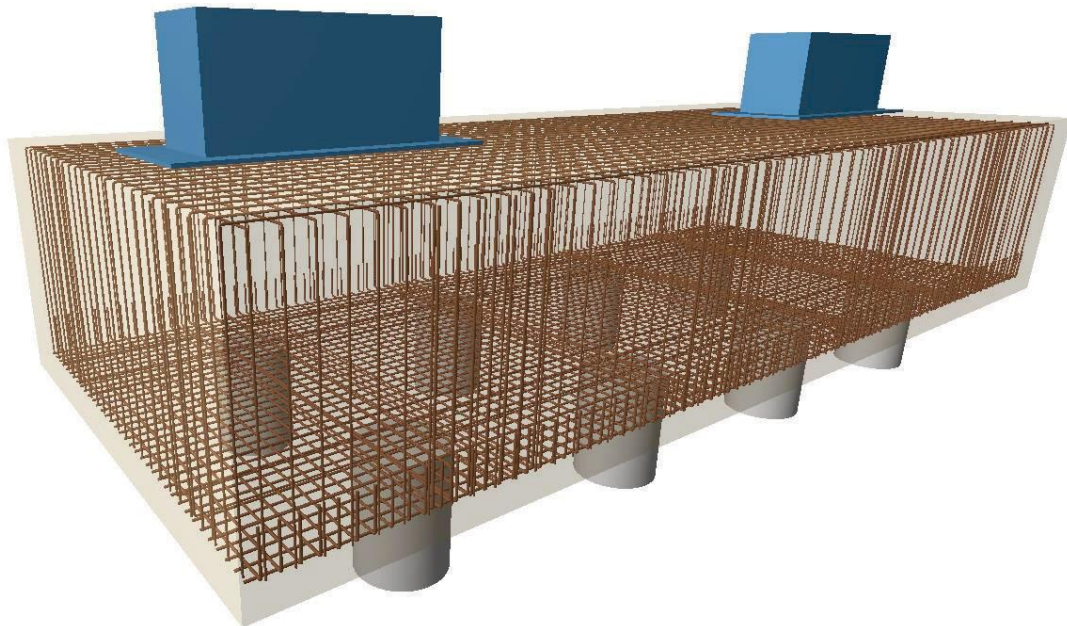
Para la verificación del cabezal se utilizará el modelo de puntal-tensor, este tiene ciertas limitaciones, por lo que se verificara con un modelo.



110

- Modelo puntal tensor.

Se tendrá que tener en cuenta que las cargas que llegan al cabezal no son perpendiculares a este, estas entran con una cierta inclinación hacia adentro, esto nos permite que la disposición de 4 pilotes sea factible en cuanto a la estabilidad global, pero se tendrá una limitante ya que se generaran ciertos esfuerzos internos de tracción debido a las excentricidades.



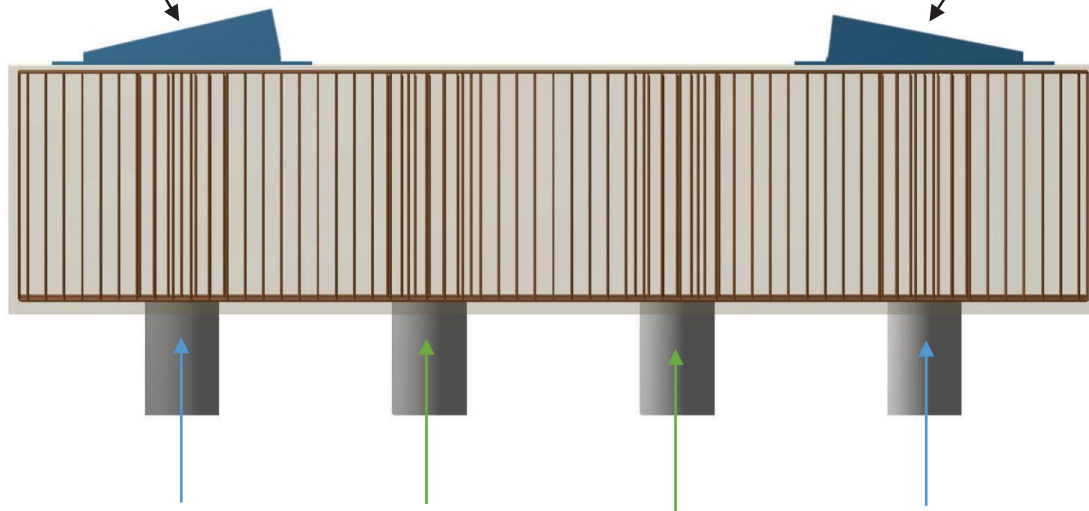
111

- Vista del cabezal de 8 pilotes.



Viaducto Urbano
Conector de la Av. Alem

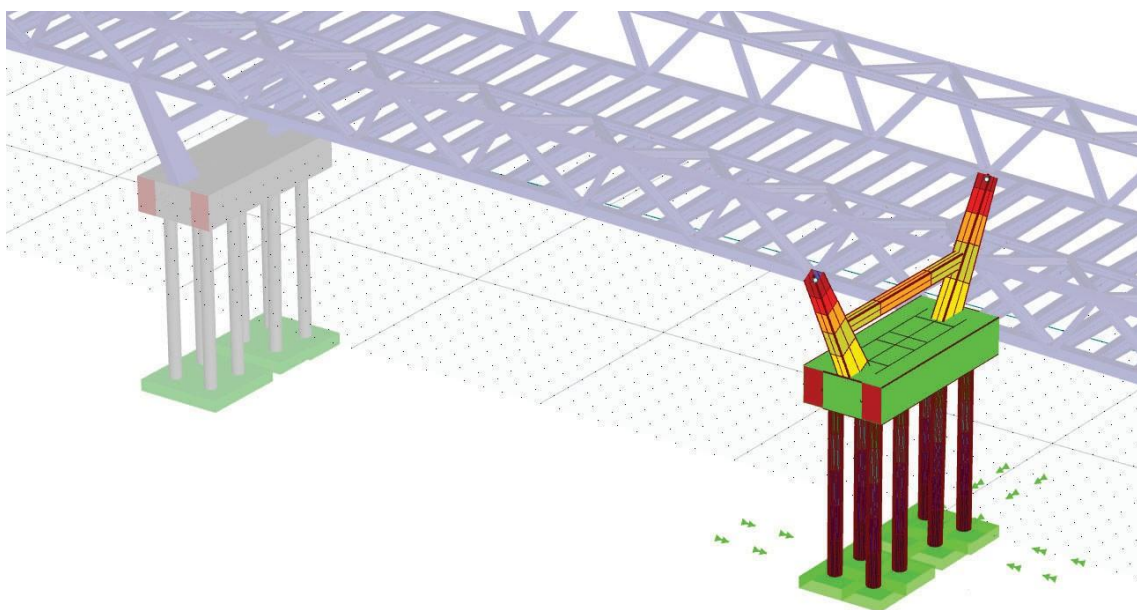
Juan Cruz Racca
UTN - Ing. civil



112 - Grafica en plano del cabezal con su armado y dirección de vectores.

Como se puede apreciar, los vectores que representan la reacción de los pilotes (en verde) generarían en caso de que las cargas (en negro) sean perpendiculares al cabezal una excentricidad mayor que en caso de que estas sean inclinadas, si bien, esto genera un punto de giro en la estabilidad global, el mismo es controlado por los vectores externos (en azul).

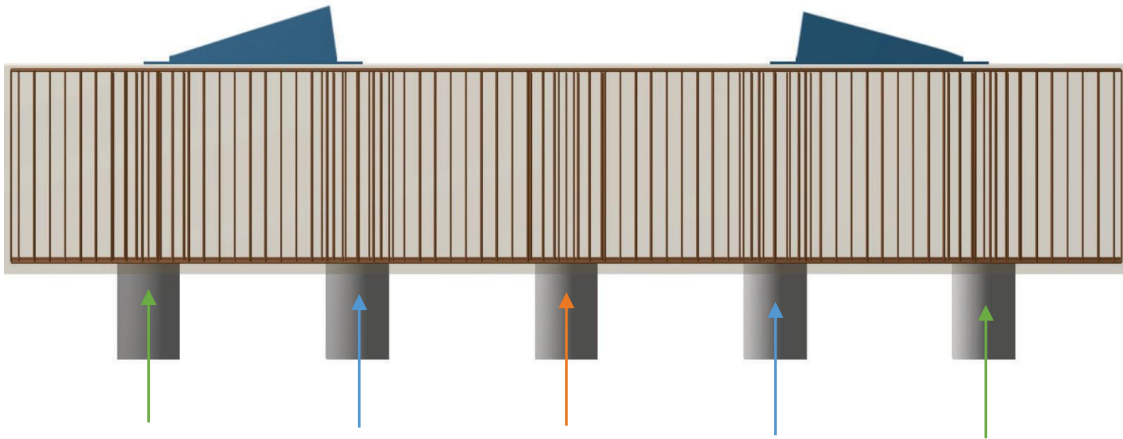
Como inconveniente, se presenta que esta excentricidad a fin de ahorrar pilotes (ya que una mayor separación genera una distribución no recomendada en las bielas) producirá un esfuerzo de tracción ante cargas significativas, este es el caso de la carga que produce el pilar 3 del puente.



113 - Modelo FEM del cabezal y pilotes del pilar 3.



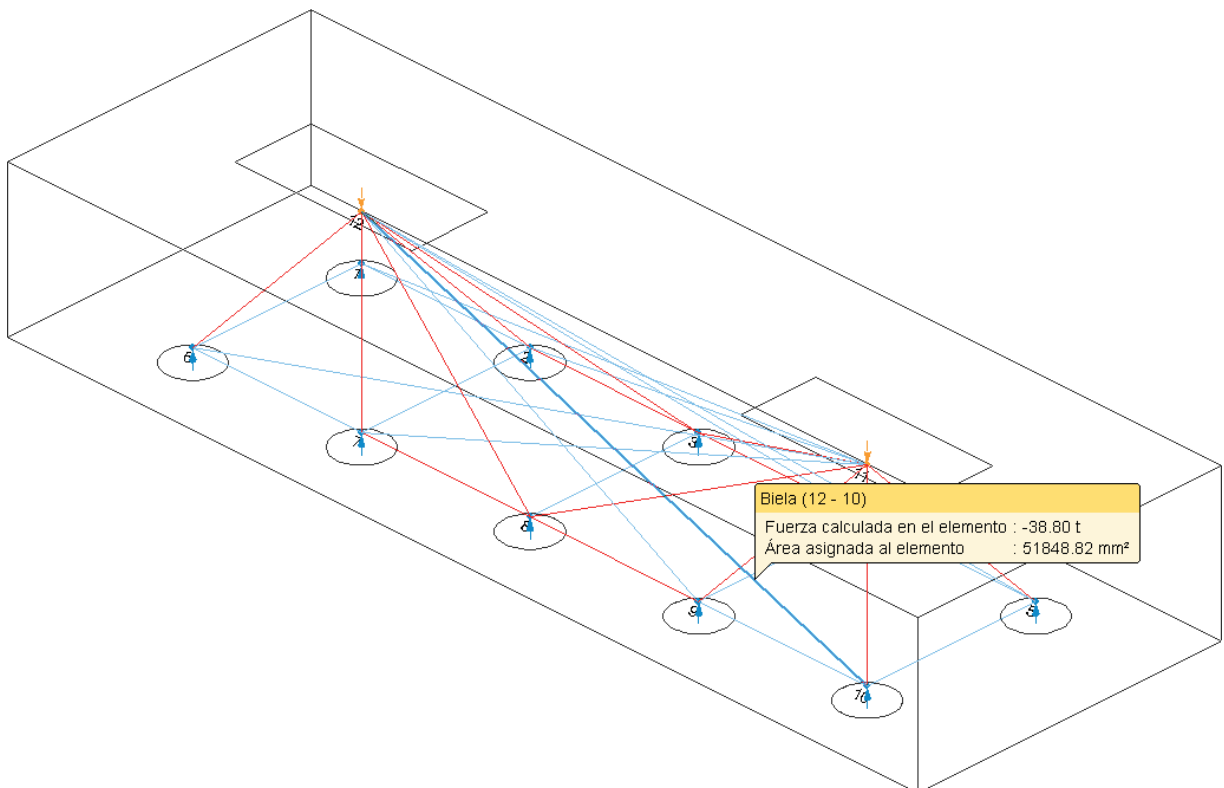
El cabezal del pilar 3 a modo de eliminar este sobre esfuerzo de tensiones de tracción se colocará 2 pilotes más, para eliminar la excentricidad y así controlar estas deformaciones.



114

- Grafica en plano del cabezal con su armado y dirección de vectores.

Los vectores verdes servirán para contrarrestar estos esfuerzos que produzcan una excentricidad, eliminando el sobre esfuerzo en de tracción en el encepado.

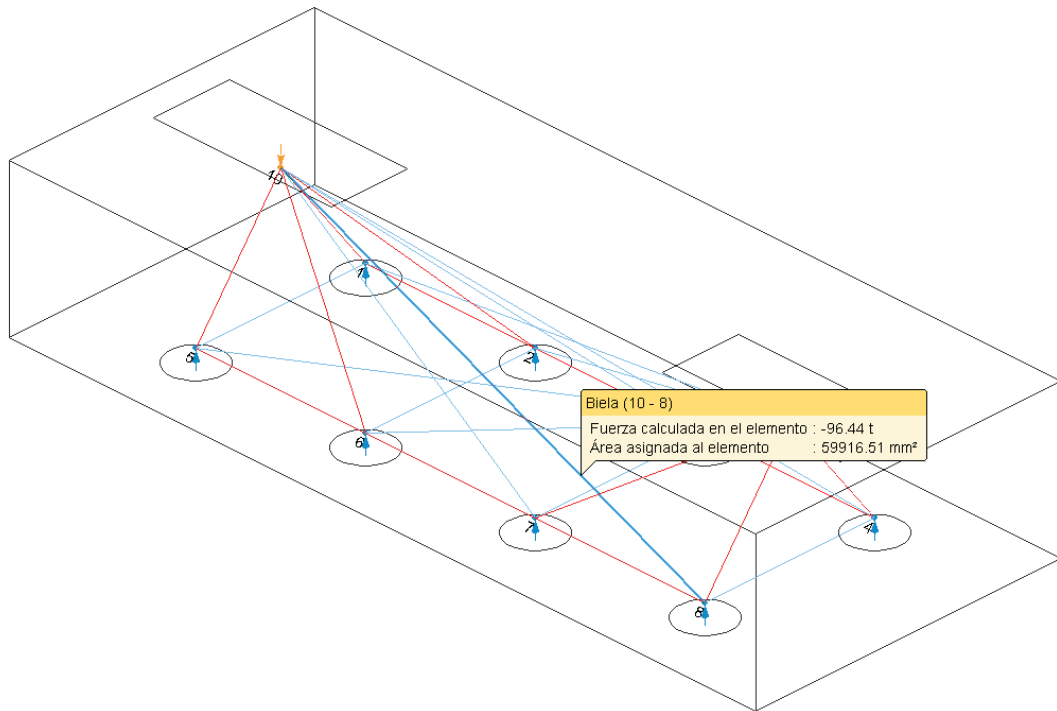


115

- Biela a tracción más solicitada ante cargas excéntricas.

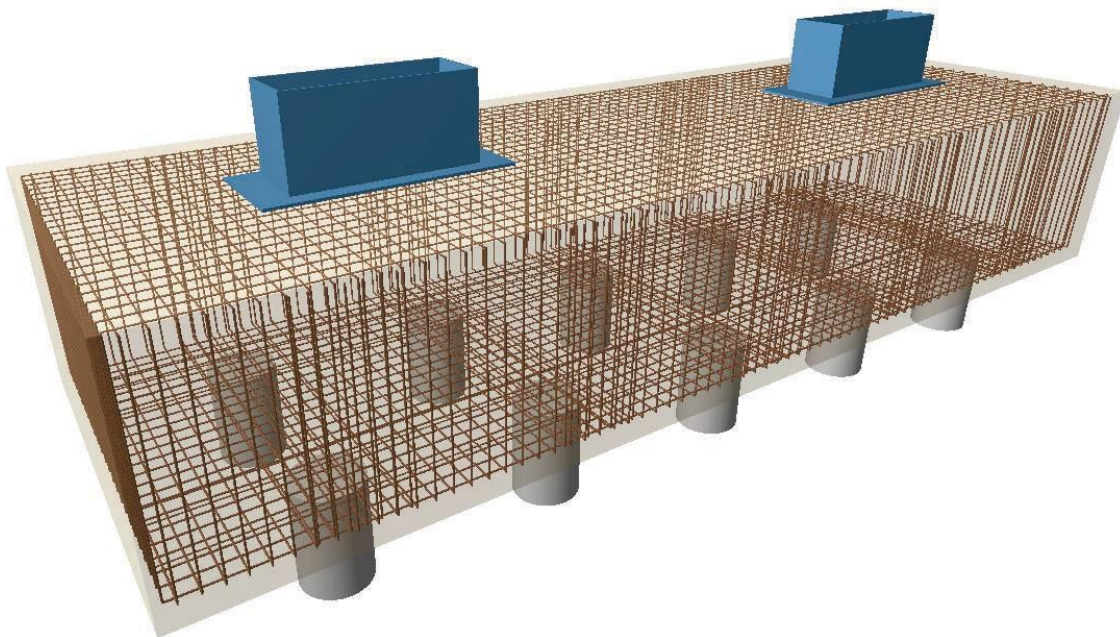


Si se compara este resultado de la biela resultante a tracción en el cabezal con 10 pilotes con la fuerza de tracción que se produciría si se utilizara igualmente un cabezal con 8 pilotes se puede apreciar que el esfuerzo es alrededor de 3 veces mayor.



116 - Biela a tracción más solicitada ante cargas excéntricas en caso de utilizar 8 pilotes.

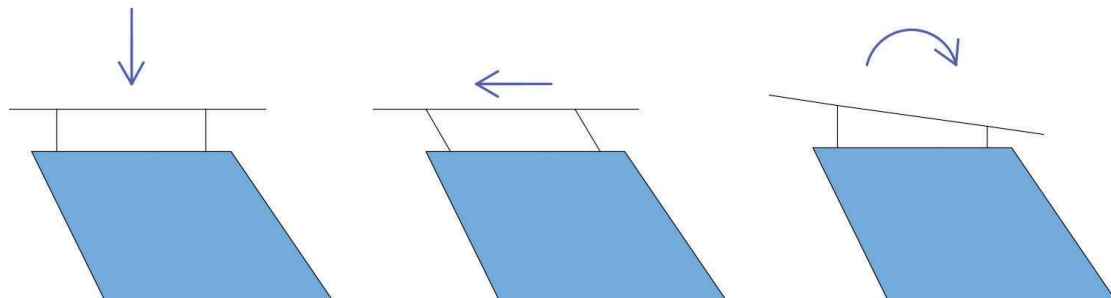
El armado de este encepado será igual que el armado del encepado de 8 pilotes.





Placas de apoyo elastoméricas

Entre la superestructura y la infraestructura del puente se dispondrá de apoyos elastoméricos, su función será la de transmitir las cargas y posibilitar el desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas, así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc.



118 - Solicitaciones en los dispositivos de apoyos.

Si bien los apoyos suelen ser de índole comercial, donde indicándole los esfuerzos máximos y giros obtenemos un producto, también la AASHTO hace referencia a los apoyos elastómeros. Indicando que, en cualquier capa de elastómero, el esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio cumplirá:

- Para apoyos sujetos a deformación por cortante:

$$\sigma_s \leq 1.66 GS \leq 112 \frac{kg}{cm}$$

$$\sigma_L \leq 0.66 GS$$

- Para apoyos fijados contra la deformación por cortante:

$$\sigma_s \leq 2 GS \leq 122 \frac{kg}{cm}$$

$$\sigma_L \leq GS$$

Dónde: σ_s es el esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total. σ_L será el esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva. G



el módulo de cortante del elastómero. S el factor de forma de la capa más gruesa del elastómero

En cuanto al desplazamiento horizontal máximo de la superestructura de puente Δ_0 , será tomado como 65% del rango de movimiento termal de diseño ΔT , incluyendo los movimientos causados por escurrimiento plástico del concreto (creep), acortamiento y postensado. La deformación máxima por cortante del apoyo en el estado límite de servicio Δ_s , se tomará como Δ_0 , modificado para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y el proceso constructivo. Si una superficie deslizante de baja fricción está instalada, Δ_s no será mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento. El apoyo cumplirá con:

$$h_{rt} \geq 2 \Delta_s$$

donde h_{rt} será el grosor total del elastómero Δ_s = deformación por cortante total máxima del elastómero en estado límite de servicio

En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial de paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes. Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamientos bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes. Esto dependerá de si los apoyos son rectangulares o circulares, y si los mismos son fijos o con deformación, en nuestro caso los apoyos serán rectangulares por lo que deberán satisfacer requerimientos de levantamiento si:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

Para apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán:

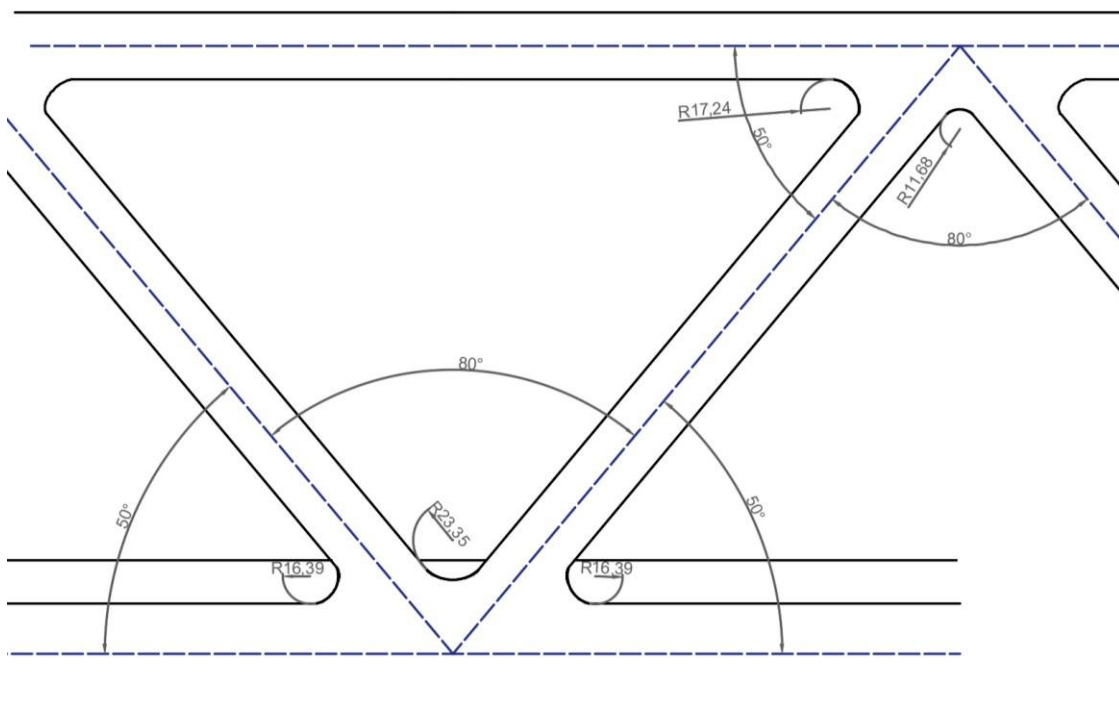
$$\sigma_s < 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$



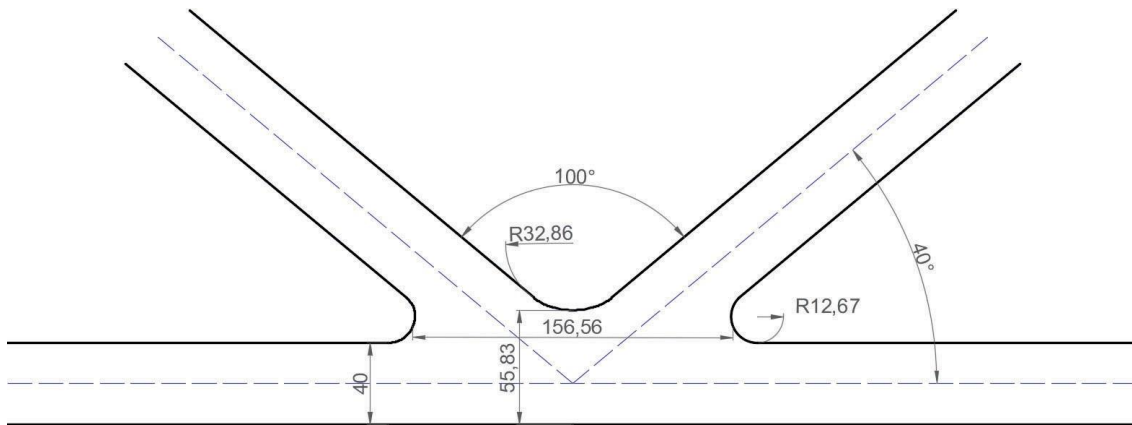
Uniones.

Todos los textos hacen referencia a que la mayoría de los errores en construcción de edificios y puentes se debe a una falta de detalles, si bien no es buen máquetin que un estudio/constructora publique una estadística de sus errores, debido a la necesidad de recolectar datos, algunas aseguradoras europeas realizaron un aforo y concluyeron que entre los errores productos de la elaboración del proyecto, el 78% se debía a una falta de criterios y realización de los detalles y el 69% eran en uniones. Además, Entendiendo el fenómeno de redundancia, las uniones en estructuras de acero a diferencia de las estructuras de hormigón armado carecen de la misma.

Los detalles de uniones en puentes son de suma importancia, lo que se busca a la hora de elaborarlos es tratar de no concentrar tenciones, si bien esto es prácticamente imposible, deberá tratarse de minimizar esta concentración de tensiones producto de un mal diseño. En otras palabras, dichas transiciones de tenciones deben ser lo más suaves que se pueda, tratándose con cuidado ante cambio de espesores, ya que esto podría generar una disminución del umbral de fatiga. Se tendrá que tener sumo cuidado en el detallado de uniones con soldadura en lugares propensos a fatiga, ya que se estará realizando una concentración de tenciones previa a las cargas.



119 - Armonización del encuentro entre las diagonales verticales y los cajones.



120 - Armonización del encuentro entre las diagonales horizontales y el cajón superior.

A la hora de tener en cuenta las causantes de pérdidas en la performance a fátiga, se detallará y analizará las posibles pérdidas debido mal diseño, como falta de armonía entre uniones, buscando siempre perturbar el flujo tensional lo menos posible, una armonización como las diagramadas en las imágenes anteriores.

Categoría C**

CONDICION DE LA SOLDADURA*	CAT.
Espesor desigual - Respaldo no se retira	E
Espesor desigual - Respaldo se retira	D
Espesor igual - Respaldo no se retira	C
Espesor igual - Respaldo se retira	B

R**	CAT.	
	Fil	Ra
R > 610	D	B
610 > R > 150	D	C
150 > R > 50	D	D
50 > R	E	E

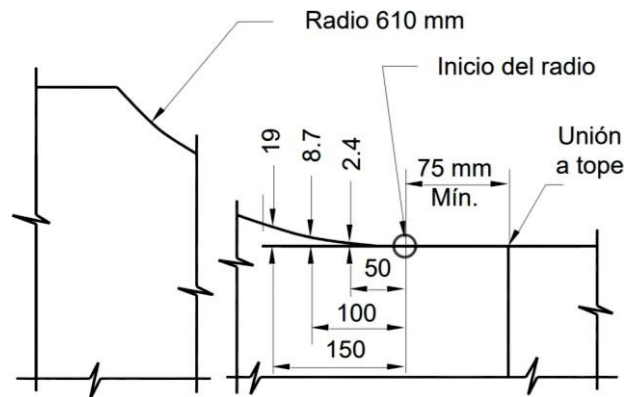
121 – extracción del reglamento sobre la categoría de fatiga para el tipo de unión.

En el detalle de arriba se aprecia como el radio de transición favorece la resistencia a las micro fracturas, aumentando el umbral de fatiga, el manual AASHTO LRFD considera contraproducente a los radios menores de 5 cm asignándolos al grupo E.

Utilizaremos uniones en filete para armonizar tensiones tangenciales, evitando la transición de tensiones al eje de la viga, evitando la presencia de tensiones en sus pies.

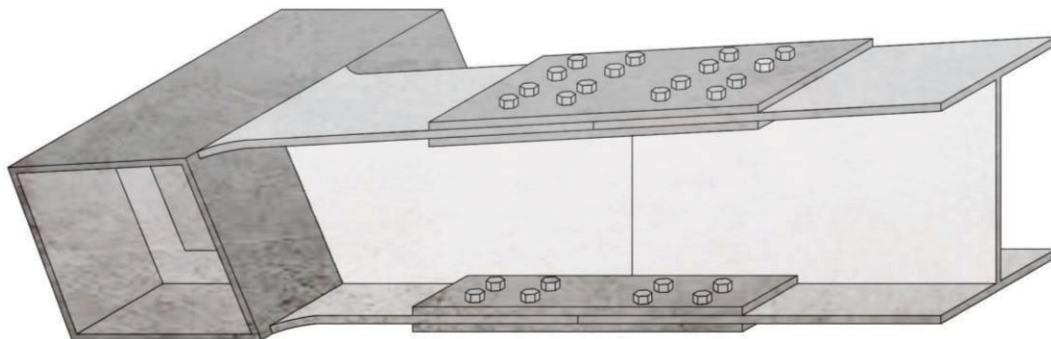


También se resaltaré el uso de soldaduras de penetración parcial y penetración total (preferentemente, ya que esta penetración completa generará menor concentración de tensiones) las cuales podrán ser con o sin filetes. Aclarando que no se debe tampoco abusar de la penetración total, por el incremento del gasto en la obra.



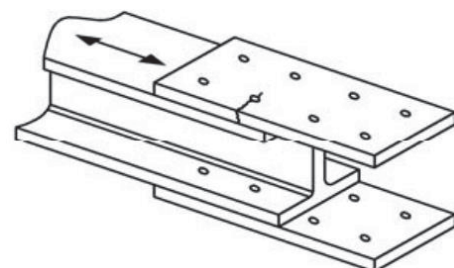
122 - Extracción del reglamento sobre el radio.

Las uniones abullonadas en estructuras principales se exigen uniones de deslizamiento crítico y de fricción bajo las cargas mayoradas correspondientes a cada etapa crítica de la construcción.



123 - Ilustración del encuentro entre el cajón inferior y las vigas.

Se aprecia el detalle extraído de la discusión al reglamento CIRSOC 803, de un Metal base en la sección neta de juntas con bulones de alta resistencia pre tensionados, diseñadas como conexiones tipo aplastamiento pero fabricadas e instaladas cumpliendo con todos los requisitos aplicables a





uniones de deslizamiento crítico, el cual tendrá una categoría B con si Constante A de $39,3 \times 10^{11} (MPa^3)$ y Umbral $(\Delta F)_{TH} 110,3 MPa$

A nivel conceptual la resistencia a la fatiga por encima del umbral de fatiga para amplitud constante es inversamente proporcional al cubo del rango de tensiones.

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \quad N = (365)(75)n(ADTT)_{SL}$$

Dónde: A = constante tomada de la Tabla (MPa^2) n = número de ciclos por pasada de camión tomado de la Tabla 2 $(ADTT)_{SL} = ADTT$ en un único carril $(\Delta F)_{TH} =$ umbral de fatiga para amplitud constante tomado de Tabla (MPa)

Descripción	Categoría del detalle	Constante A (MPa^3)	Umbral $(\Delta F)_{TH}$ MPa	Punto de inicio de fisura potencial	Ejemplos ilustrativos
Sección 9 – Misceláneos					
9.1 – Metal base en los conectores de corte tipo stud utilizando soldaduras de filete o automática.		$14,4 \times 10^{11}$	68,9	En el talón de la soldadura en el metal base	
9.2 – Bulones no pretensados de alta resistencia, bulones comunes, varillas de anclaje roscadas y de suspensión con roscas cortadas, rectificadas o laminadas. Se debe utilizar el rango de esfuerzos sobre el área a tracción debido a la sobrecarga más la acción de palanca cuando sea aplicable.				En la raíz de las roscas, extendiéndose hacia el área a tracción	
(Fatiga II) Vida finita	E'	$1,2 \times 10^{11}$	N/A		
(Fatiga I) Vida infinita	D	N/A	48,2		

124 - Extracción de la discusión al reglamento CIRSOC 803.

Debido a que el reglamento argentino se encuentra actualmente en discusión, se realizara una comparativa con los resultados obtenidos de la AASTHO LRFD, cabe aclarar que estos son prácticamente iguales. Debido a que no se encuentra la gama CIRSOC completa, este indica que se deberá ajustar a los requisitos de los artículos de la



norma "AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications", hasta tanto se desarrolle un documento específico al respecto.

Todo acero estructural, incluyendo el utilizado para el sistema de arriostramiento, marcos transversales, y todo tipo de chapas de nudo, pero exceptuando las almas de los perfiles laminados, las nervaduras cerradas en los tableros ortótropos, las placas de relleno, y las barandas de acero, no deberá tener menos de 8 mm de espesor.

Categoría	$(ADTT)_{SL}$ para un período de 75 años, equivalente a vida infinita (camiones por día)
A	535
B	865
B'	1035
C	1290
C'	745
D	1875
E	3545
E'	6525

125

- Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención de $(ADTT)_{SL}$.

CATEGORÍA PARA DISEÑO A FATIGA	CONSTANTE A $\times 10^{11}$ (MPa ³)
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	5.61
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	10.3

126

- Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención de A.



Categoría	Umbral (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E	31.0
E'	17.9
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	214.0
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	262.0

127 - Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención del umbral de fatiga.

A los fines de determinar los ciclos de tensión por pasada de camión correspondientes a tramos continuos se deberá considerar que una distancia igual a un décimo de la longitud del tramo a cada lado de los apoyos interiores se considera “cerca de un apoyo interior”.

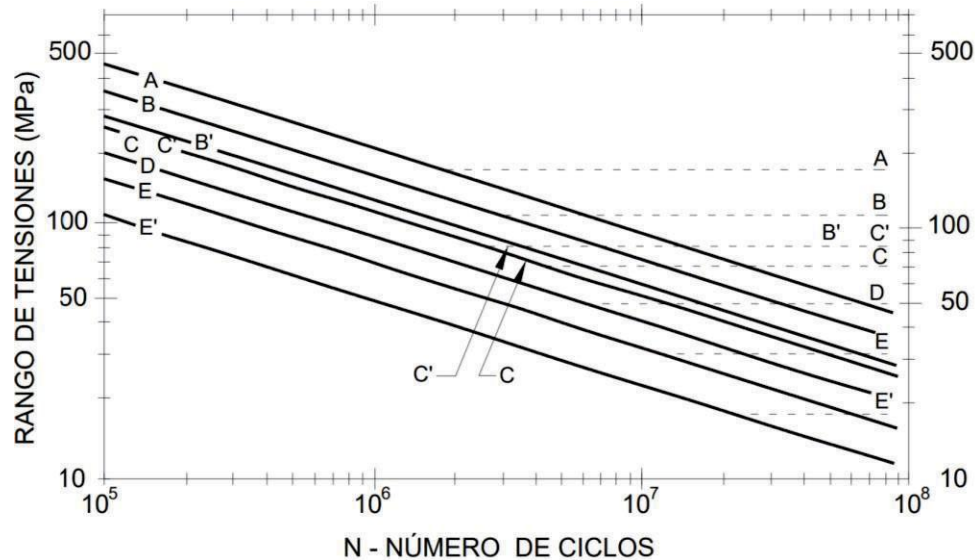
Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Vigas de un solo tramo	1.0	2.0
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2.0
2) otras ubicaciones	1.0	2.0
Vigas en voladizo	5.0	
Celosías	1.0	
Elementos transversales	Separación	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

128 - Tabla extraída de la normativa AASHTO de ciclos por pasada de camión

Cuando el rango de tensiones de diseño es menor que la mitad del umbral de fatiga para amplitud constante el detalle proveerá una vida a fatiga teóricamente infinita. A excepción de las Categorías E y E', para volúmenes de tráfico más elevados el diseño casi

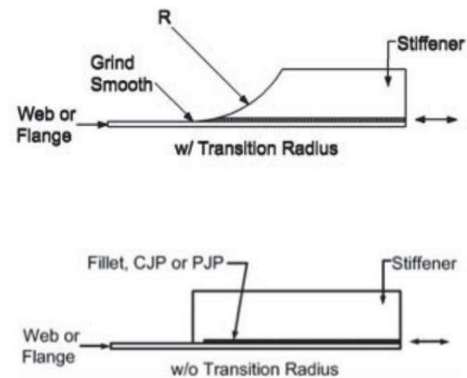


siempre será determinado por la verificación para vida infinita. La Tabla siguiente indica los valores de (ADTT)SL por encima de los cuales la verificación para vida infinita resulta determinante, suponiendo una vida de diseño de 75 años y un ciclo por camión.



129 - Tabla extraída de la normativa AASHTO rango de tensiones.

Si revisamos el reglamento CIRSOC 803 (actualmente en discusión) es concordante con lo que dictan las normativas AASTHO LRFD Para el cálculo la utilización de rigidizador unido por soldaduras y con un radio de transición R provisto donde termina la soldadura como se aprecia en el detalle superior será significativamente menos penalizado que a medida que el radio sea mayor, hasta llegar al detalle de la imagen inferior sin ningún radio donde este es aún más penalizado.



*En todo detalle no especificado se utilizaron los valores de la normativa AASHTO LRFD



Construcción y montaje

Como los expresa el método ABC (Accelerated Bridge Construction), lo que busca la tendencia actual en cuanto a la construcción de puentes, es disminuir los impactos de la construcción lo máximo que se pueda, ya sea impactos sociales, de tránsito, de reparaciones, etc. Una de las maneras de reducir el impacto y el costo social neto, aunque de las pautas más controversiales, es la construcción local de los elementos, reduciendo largos trechos de movilidad de los elementos constitutivos del puente, por lo que la elaboración del mismo con materiales disponibles y de común aplicación en la zona será un requisito, y como la tendencia previa al ABC ya indicaba, se buscará prefabricar la mayor cantidad de elementos que se pueda, así se disminuirá el tiempo de trabajo en obra y se podrá reducir el camino crítico.

Debido a la longitud de los tramos, la cercha se tendrá que trasladar en partes, terminándolas de armar en el predio del ferrocarril para su posterior montaje, para esto se dividirá en 3 partes, 2 de 36 metros y otra de 24 metros, si bien lo intuitivo es montar las cerchas en 3 partes iguales a las de su funcionamiento, esto hace que las uniones queden en los puntos de máximas solicitaciones. Como antecedente de un caso similar en argentina son los puentes sobre la avenida general paz. Con la distinción de que estos puentes eran de un solo tramo. El peso a montar de los 3 tramos del puente es de alrededor 160 tn, mientras que los puentes de la avenida general paz pesaban entre 150 a 170 tn.

Las conexiones del puente serán soldadas y abullonadas, las partes que quedan expuestas de las secciones cajón se realizarán soldadas, las secciones propensas a fatiga, como las vigas transversales del tablero serán abullonadas como se expresó en el apartado de uniones.

Previo al montaje, se deberán colocar en cada pila las correspondientes placas de apoyo elastoméricas.

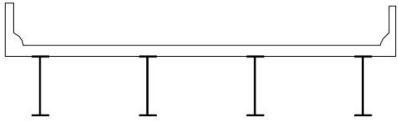
Posterior al montaje, se llenarán las losas con los conectores de cortes previamente colocados para garantizar el trabajo en conjunto de estas con las vigas, se dejarán en los puntos señalados las respectivas juntas de dilatación y lugares para la colocación de los drenajes.

Una vez fraguado el concreto ya el tablero estará trabajando en conjunto (hormigón y viga de acero) por lo que se podrá preceder con los trabajos para la colocación de la carpeta de rodadura.



Vigas longitudinales v tablero.

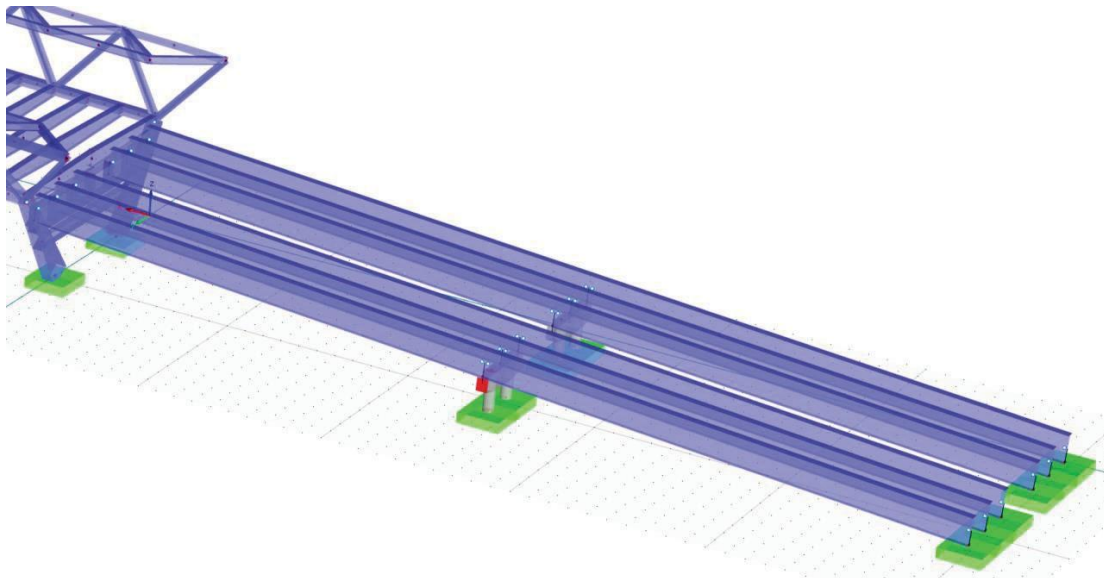
Las secciones del tablero de los puentes de acceso son correspondientes con lo que las normas llaman secciones típicas, para nuestro caso será la sección transversal típica (a).

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)

130 - Extracto de la normativa AASHTO LRFD de secciones transversales típicas.

Para no caer en números sin seguir el comportamiento natural de la estructura, realizaremos una envolvente para la obtención de las solicitaciones entre los métodos que se explican en la normativa y el análisis por el método de elementos finitos.

Las vigas que conforman el tablero del puente de acceso serán de 25 metros de largo y 1.5 metros de alto, estarán conformadas con chapas de 1'' sus alas y chapas de 3/4'' sus almas.

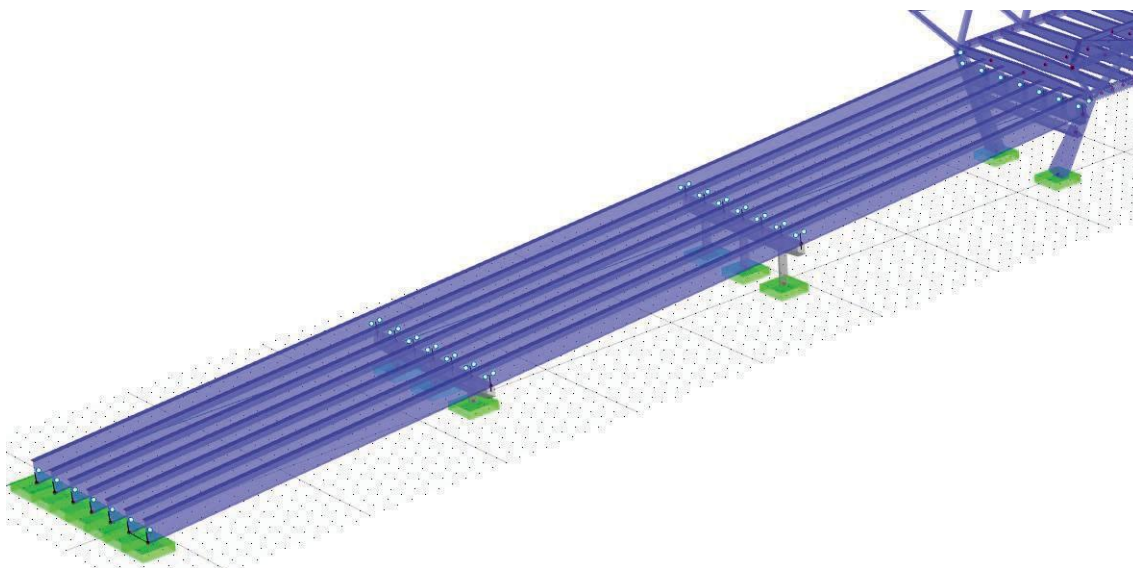


131 - Modelo FEM de la Rampa de acceso en dirección a avenida Casey.

Esta tipología se repetirá para las 2 rampas, haciendo 3 tramos simplemente apoyados en el lado que caerá en la intersección entre las calles Alem y 2 de abril. Mientras



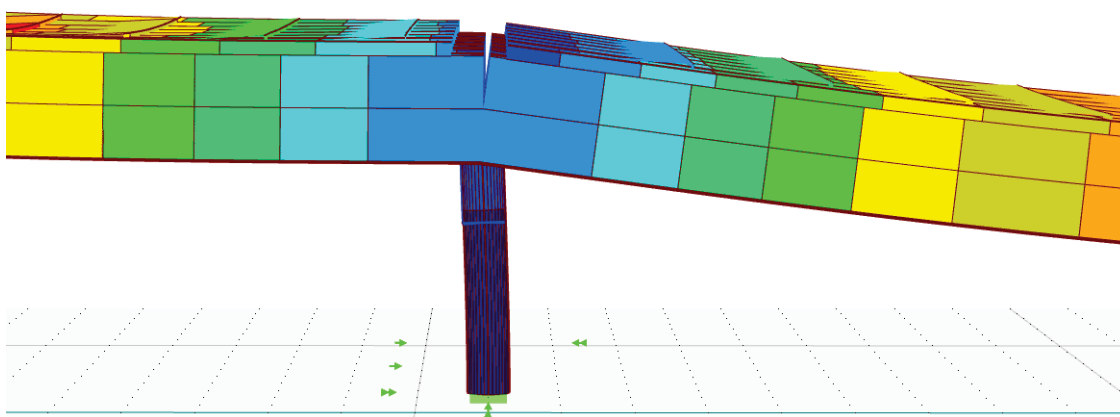
que del lado opuesto se realizaran 2 tramos simplemente apoyados la rampa que conectara a Alem desembocando en Casey.



132

- Modelo FEM de la Rampa de acceso en dirección a 2 de abril.

Las vigas trabajarán como simplemente apoyadas, debido a esto entre cada una de ellas se colocará una junta de dilatación, ya que esta zona es propensa a fisuras. se puede apreciar en la visualización de la deformada, como esta unión se tiende a abrir.



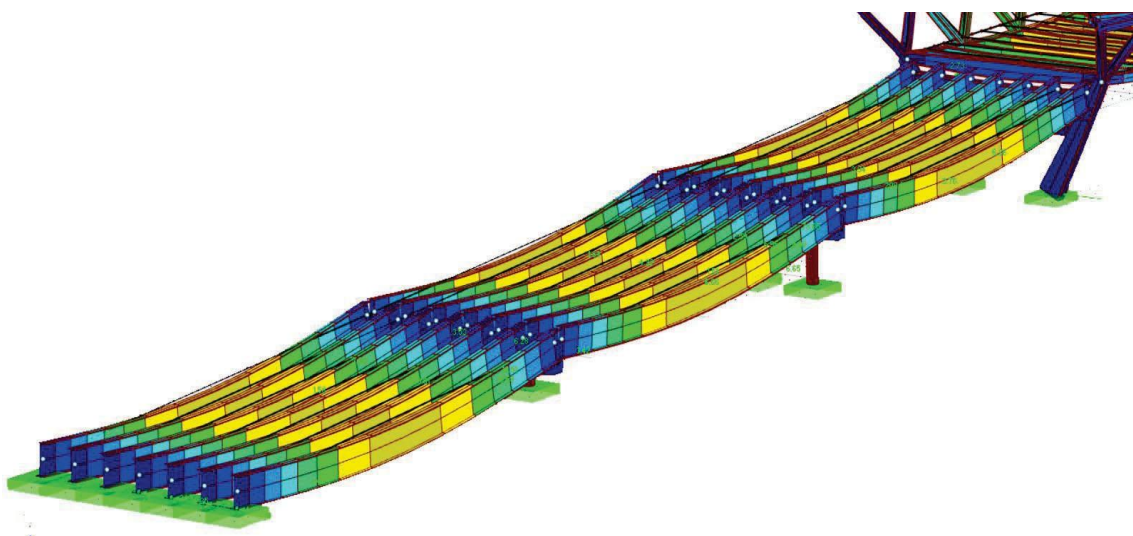
133

- Visualización de la zona de junta de dilatación.

De forma evidente las vigas del puente de aproximación trabajarán en un estado inicial de manera solitarias, estas tendrán que mantener además de su propio peso, el peso de la losa de hormigón y de su encofrado de manera tal que las deformaciones generadas no afecten el funcionamiento del mismo. Esto es aclarado en el reglamento como Las



secciones en flexión positiva que son compuestas en su condición final pero que son no compuestas durante la etapa constructiva se deberán investigar de acuerdo con los requisitos reglamentarios durante las diferentes etapas de colocación del tablero. En esta etapa Las propiedades geométricas, longitudes de arriostramiento y tensiones usadas al calcular la resistencia nominal a la flexión deberán ser las correspondientes a la sección de acero exclusivamente. Se deberán considerar los cambios en las cargas, rigidez y arriostramiento durante las diferentes etapas de colocación del tablero.



134 - Deformada exagerada ante el colado de la losa.

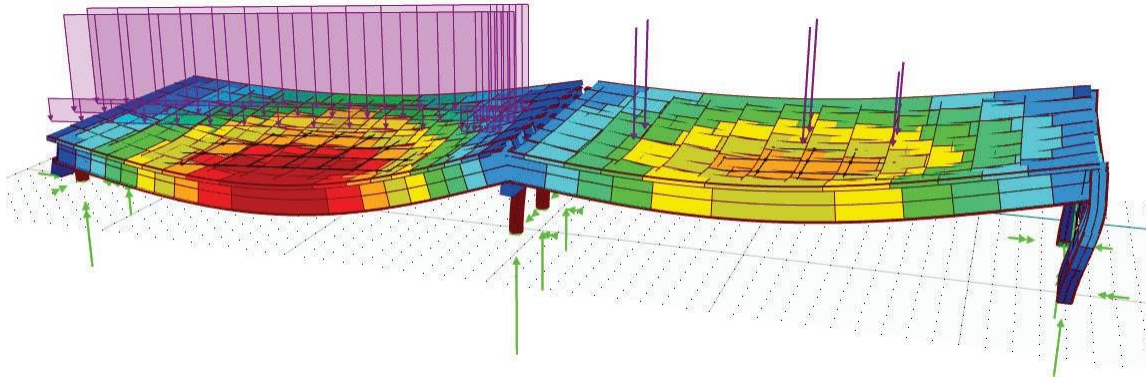
Las vigas compuestas más económicas generalmente tienen el ala superior menor que el ala inferior. Esto tiene la limitación que en ciertos casos no se puede colocar la totalidad del tablero de hormigón en una sola etapa. Por lo tanto, es posible que partes de las vigas se vuelvan compuestas en etapas sucesivas. Si el tablero se coloca siguiendo determinadas secuencias de colocación, los momentos temporarios inducidos en las vigas durante la colocación del tablero pueden ser considerablemente mayores que los momentos debidos a las cargas permanentes finales en estado no compuesto una vez completada la secuencia de colocación.

Una vez fraguado el hormigón, para garantizar este trabajo en conjunto se deberá proveer de conectores de cortes. Estos se deberán diseñar para la sumatoria de los cortes por flexión y torsión de Saint-Venant.

Una vez trabaje en forma compuesta la estructura, las cargas no estarán siempre distribuidas uniformemente en toda la superficie, sino que se deberá estudiar las distintas

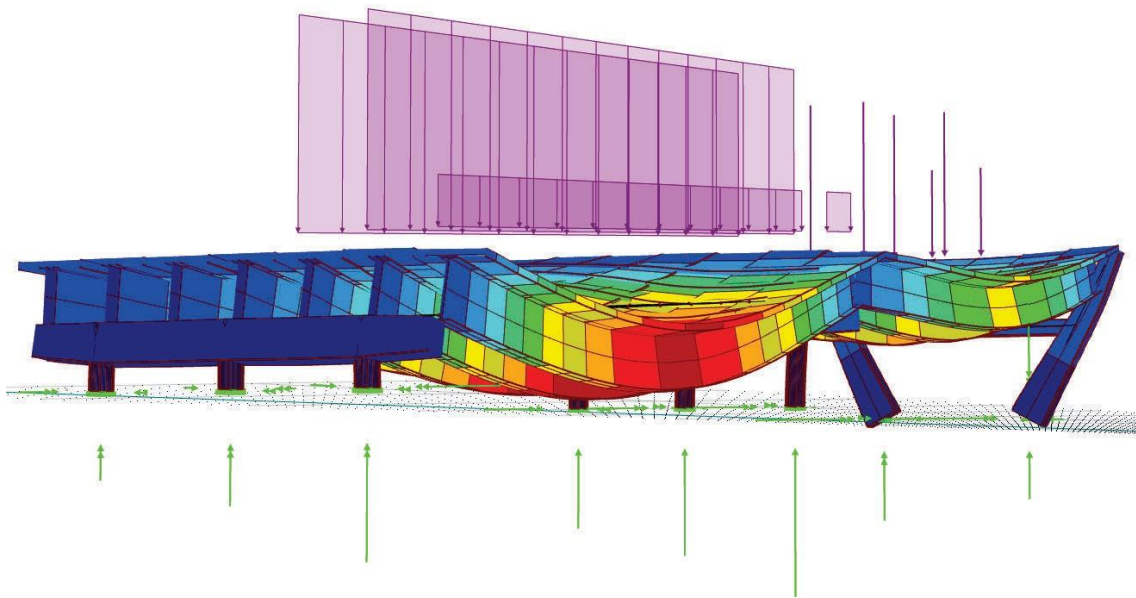


combinaciones, para las cuales habrá que tener en cuenta no solo el estado de servicio, sino que también el estado de posibles tracciones dentro del tablero.



135 - Deformada del tablero debido a una excentricidad de las cargas vehiculares, peatonales y del camión de diseño.

Como se puede apreciar las deformaciones predominantes ante cargas excéntricas son la sobrecarga de carril de diseño tanto para servicio como resistencia.

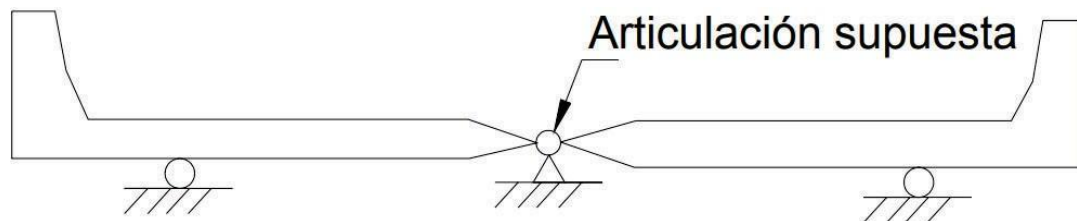


136 - Deformada del tablero debido a una excentricidad de las cargas vehiculares, peatonales y del camión de diseño.

Se tendrá que tener en cuenta el incremento de las solicitaciones producto de cargas producidas por la colisión de vehículos que circulan por el puente ante las barandas protectoras, esto generara un momento para el cual se deberá verificar el tablero y las vigas compuestas.

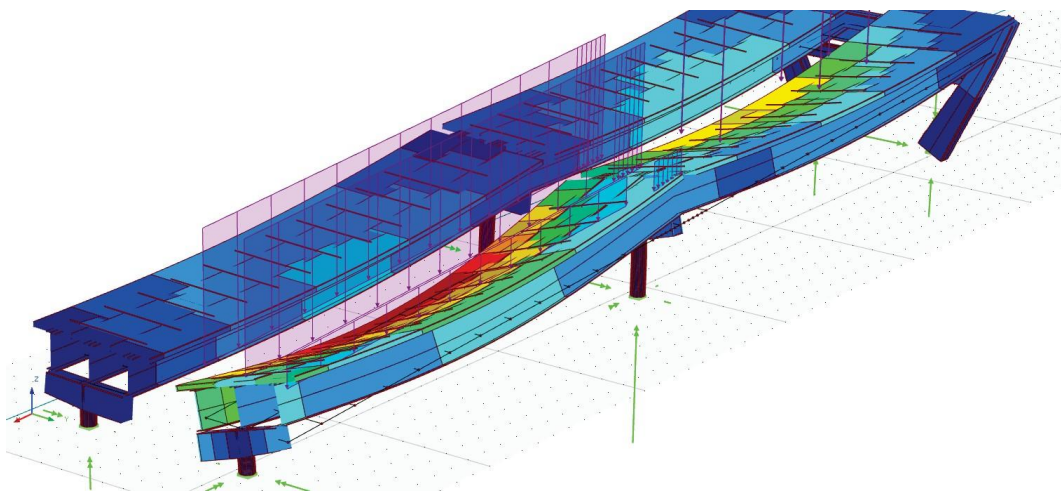


En el caso del puente de acceso que desemboca en avenida Casey, este estará conformado por un esquema de una losa apoyada en 3 vigas isostáticas, las especificaciones AASHTO señalan que Para hallar la reacción en la viga exterior los momentos se deberían tomar respecto una articulación supuesta o ideal del tablero sobre la viga central.



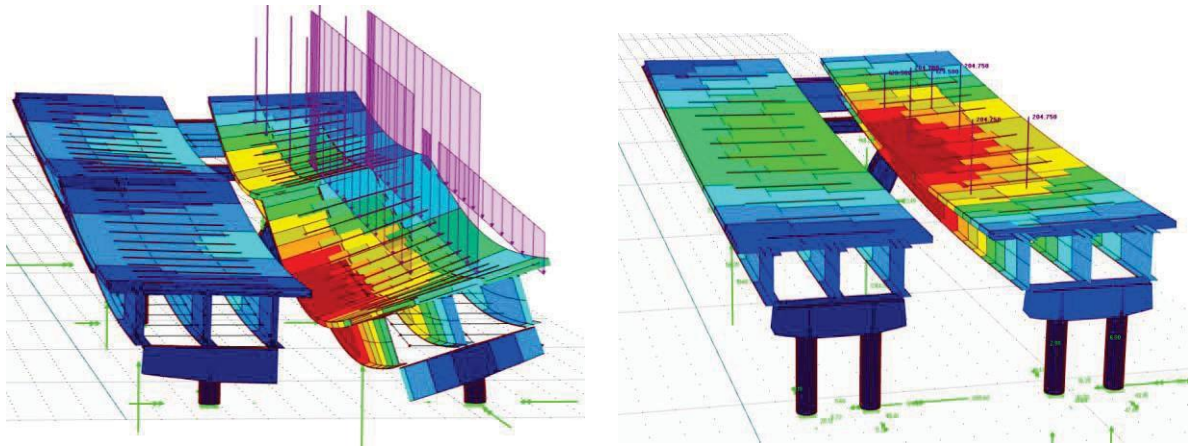
137 - Imagen de las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD del esquema mencionado.

Se tendrá que tener en cuenta que la carga de tránsito no está centrada en el tablero, si bien ante alguna modificación puede llegar a estarlo, el lateral exterior funcionara a priori como un acceso peatonal al puente, generando una excentricidad y por ende provocando una rotación en el tablero.



138 - Vista del modelo FEM de la deformación.

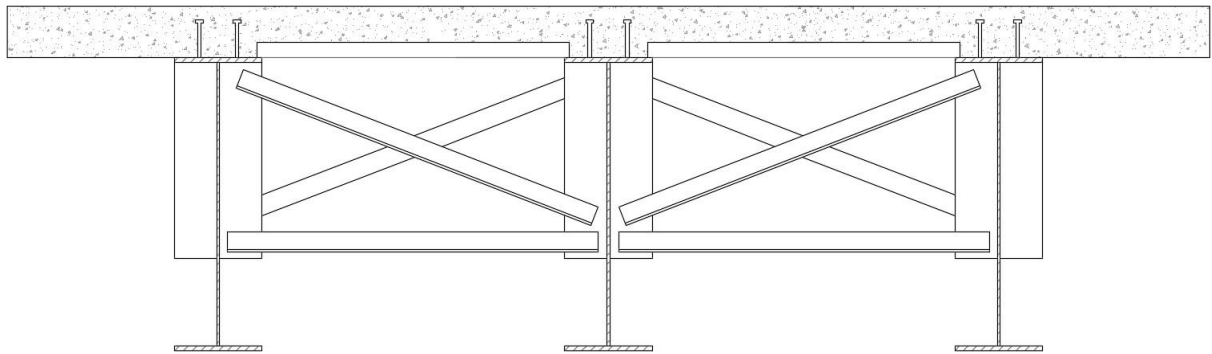
Esta excentricidad no solo repercute en la superestructura, sino que la viga dintel y las pilas también son susceptibles a esta, por lo que se deberá fortalecer las bases y no aplicar una sola pila en el diseño de las 3 vigas.



139

- Vista comparativa del modelo FEM de 1 y 2 pilares.

Para evitar que se produzca una tendencia al ladeo de la viga ante la aparición de cargas excéntricas, se colocaran en 1/3 y 2/3 de la luz de cada tramo unos diafragmas transversales.



140

- Ilustración de los diafragmas transversales.

Si bien lo ideal es que lleguen hasta el ala inferior, esta soldadura como se ha comentado anteriormente provocara que se alteren las tensiones, siendo contraproducente para el comportamiento de la performance a fatiga.

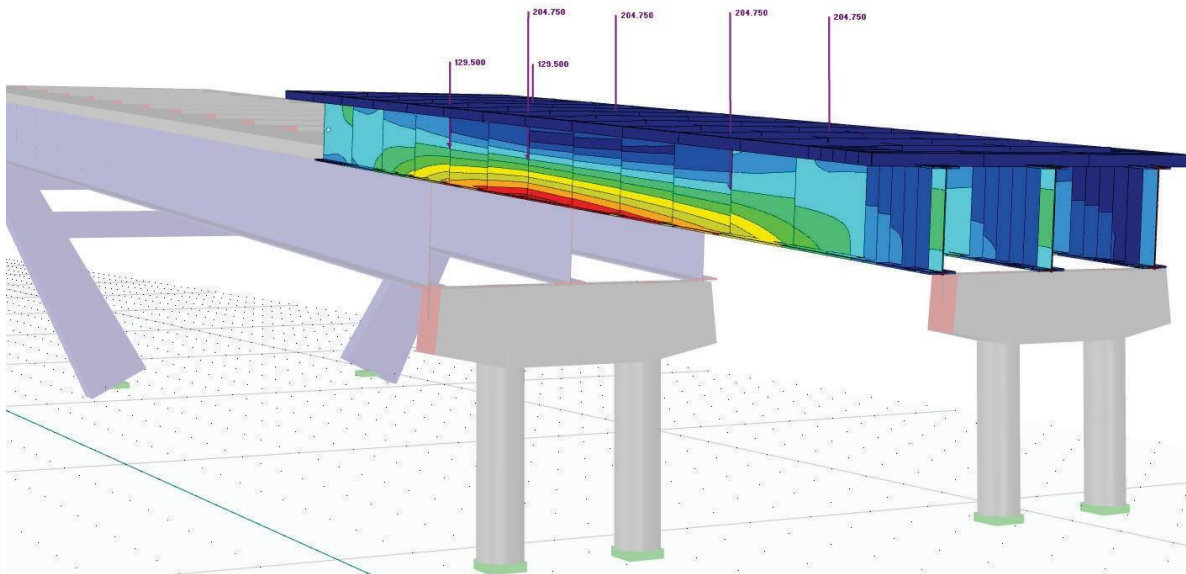
En cuanto al tablero de hormigón, en la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo. En el puente de aproximación, como la armadura principal es perpendicular al tránsito se tendrá,

$$\frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$$

Siendo S la longitud de tramo efectiva.



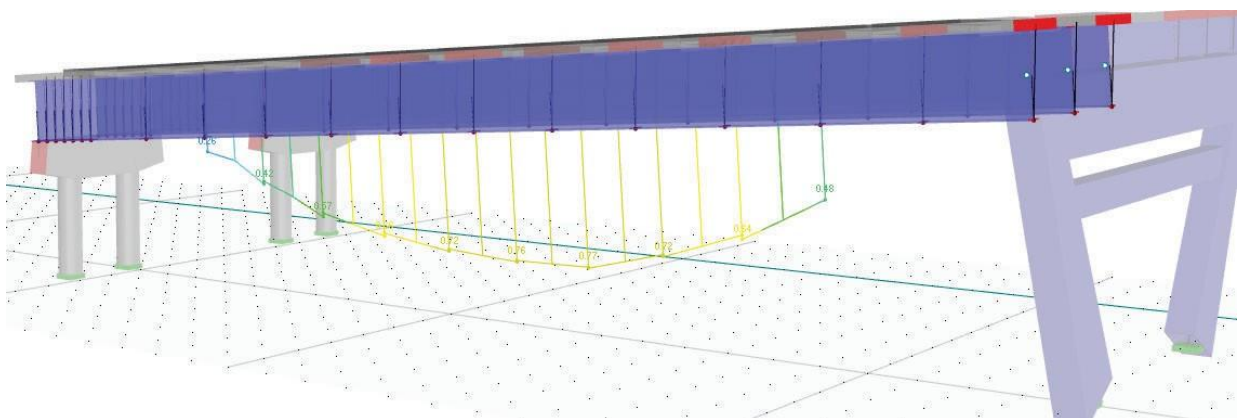
Si analizamos los elementos de la sección compuesta con las tensiones de von mises, excluyendo el análisis tensional del hormigón (ya que este análisis es aplicable a materiales dúctiles) podemos notar que el ala inferior es la más solicitada, mientras que el ala superior casi no tiene tensiones debido a que el hormigón absorbe casi la totalidad del esfuerzo.



141

- Tensiones de von mises (en acero)

Si miramos el gráfico anterior podemos notar que las tensiones son máximas en los lugares más propensos a fatiga, esto influye que se deberá verificar como es su performance, para poder visualizar la performance a fatiga se visualizara en la imagen siguiente los valores de verificación, adjuntando en el anexo los cálculos correspondientes.



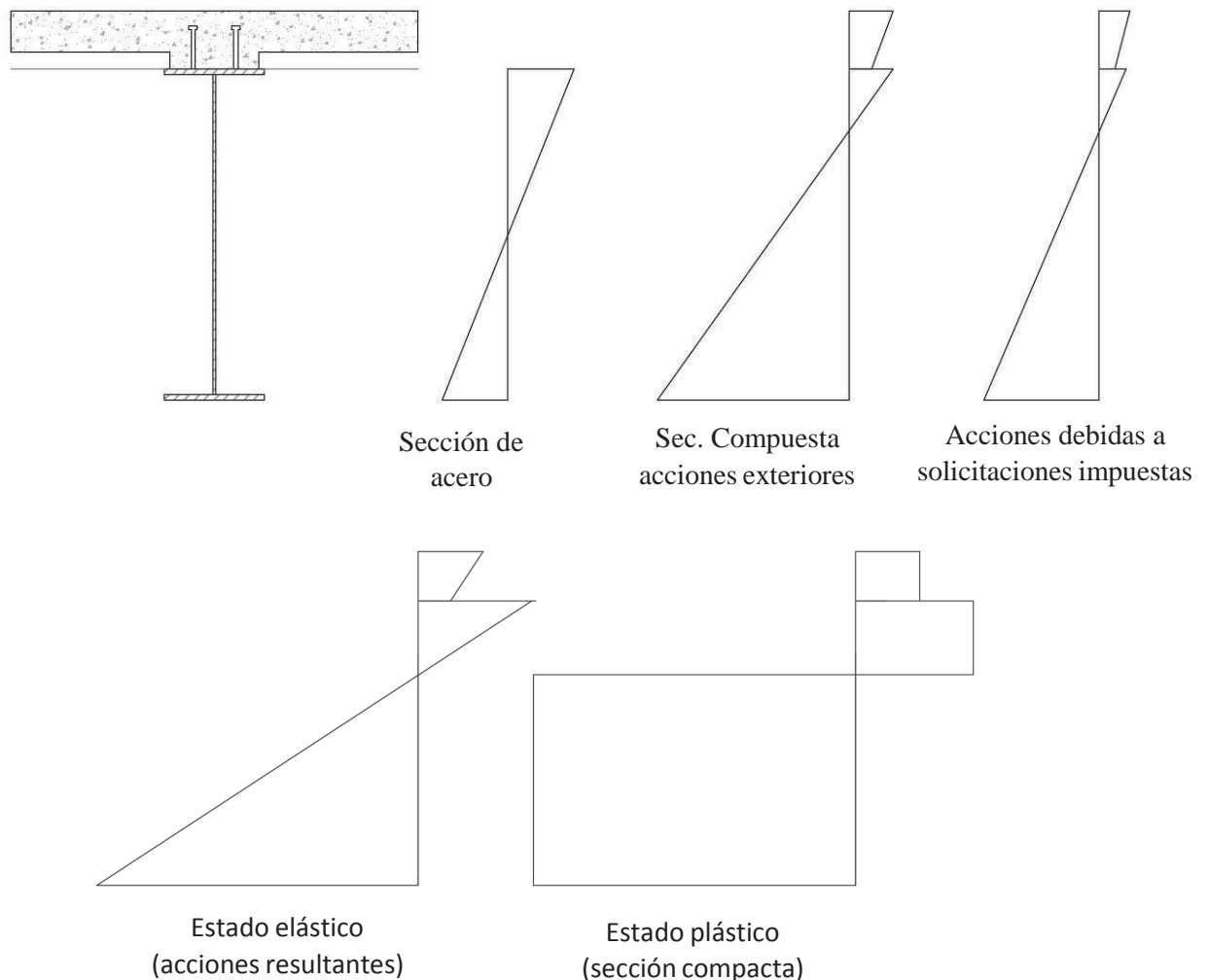
142

- Valores correspondientes a la verificación de fatiga según la EN.



En nuestro caso, las secciones tendrán las almas, que no son lo suficientemente rígidas como para que se pueda producir la total plastificación de la sección sin que se produzcan fenómenos de inestabilidad y tampoco se pueda producir la capacidad de rotación suficiente, estas secciones reglamentariamente denominadas no compactas.

Esta falta de capacidad de redistribución hace que no se pueda obtener la sollicitación total, como suma global de todas las sollicitaciones existentes, como ocurre en las secciones compactas (como las del tablero del puente principal), sino que es necesario tener en cuenta que el proceso constructivo y las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción, además de las obvias acciones exteriores que actúan sobre la sección.



143 – Tensiones en las secciones compuestas.

Cabe aclarar que las almas no son lo suficientemente esbeltas para que sea necesario proceder a su rigidización transversal y longitudinal para evitar su puesta fuera de servicio por pandeo ante estados de carga pequeños. Se estableció para el diseño una dialéctica

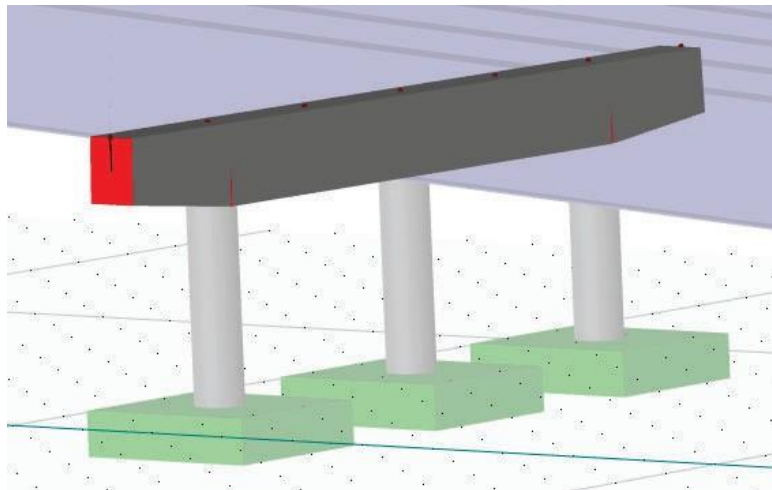


entre secciones de alma muy delgadas, de poco peso, que exigen una fuerte rigidización, con gran coste de trabajo en taller y almas algo más gruesas, de más peso, y menos necesitadas de rigidización o nula.



Viga dintel

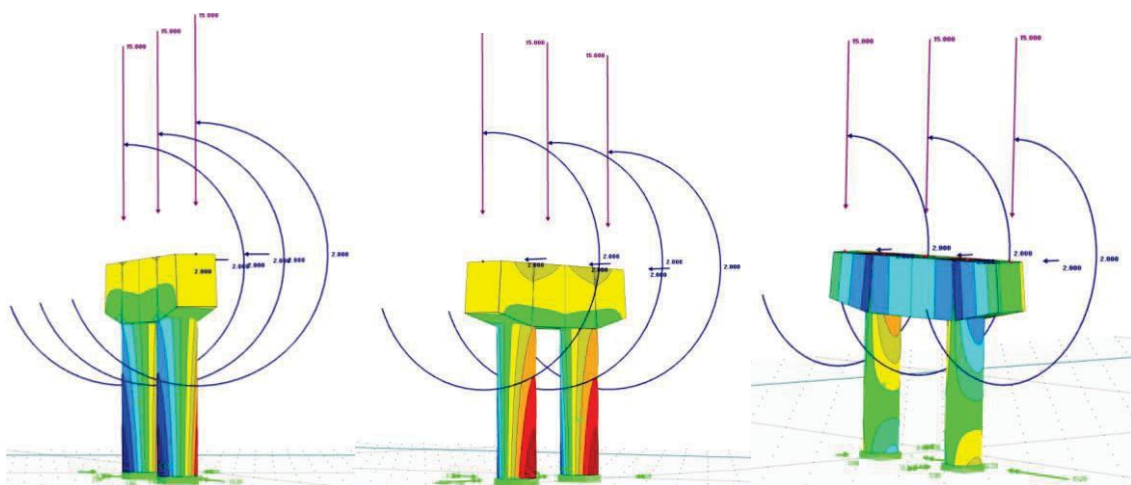
El dintel del puente de acceso será de hormigón al igual que las pilas metálicas. Para ser congruente con el método ABC planteado, el dintel se supondrá prefabricado y montado en obra, dejando vainas de acero corrugado y rellenando estas con un mortero sin retracción.



144 - Vista del modelo FEM del dintel.

Una vez se encuentre unidos de manera monolítica el dintel y los pilares, trabajaran en conjunto.

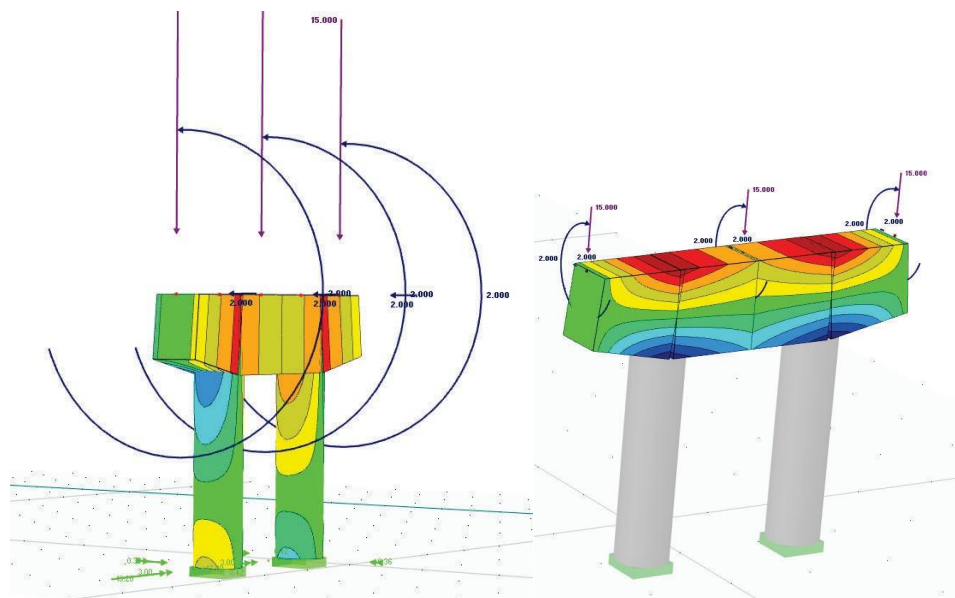
En el caso del puente de carriles separados, como se ha visto los dinteles trabajaran con cargas excéntricas, en algún caso excepcional, en el cual se dese agrandar el tamaño de acceso el puente ya sea colocando 2 carriles, y superar el estado limite último, este será el sector más crítico del puente. Sumado a la falta de redundancia del mismo.



145 - Modelo tensional de las pilas y dintel en conjunto.



Las cargas que se transmiten al dintel provenientes de los apoyos no generan un momento como tal, el momento se debe a la aparición de la flexión de los apoyos y de las excentricidades de cargas, ya sea producto de las cargas de frenado o las del tráfico mismo.



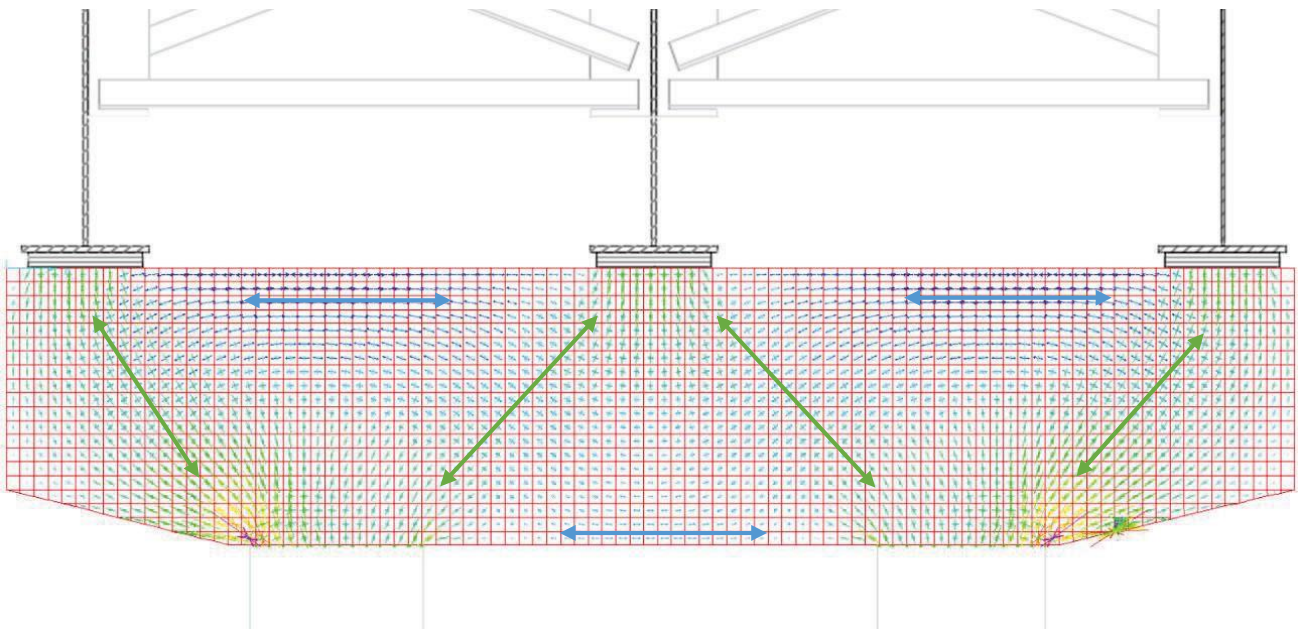
146 - Modelo tensional del dintel.

En la actualidad hay distintos métodos para analizar estos fenómenos y otros los cuales no se cumplan las hipótesis de Bernoulli ya sea producto de discontinuidades geométricas o de cargas, Algunos métodos de los utilizados son los basados en la teoría de la elasticidad lineal, estos pueden ser métodos analíticos, (aunque cubren muy pocos casos) o métodos numéricos, cabe aclarar que estas soluciones estáticas lineales no representan adecuadamente el fenómeno en cuestión, ni la fisuraron del propio hormigón, entre otros. Existen otros métodos como los basados en la teoría de la no linealidad, los softwares para su realización son relativamente nuevos pero muy lentos de implementar. También se podría evaluar el problema con métodos empíricos-analíticos, los cuales se encuentran limitados a ciertas condiciones de apoyo y carga, estos a diferencia de los anteriores son más rápidos de implementar, pero suelen ser de peligrosa exploración. Por otro lado, tendremos los métodos basados en los modelos de puntal-tensor, este es un método potente, que, si bien es lento de emplear manualmente, hay softwares que facilitan su implementación. Para aplicar el método ultimo mencionado será de Utilidad la utilización de la red de isostáticas o de una salida gráfica de un programa de elementos finitos con orientación de tensiones principales, en los casos en donde las estructuras estén



muy solicitadas se deberá mantener cierto apego a la red de isostáticas de modo de no requerir demasiada fisuración y plastificación para que el modelo funcione según lo previsto.

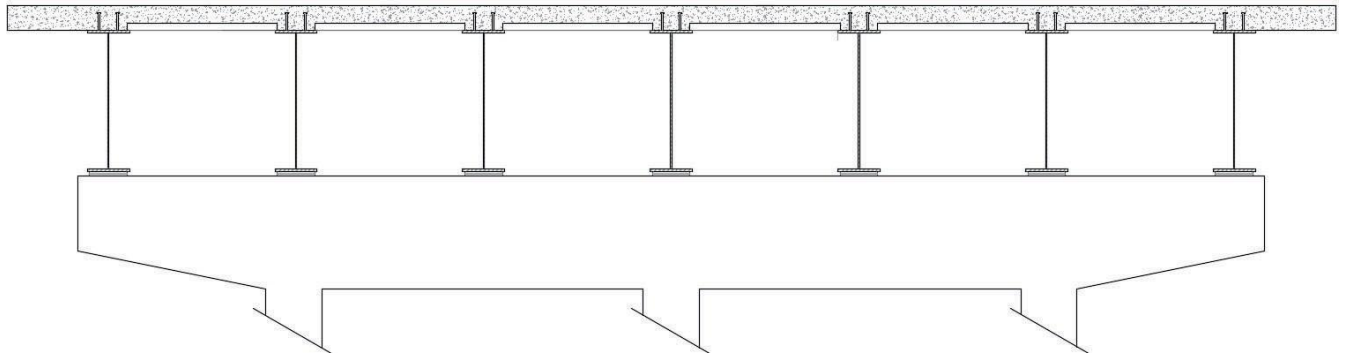
Si analizamos el caso del dintel de 2 apoyos y 3 vigas, con la salida grafica de un software, el cual permite visualizar las tensiones principales, podremos notar el comportamiento a adoptar en el modelo, las flechas en verde representaríamos lo que vendría a ser un puntal y en azul los tensores, aunque no necesariamente.



147 - Vista de las tensiones principales y aproximación al modelo puntal – tensor.

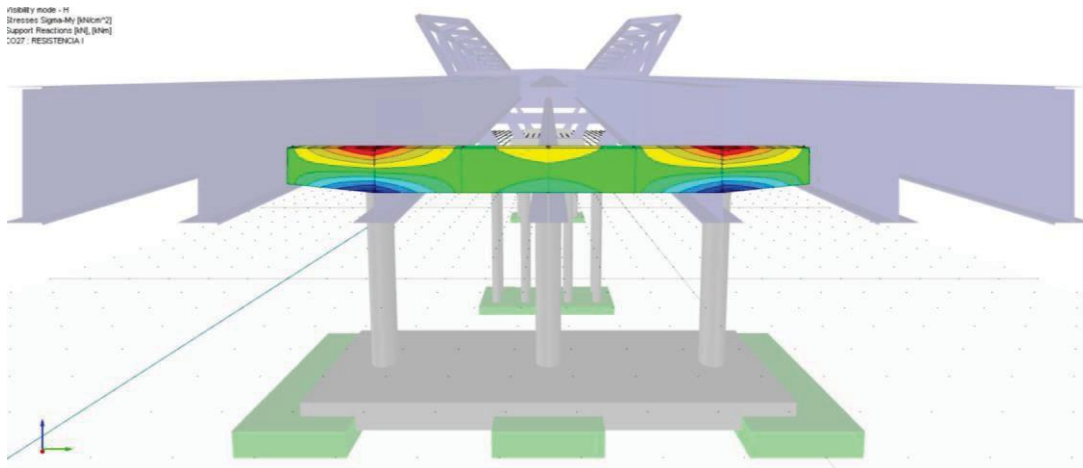
Se puede notar en lo visto anteriormente que el comportamiento de los volados del dintel se asemeja al comportamiento de una ménsula corta, si bien no tiene las características estrictas de una ménsula, se analizará como tal y no se deberá descartar la utilización de hacerlo horizontal.

En cuanto al dintel de 3 apoyos el cual sostendrá las 7 vigas, se comportará de una forma más estable, debido a que las cargas más predominantes se concentran entre los pilares extremos. Sobre sus volados las cargas serán más livianas, debido a que en ellas estarán las sendas peatonales, lo que, ante cargas excéntricas, no tendrá un comportamiento tan crítico como los dinteles que cargan 7 vigas.



148 - Dintel del puente de aproximación sobre 7 vigas.

En cuanto a dinteles como este caso el reglamento no realiza ninguna aclaración de como idealizarlo para el cálculo, aunque, como se puede apreciar, el comportamiento es bastante intuitivo.

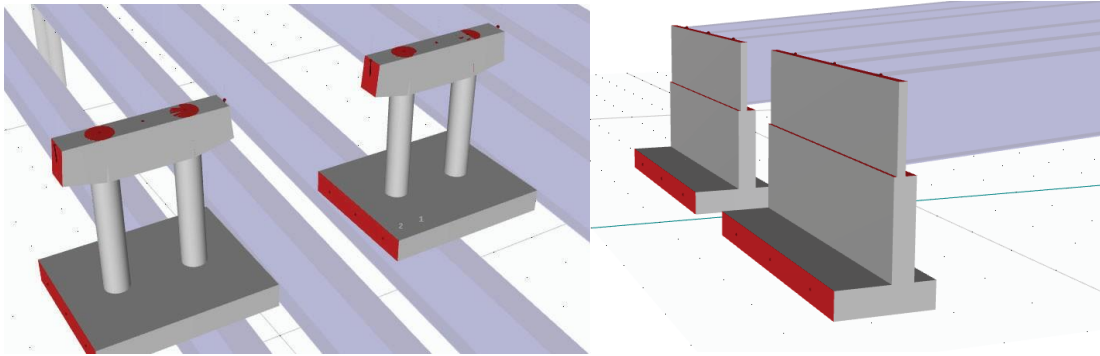


149 - Resultado de los esfuerzos σ_{M_y} ante el estado de cargas "RESISTENCIA I"



Pilas y estribos del puente de aproximación

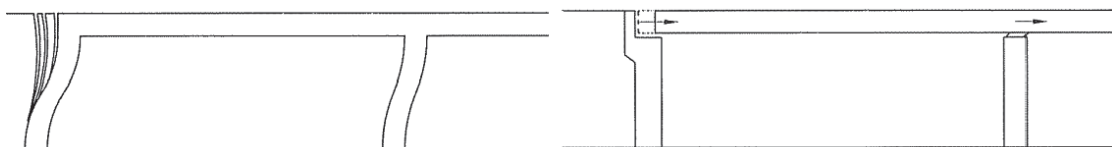
El diseño de la infraestructura del puente de aproximación, vendrá dado por pilas con fundación superficial y dintel, las cuales debido a su corta altura no presentarán grandes problemas en su análisis, y estribos que servirán además para contener parte el muro de tierra armada.



150

- Infraestructura del puente de aproximación de tramos separados.

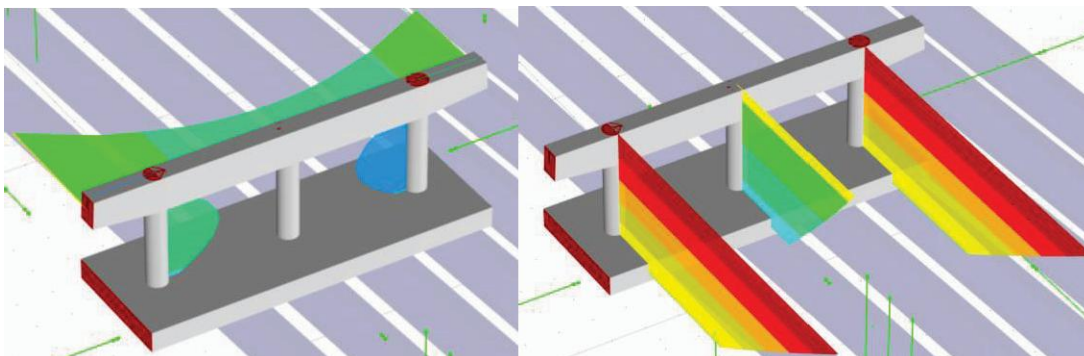
Hay que aclarar que debido a la vinculación ya mencionada con apoyos elastoméricos, el puente no trabajara en conjunto con la viga formando un pórtico, sino que los apoyos permitirán mitigaran la transmisión de esfuerzos y deslizamientos. Estos apoyos además servirán para fijar el punto de paso de las cargas, y cumplirán un rol absolutamente fundamental al diseñar las pilas, y su análisis respecto a las deformaciones impuestas por las variaciones de temperatura, la fluencia y la retracción. Ya que considerando nuestro caso, el cual tendremos la junta de dilatación en la unión entre vigas, esto lo hace más susceptible ante los fenómenos mencionados. Una simplificación a adoptar podría ser la de que los esfuerzos de temperatura y retracción son tomados por los conectores de corte y las vigas metálicas, luego los apoyos se encargaran de los posibles deslizamientos y el dintel distribuirá las cargas de manera tal que cuando las mismas lleguen al pilar, se tendrá que el esfuerzo determinante es producto a las cargas centradas.



151 - Trabajo tipo pórtico vs desconectado.



Los esfuerzos de compresión en los pilares ante cargas críticas serán iguales en todos, esto hace que cuando el puente se encuentre descargado los pilares exteriores estén más solicitados, debido a que el volado del dintel soportara cargas peatonales y los tramos las de tránsito.



152 - Esfuerzos en el conjunto de la infraestructura.

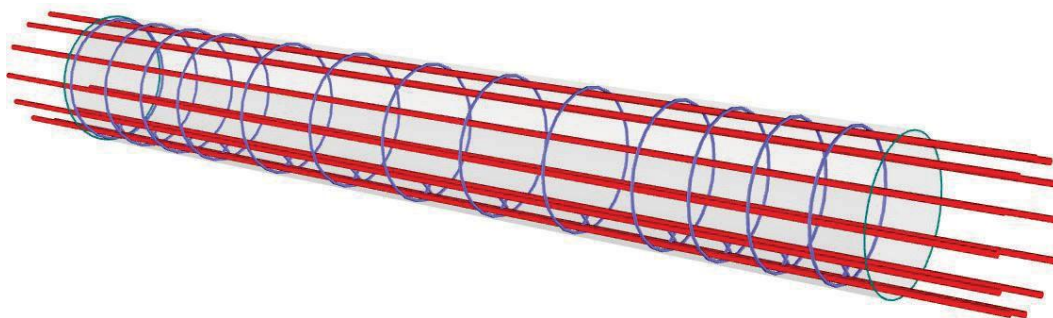
Ya sea debido a la inclinación del puente, o a las cargas de frenado, las pilas sufrirán un cierto momento, que como se mencionó será mitigado por los elastómeros, al igual que el esfuerzo de corte, lo que, sumado a la baja estatura de las pilas, y a la poca predominancia que tendrán los efectos de segundo orden, la hipótesis de empotramiento perfecto en la cimentación no va a infravalorar los desplazamientos a lo largo de la pila y, en consecuencia, tampoco lo hará con los esfuerzos.



153 - Representación de las armaduras de las pilas.

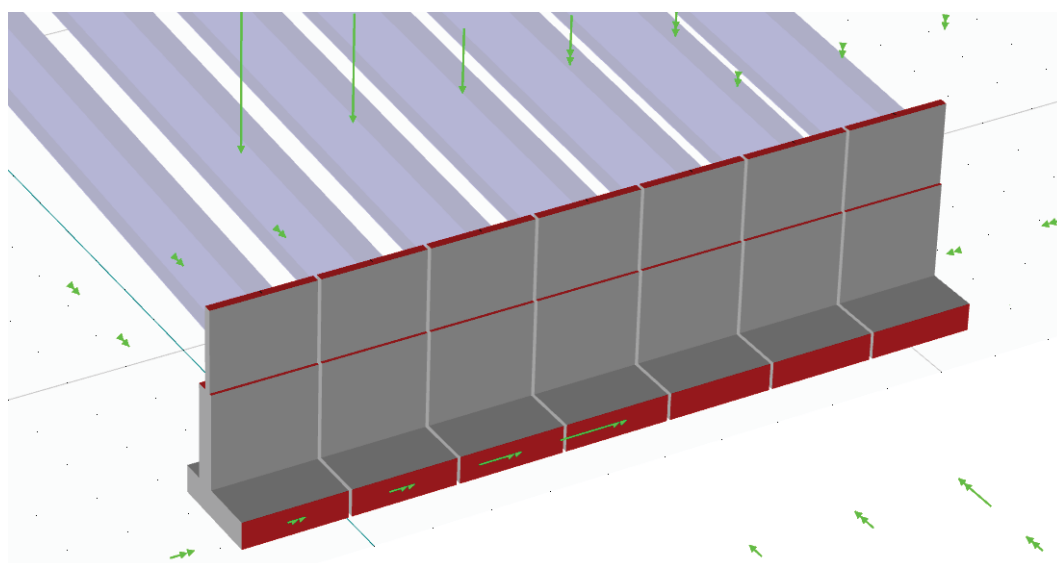


Los programas modernos de cálculos tienen un gran potencial de valor gráfico, los mismos nos entregaran los resultados reglamentarios y las respectivas verificaciones, pero esto no hace que el cálculo de por si sea más exacto, el criterio de armado es bastante simple, estará dado por barras longitudinales con pelos para unir con el dintel y estribos cerrados transversalmente.



154 - Vista de la armadura de las pilas.

Por su parte los estribos tendrán una misión doble. Por un lado, constituyen el apoyo extremo del tablero permitiendo, a través de los apoyos, que se produzcan las deformaciones axiales debidas a la temperatura, fluencia, retracción y las correspondientes acciones directas de la estructura. En él se establece la transición entre los movimientos del tablero y los no movimientos del terraplén de acceso. En segundo lugar, es una estructura de contención, un muro, que soporta el empuje de las tierras que constituyen el terraplén de acceso y controla el derrame de tierra delante del estribo.



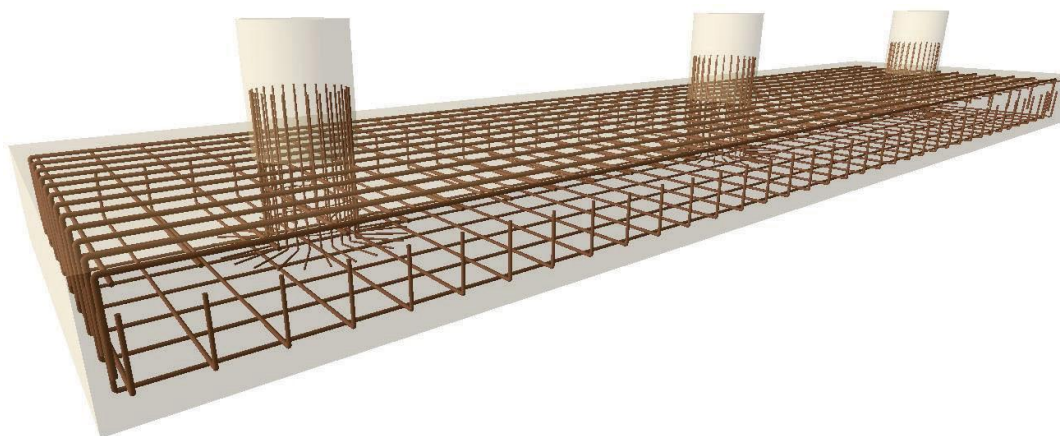
155 - Modelo FEM del estribo del puente de acceso.



Cimentación superficial

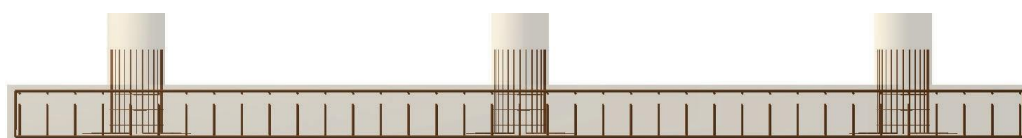
Las cimentaciones, como cualquier estructura deben dimensionarse y comprobarse frente a estados límites últimos, analizando los modos de rotura tanto de la estructura como del terreno. Y frente a estados límite de servicio, que permiten el cálculo de asentamientos tanto a corto como a largo plazo. Para nuestro caso de estudio se tendrá 2 tipos de cimentaciones, una que soportará los estribos, otra la carga de 3 pilas y las que soportará el peso de 2 pilas.

En cuanto a la base que soportara 3 pilas, la misma se comportara como una base semirrígida, ya que el criterio de análisis de una fundación rígida podría sub dimensionar la condición real de la base.



156 - Imagen 3D de la cimentación de 3 pilares.

La misma estará compuesta por un doble armado, debido a su comportamiento el armado doble será en el eje longitudinal, mientras que de forma transversal el armado superior será de repartición para evitar posibles fisuras, por lo que no llevará gancho.



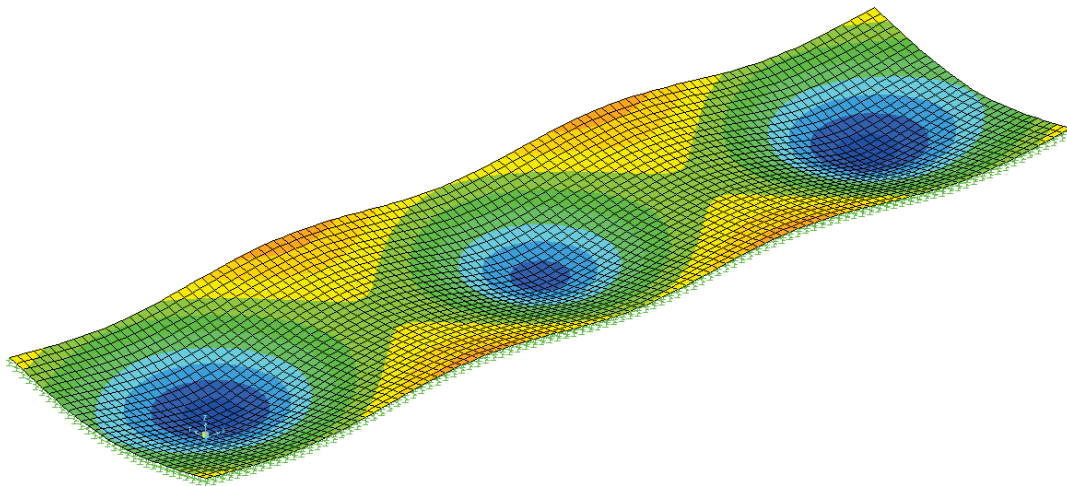
157 - Vista lateral de la cimentación de 3 pilares.

El reglamento es claro con respecto al punzonado en estos casos, donde el hormigón debe tomar la totalidad del esfuerzo.

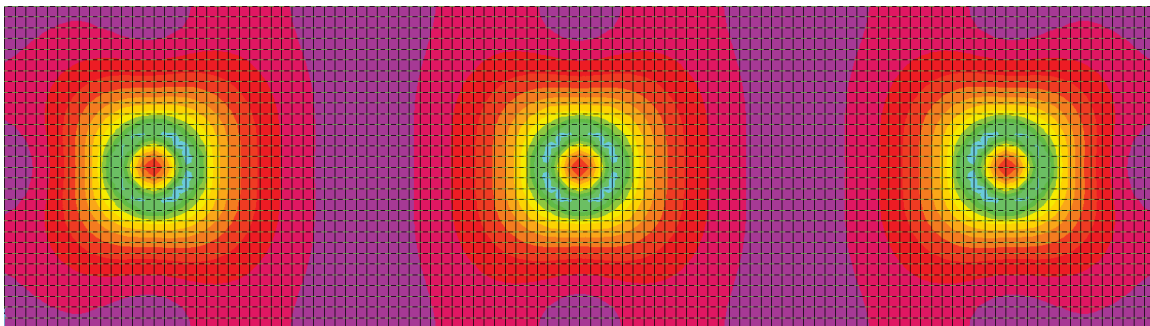
Dada la complejidad del medio *suelo* y la incertidumbre que se tiene sobre los parámetros, no se dispone de un modelo único del mismo que permita representar todos



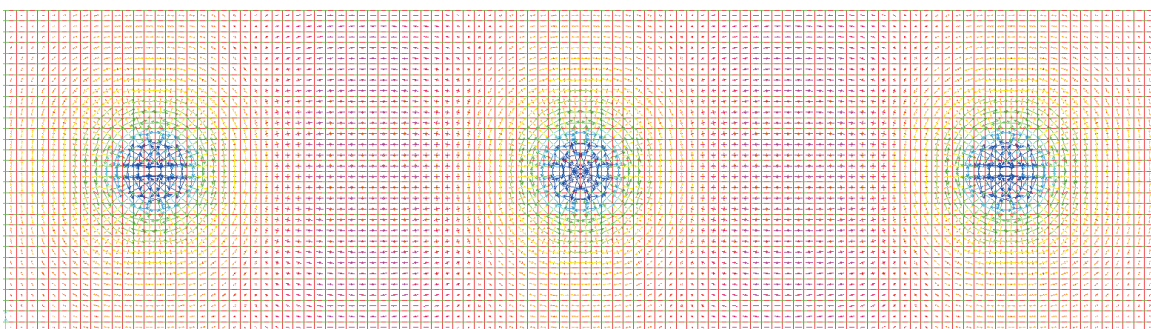
y cada uno de los aspectos de su respuesta. La utilización de modelos precisos a nivel de leyes de comportamiento requiere una caracterización con numerosos parámetros a base de ensayos de laboratorio y gran complejidad de aplicación para los casos reales. Por ello se prefiere la utilización de modelos más simples que, si bien permiten obtener la respuesta bajo determinadas condiciones de carga y tipo de suelo, la obtención de los parámetros necesarios resulta más fácil. Es preciso establecer para cada uno de ellos cuál es el rango y tipo de problema que resuelven. Los modelos más simples de analizar son el sólido elástico lineal, el sólido plástico y el modelo de Winkler.



158 - Deformación del modelo Winkler.



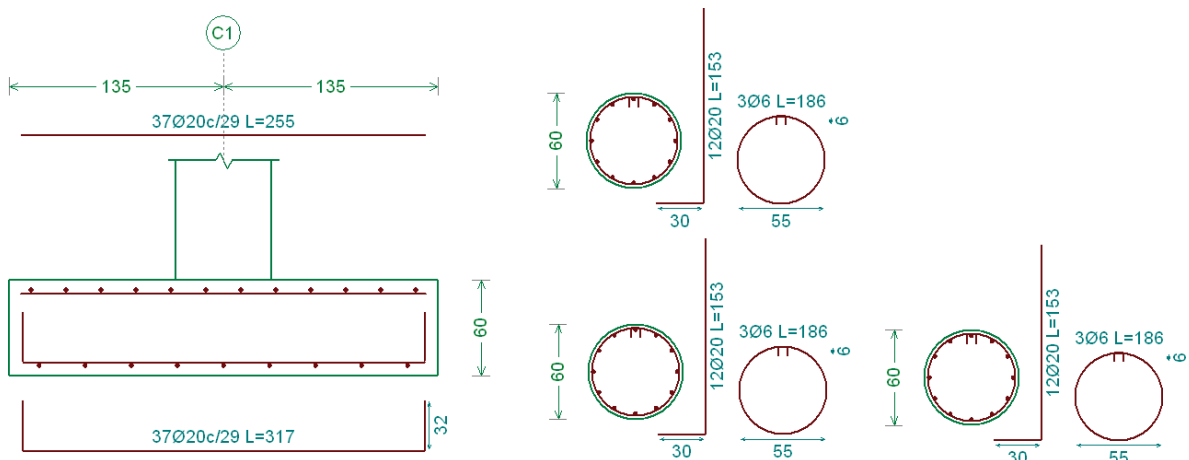
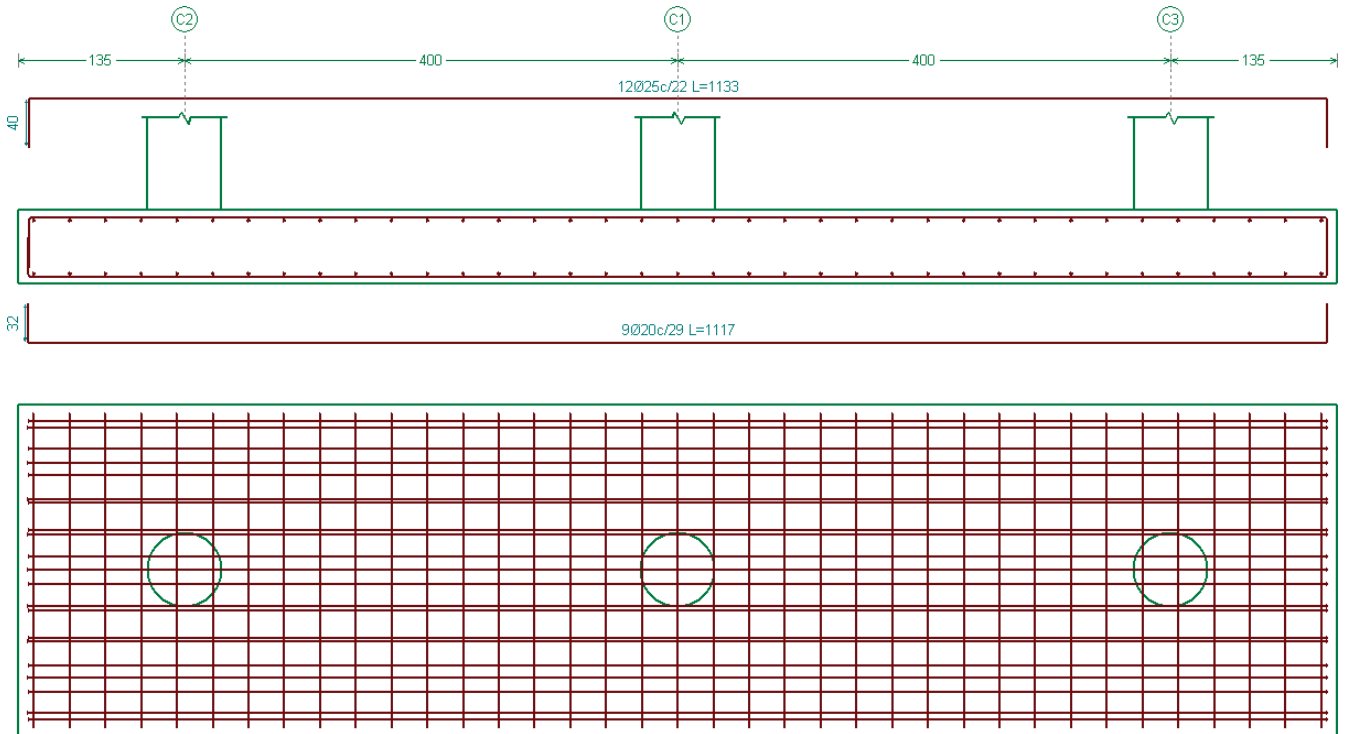
159 - Valores de corte del modelo Winkler.



160 - Valores de S_{max} y S_{min} del modelo Winkler.



Realizando una envolvente con los distintos métodos llegamos al armado de la fundación.



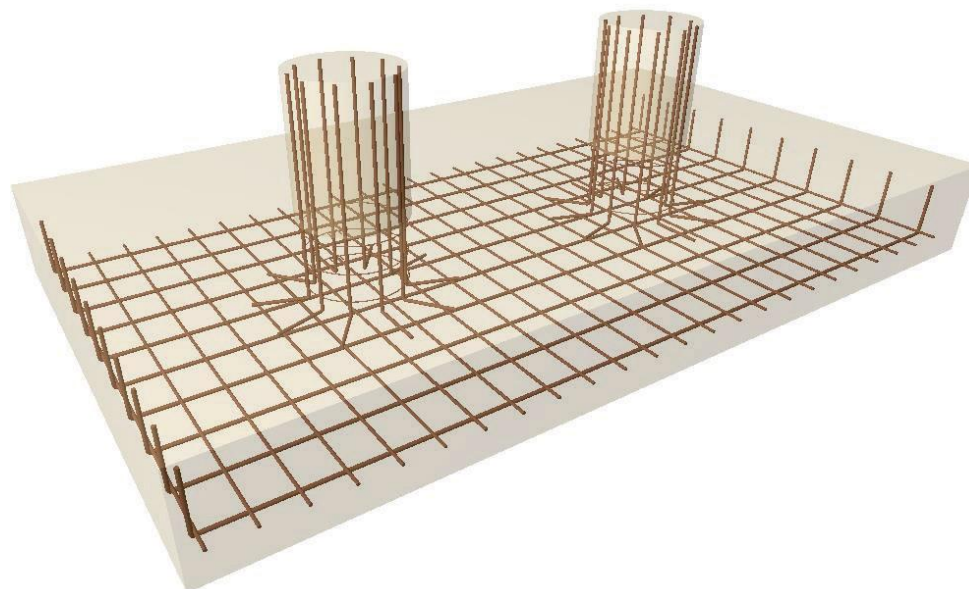
161 - Detalle del armado de la fundación.

Por otro lado, si analizamos la fundación que soportará las solicitaciones provenientes de dos pilares, tendremos que la misma tendrá cargas más pequeñas por pilar que la anterior, ya que, si bien las sobrecargas producto del tráfico serán iguales, las cargas se repartirán en un pilar extra, sumado a que el acceso con 4 pilares tendrá un sector central el cual quedara exento de tablero.



162 - Vista lateral de la cimentación de 3 pilares.

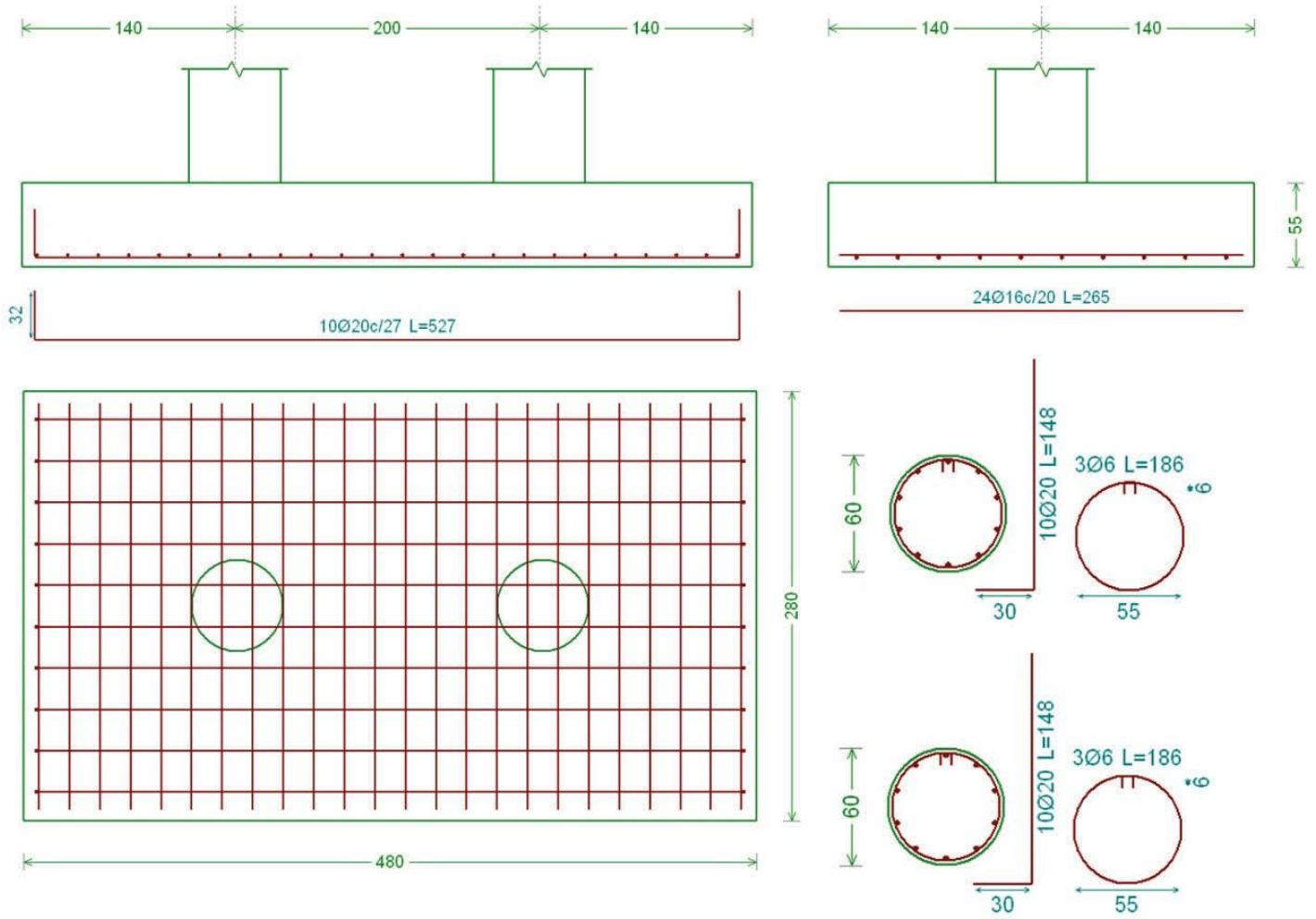
La fundación en cuestión carecerá de armado superior, esto se debe a que los pilares están lo suficientemente alejados entre sí como para brindar estabilidad, pero la relación con los volados y el tramo central hace que los pilares estén lo semejantemente cerca para que no se produzcan tracciones en su parte superior del tramo central.



163 - Imagen 3D de la cimentación de 2 pilares.

En cuanto a su forma de trabajar se comportará más parecido a fundación rígida que a una fundación flexible, cabe aclarar que si pensamos en términos simples, como por ejemplo en la fórmula de Terzaghi para q_u , tendremos entre sus 3 partes, el término $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma}$ del cual podemos interpretar que a medida que B es más grande estaremos más ante q_u mayores, por lo tanto la probabilidad de falla ante caras últimas será mayor, pero el asentamiento será menor, debido a que llegará a menos estratos el bulbo de tensiones.

Al igual que la zapata anterior se define el armado, tanto de la zapata como del capitel.

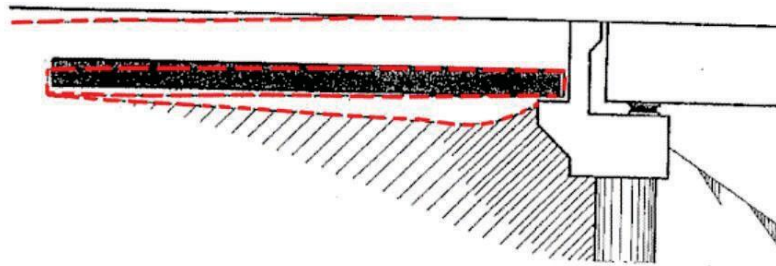


164 - Detalle del armado de la fundación.



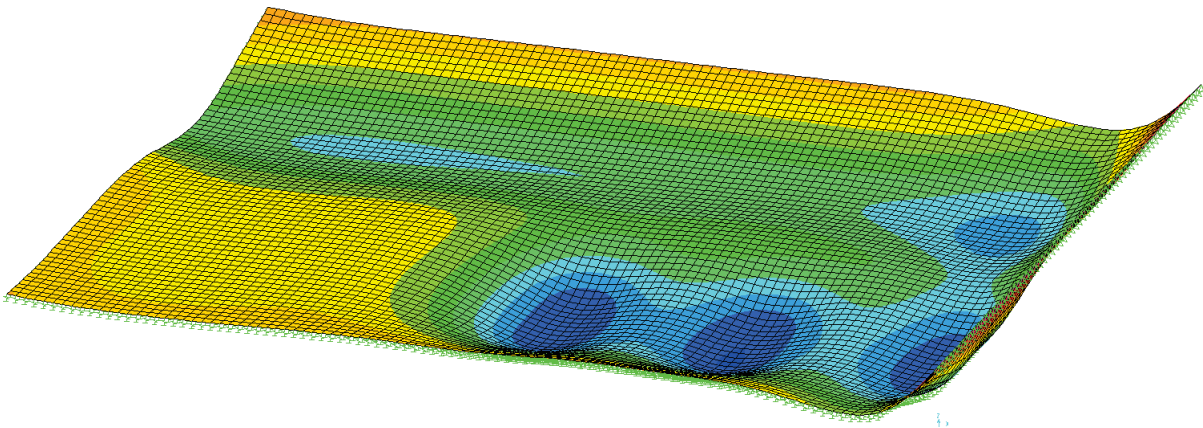
Losa de aproximación

La losa de aproximación se utiliza en los accesos del puente para prevenir asentamientos en los rellenos de aproximación debido a la compactación generada por el peso de los vehículos a través del tiempo, además de dotar de cierta rigidez al ingreso, se entiende que las dificultades para compactar de manera favorable los terraplenes de acceso a una obra de paso, contiguos a los estribos, facilitan la aparición de asientos.



165 - Ejemplo de utilización de losa de aproximación.

El espesor de esta losa de aproximación se calculará conforme a un modelo de losa apoyada en lecho elástico con un apoyo rígido y articulado al extremo, generándole una deformación impuesta y agregándole cargas equivalentes de tráfico. Este análisis si bien no es ideal, nos dará un estimativo para entrar en métodos dinámicos.

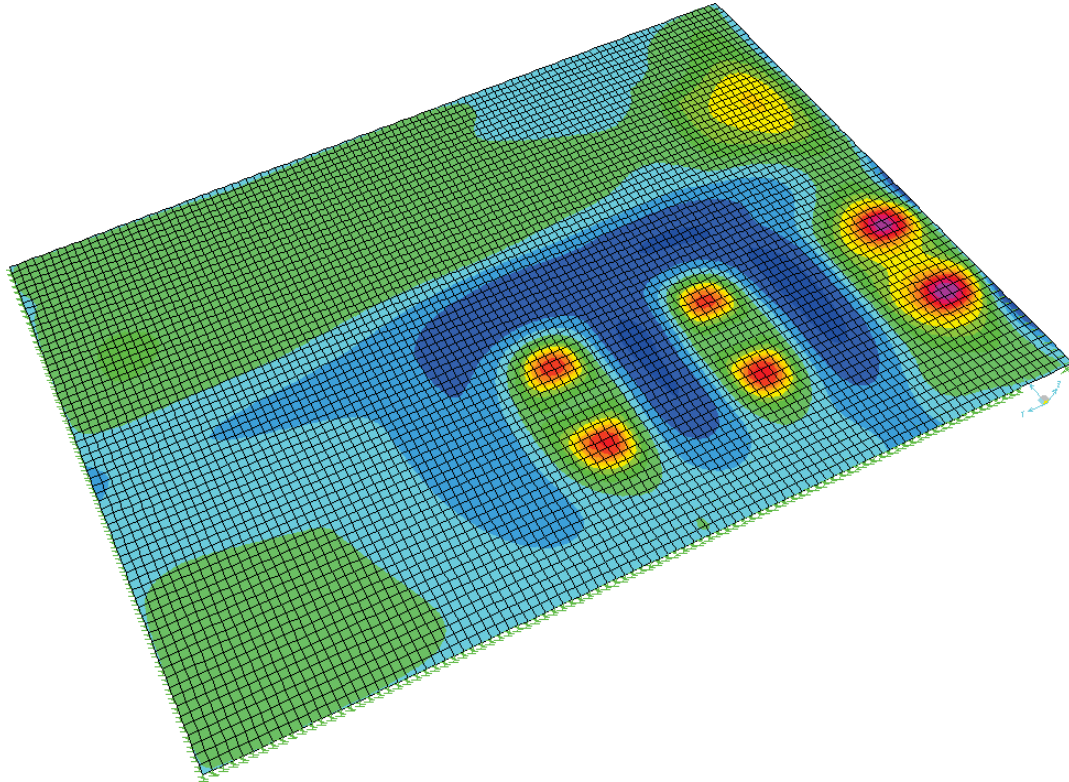


166 - Deformada del modelado de la losa de aproximación.

Si analizamos fenómeno del tránsito ante estas condiciones, se puede evaluar las sollicitaciones internas de la losa, en la simulación superior se modelo la rigidez de terreno, pero llegando al apoyo de la losa se fue reduciendo esa rigidez hasta llegar a ser nula, hasta llegar al apoyo donde se aplicaron vínculos que permiten el giro.



La simulación que se aplicó fueron la sobrecarga vehicular en la parte superior y en el otro carril se aplicó el paso del camión de diseño, como se puede apreciar en la imagen inferior, el camión de diseño es el determinante en cuanto a solicitaciones de paso.

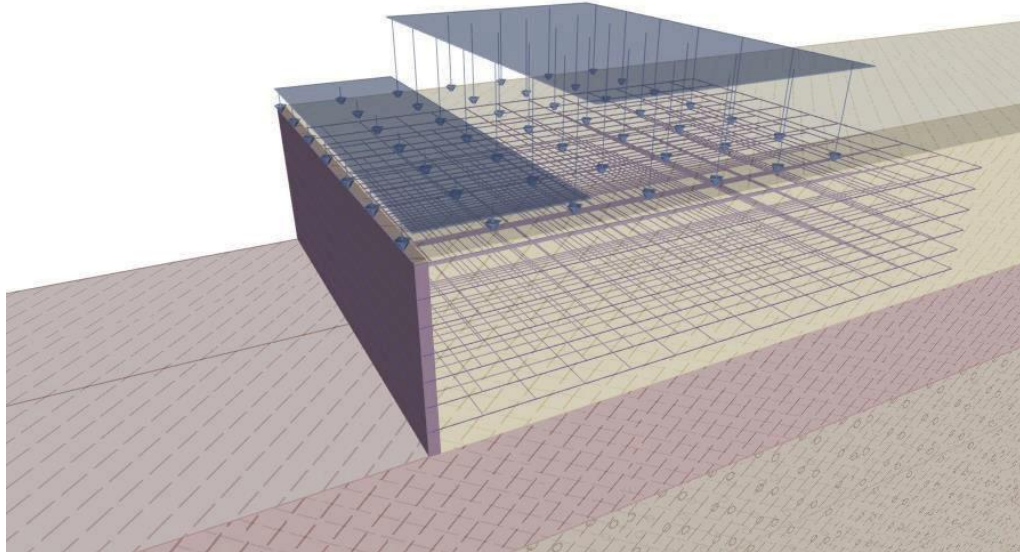


167 - Solicitaciones de momento del modelo FEM de la losa de aproximación.



Tierra armada

Por debajo de la losa de aproximación se realizará un alteo de tierra armada, los cuales son una tecnología que sirve de cerramiento y contención de suelos y muros de terminación. Estos tienen una estructura flexible, formada por placas prefabricadas de hormigón armado sostenidas por tensores que le dan la rigidez necesaria a la estructura. Esta tecnología brinda una buena estética y es sostenible en el tiempo.



168 - Modelado de la estructura del terraplén de acceso.

Los paneles traen flejes o armaduras a través de sujetadores se vinculan a las escamas de hormigón, el principio de funcionamiento de esta tecnología se basa en tres puntos principales

- La armadura de trabajar en tracción
- El relleno trabajara a compresión
- El rozamiento armadura relleno será la vinculación suelo-estructura

El relleno se compone de dos partes una llamada zona activa y otra llamada zona resistente. En la zona activa, son predominantes los esfuerzos de tracción que son resistidos por las armaduras, es decir, que el suelo empuja sobre el fleje. En cuanto a la zona resistente los esfuerzos predominantes son de corte y son absorbidos por la adherencia suelo-armadura, el suelo detiene a través del rozamiento en los flejes

En cuanto a los finos en el suelo con valores menores a 80 mm, deben mantenerse en un 15% si el ángulo de rozamiento suelo-armadura es más a 22°, en caso de que se



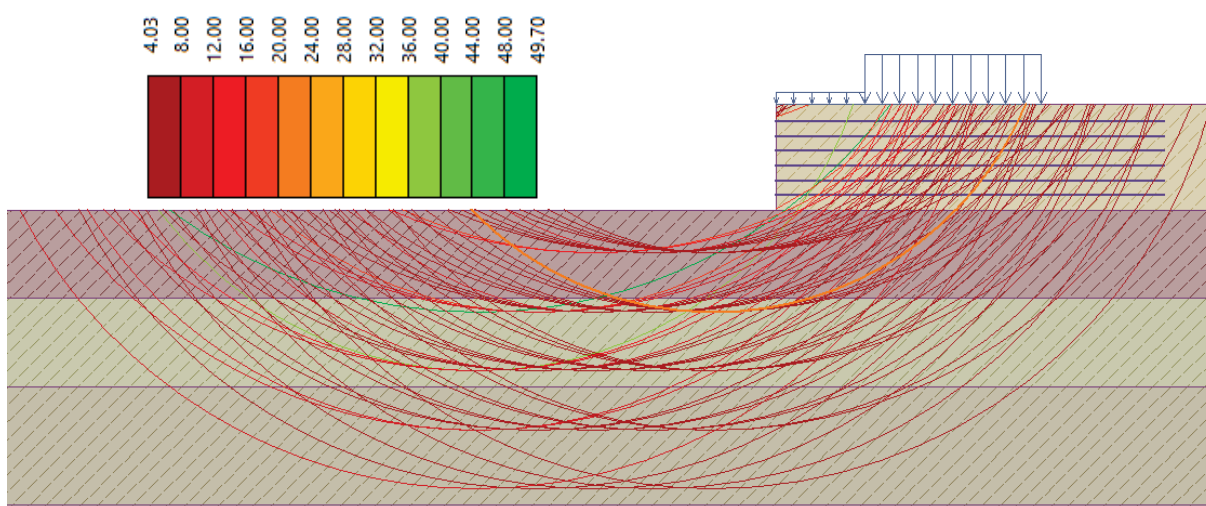
trate de armadura lisa. y mayor 25% en caso de utilizar armadura de alta adherencia, el Angulo de fricción interna del suelo debe ser mayor a 35° .

El reemplazo de las barras o tensores de acero por materiales a base de polímeros hacen que el resultado sea un material igual de resistentes, pero que tienen una mayor vida útil.

Cabe aclarar que el muro de tierra armada es de una altura bastante baja, debido a que, en su remplazo a los 1.8 mts de alto se colocaron las vigas metálicas.

En cuanto al análisis de tierra armada hay que aclarar que se utilizaran paneles de hormigón bastantes más pequeños a los que se utilizan tradicionalmente, debido a la baja altura, por otro lado, los análisis más importantes como la estabilización de taludes, tensiones y deslizamiento se realizaran mediante un soft especializado el cual nos permitirá modelar las condiciones del terreno y poder utilizar distintos métodos.

Uno de estos métodos ser el de Morgenstern – Price, el cual analizaremos distintos ángulos de falla y se le asignara un coeficiente de seguridad a cada uno, este tipo de análisis optimizado permite encontrar las condiciones críticas de una forma más efectiva.

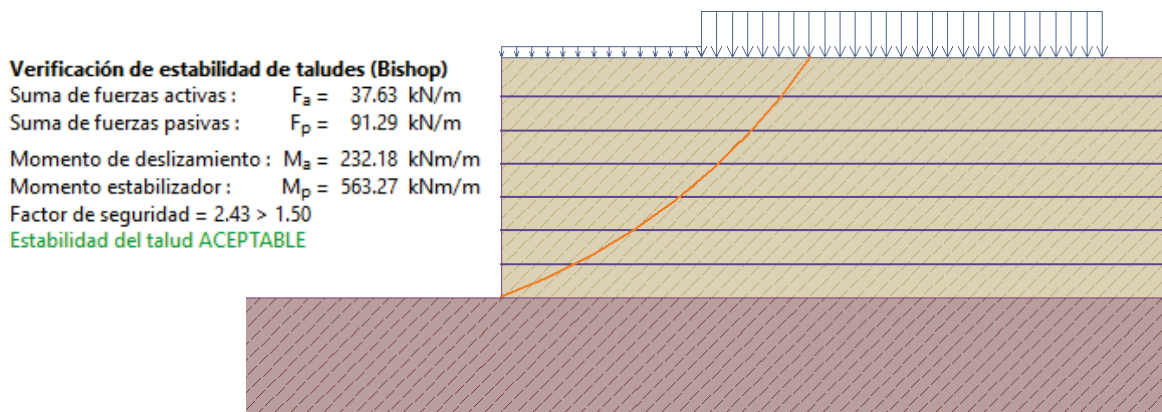
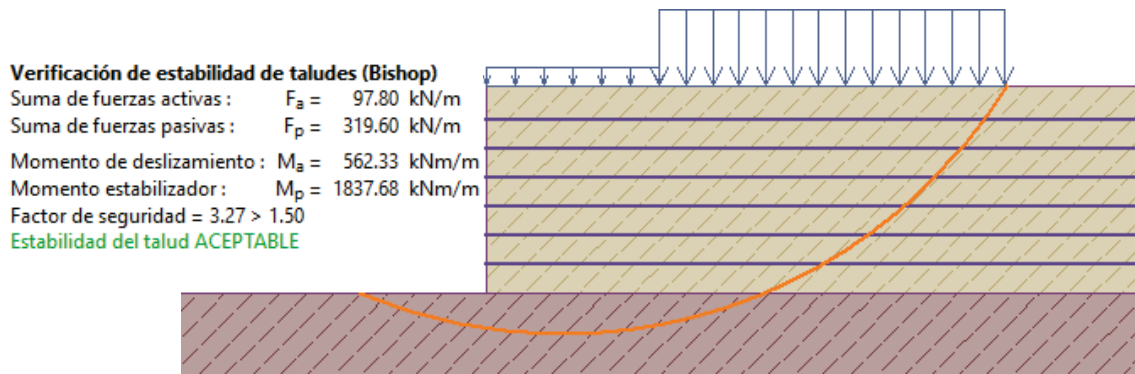


Verificación de estabilidad de taludes (Morgenstern-Price)

Factor de seguridad = $4.03 > 1.50$

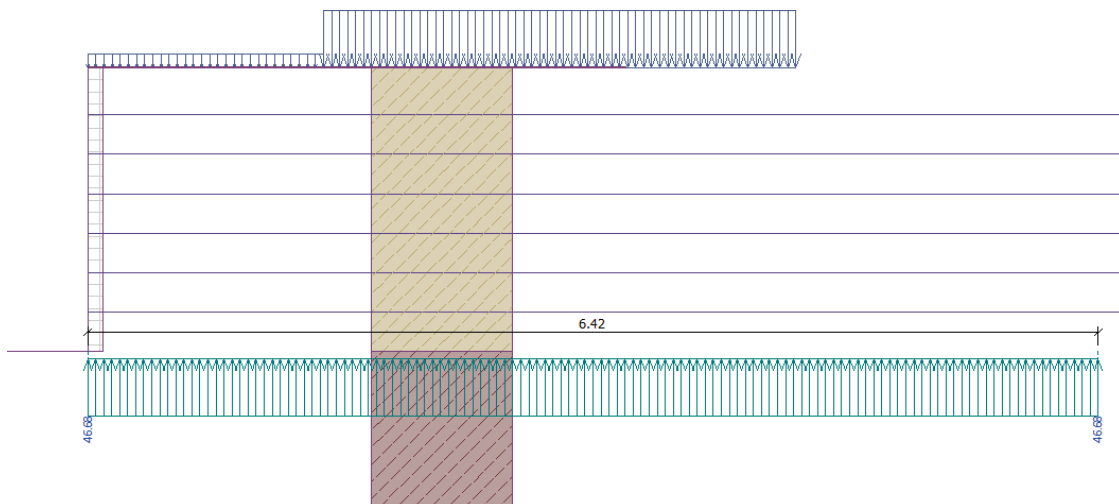
Estabilidad del talud **ACEPTABLE**

Otra manera de encontrar este es el método más difundido de Bishop.



170 - Modelos de talud con sobrecarga y verificación.

Por otro lado, se verificará la capacidad portante del terreno en su zona inferior y los asentamientos del mismo.

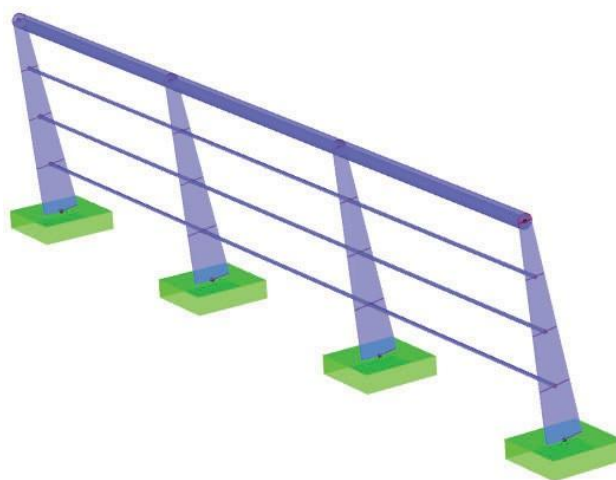


171 - Tensión en el terreno debido al talud y la sobrecarga.



Barandas metálicas

Debido a la existencia del paseo peatonal se colocarán barandas cuya altura será no menor que 1.10 m y en ciclo vías será no menor que 1.40 m, según lo dictado por la AASHTO LRFD. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo, como la baranda planteada es de metal, su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto, aunque este no es nuestro caso.



172 - Representación del modelo FEM de las barandas.

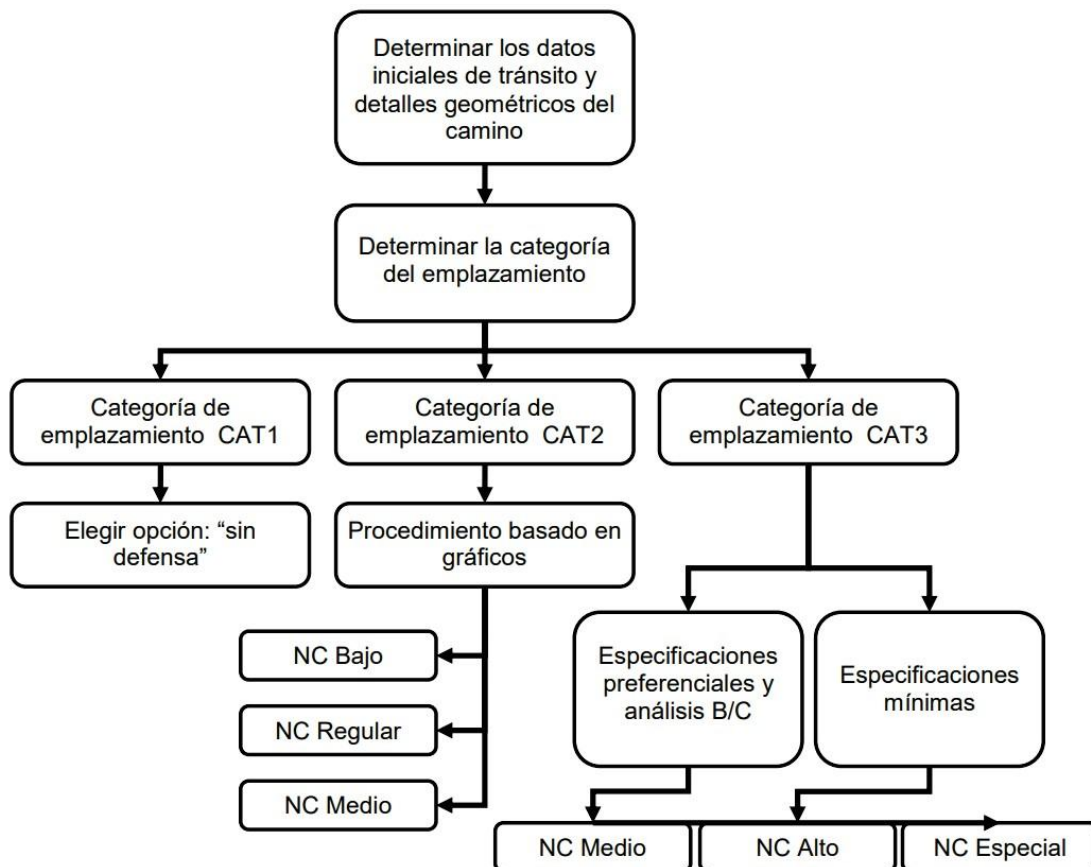
Las fuerzas se tomarán de la tabla de la AASHTO, para la cual se aplica el estado límite de evento extremo para el diseño. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales simultáneamente con las cargas verticales.

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal F_t (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal F_L (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente F_v (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
L_t y L_L (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
L_v (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
H_e (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

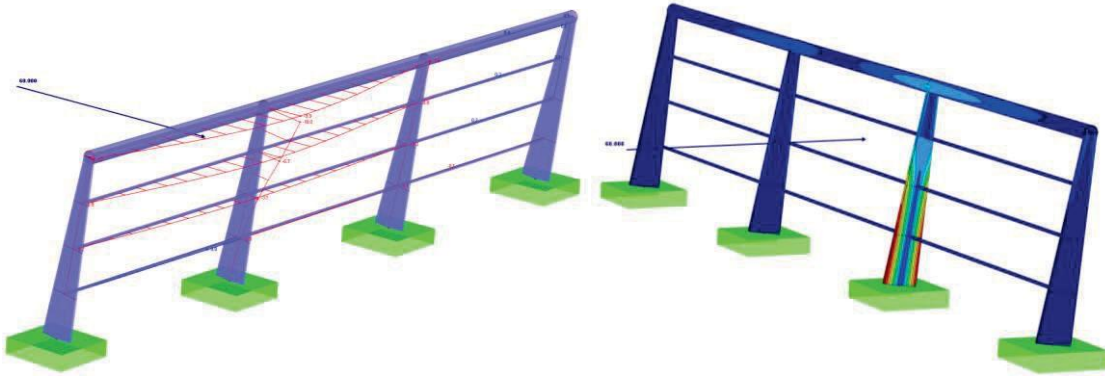
173 - Tabla AASHTO con los valores para barandas.



Para los cuales el ensayo **TL-1 Nivel de Ensayo Uno** es usado en zonas donde las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad. El **TL-2 Nivel de Ensayo Dos** es usado en zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del emplazamiento son favorables; también donde se prevé un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas. El **TL-3 Nivel de Ensayo Tres** es usado para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad donde la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del emplazamiento son favorables. El **TL-4 Nivel de Ensayo Cuatro** es usado para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autovías, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados. El **TL-5 Nivel de Ensayo Cinco** es usado para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas. El **TL-6 Nivel de Ensayo Seis** es usado cuando se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

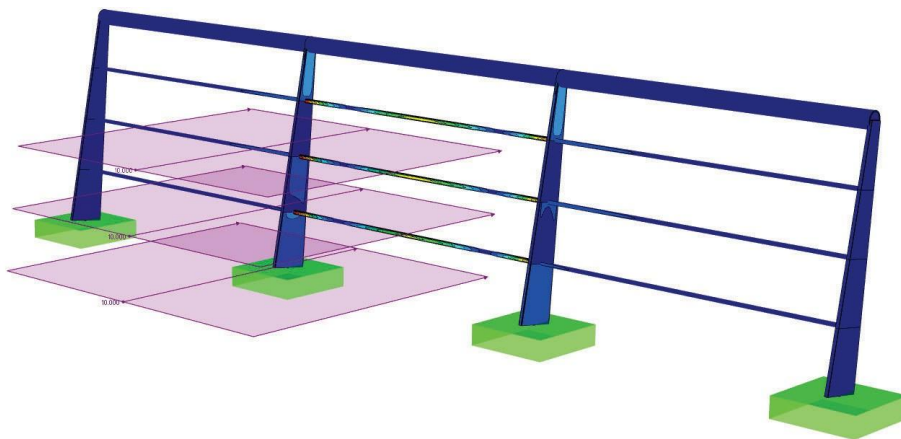


174 - Diagrama de flujo para seleccionar el nivel de comportamiento de las defensas.



175 - Deformada direccional y solicitaciones del modelo.

El modo de trabajo será bastante intuitivo, las barras montantes trabajarán tipo ménsulas, mientras que las barras longitudinales macizas trabajarán tipo tensores ante el choque, por lo que se deberán anclar a un punto fijo a los extremos para cumplir esta función.



176 - Concentración de tensiones de von mises ante colisiones en los tensores.



Señalización vial

La señalización se desarrolló para el correcto funcionamiento del sistema vial, su finalidad será evitar lo máximo posible los disturbios y las distracciones, satisfaciendo las necesidades de una correcta información. las mismas serán de 3 tipos, verticales, horizontales y aéreas. la señal vial será de chapa de aleación de aluminio 52 h.38 según la norma IRAM 680 de 3 mm de espesor

Entenderemos como señalización horizontal a toda señal marca o dispositivo en forma horizontal sobre la calzada de manera tal que posibilite al usuario circular con seguridad, las mismas se colocaran sobre la calzada en los cruces peatonales, y el pase de la bicisenda.

Por otro lado, la señalización vertical será toda marca o dispositivo ubicado en forma vertical. Las señales podrán ser;

- Señales reglamentarias

Son aquellas que transmiten órdenes específicas, de cumplimiento obligatorio en el lugar para el cual están destinadas, creando excepción a las reglas generales de circulación; reglas de velocidad; y reglas de transporte. Las señales reglamentarias usualmente no tienen por finalidad confirmar las reglas generales de circulación, e informan al usuario de requerimientos legales que de otra manera no son evidentes al usuario.

- Señales preventivas

Son aquellas que advierten la proximidad de una circunstancia anormal en la vía que puede resultar sorpresivo o peligroso a la circulación. Apunta a que se adopte una actitud adecuada.

- Señales informativas

Son aquellas que identifican, orientan, o hacen referencia a aspectos tales como: servicios, lugares, destinos, rutas que sean de utilidad para el usuario en su itinerario.

Por ultimo La señalización del tipo aérea es para brindar información general a todo el que circule por el puente, se colocarán carteles de señalización informando los gálibos permitidos y los pesos máximos por eje.



Presupuesto.

En la actividad de la construcción, la estimación de presupuestos consta de dos tareas fundamentales como son determinar el costo y el tiempo real probable del proyecto. Ambos, costo y tiempo, son probables debido a que dicha estimación se realiza antes de construir y brinda una aproximación del costo real del proyecto. Sin embargo, durante las etapas de elaboración y ejecución de los proyectos de construcción, ocurren problemas que se materializan en costos adicionales y ampliaciones del plazo de ejecución, previamente establecidos, ocasionando problemas en la programación de los recursos.

La elaboración más acertada posible de un presupuesto de obra favorecerá la estimación de los costos. Para este fin es importante que se tomen en cuenta la mayor cantidad de información técnica y que se consideren todos los factores que influyen en el costo final de la obra, aún aquellos que no son parte del conocimiento técnico de la ingeniería de diseño.

El proyecto tendrá un desarrollo sucesivo en fases o etapas íntimamente relacionadas que van desde el surgimiento de una necesidad hasta la realización del proyecto definitivo, entendiéndose que éste cumple con los requisitos de la necesidad que le dio origen. El proceso del proyecto se considera cíclico, ya que, de los resultados finales pueden surgir ideas de nuevos proyectos que continúan y complementan el ciclo y, por otro lado, cada una de las fases precede a otra. Este proceso dinámico incorpora la nueva información a los planteamientos previos y reorienta de esta manera el proceso de elaboración del proyecto.

Los proyectos de construcción se pueden clasificar, según el ente que los financia, en dos grandes grupos: los proyectos públicos donde el promotor es el Estado y los proyectos privados en los cuales los empresarios privados son los que promueven los proyectos y cuya finalidad básica es la obtención de un beneficio económico. Una de las principales diferencias entre ambos es el valor que se le brinda a la rentabilidad como un factor decisivo en la toma de decisión de una inversión. Para los proyectos públicos, la variable económica no es tan decisiva como la social.

Por lo expresado el presupuesto se realizará a fin estimativo, debido a que no se conocerán el mecanismo de financiación ni los gastos de construcción fijos que se tendrá, si bien se podrá realizar una estimación, se carece de una precisión adecuada para entregar un resultado final, aunque este resultado, si servirá para una evaluación comparativa y decisiva sobre la elección de cada etapa.



Conclusión

La carencia de una asignatura sobre puentes, dentro de la curricula de ingeniería civil, donde parecerían ser los mismos la colectora de la carrera y una de las partes fundamentales dentro de su historia, o para el caso de nuestra facultad la falta de materias obligatorias y electiva, hicieron que aborde con profundidad, criterio y dedicación cada parte de este trabajo, pudiendo hilar lo aprendido dentro de prácticamente todas las materias de la carrera con lo investigado en este trabajo, y así con ello profundizar, analizar y cuestionar objetivamente métodos y criterios enseñados en la carrera, considerando algunos acertados para el análisis de puentes, pero otros no tanto... Ya sea por sobre simplificaciones, desactualización, sobre importancia en herramientas tecnológicas, etc.

Desde un principio se apuntó a la resolución técnica del proyecto, por ello cada aplicación realizada en este trabajo tiene horas de estudio y reflexión, pasando desde la bibliografía técnica tradicional, hasta los últimos textos y reglamento sobre la construcción de puentes y material complementario a estos. Si bien el tiempo empleado para la realización de este proyecto supero ampliamente el tiempo estipulado, lo aprendido en el mismo también sobrepaso las expectativas. Quedan muchas cuestiones para ampliar en este proyecto, como explicaciones sobre la toma de decisiones que tienen una razón de ser, pero que harían perder el foco principal de este trabajo, que es la resolución técnica. Es por ello que cuestiones tan fundamentales como la toma de decisión de un pase elevado o el cambio luego del proyecto básico de realizar el viaducto de hormigón a realizarlo en acero, entre otras, no se explican de la manera detallada que uno quisiera en el texto.

En el camino del aprendizaje, uno trata de evaluar todos los temas con la mayor honestidad intelectual, esto lleva a que se pueda poner en tela de juicio procedimientos o métodos para encontrar una solución óptima, pero también lleva a cuestionarse las cosas que se dan por hecho con más recurrencia. Aclaro esto porque desde el comienzo del estudio sobre puentes, eh leído diversos autores hablar de la "ética de los puentes", si bien esta definición engloba muchos aspectos, me ha hecho replantear en diversos momentos del proyecto si este podría ser considerado como una "obra faraónica" o, en otras palabras, una obra en cual los gastos que provocaría la realización de la misma serian injustificados al lado de los beneficios de esta. Si bien ya se ha hablado de los beneficios sociales, económicos y hasta humanos del proyecto, sumado a que se estimó el presupuesto de



este, no se responde la inquietud planteada. Entonces, la pregunta que quedaría por contestar es, si esta la sociedad preparada a afrontar los gastos que conllevaría una obra de este tipo, y si es posible la realización sin una fuente de financiamiento externa (ya sea estatal o privada). Si bien hay varias maneras de analizar este fenómeno sin caer en la simplificación de que todo gasto es aceptable debido a las mejoras sociales, ya que los recursos son finitos. Una manera simple, es ver el tiempo en que llevaría costear la obra con una tasa al combustible, aplicada solo en la ciudad de venado tuerto.

$$\frac{\$_{\text{estimado de la obra}}}{N^{\circ}_{\text{estaciones}} * N^{\circ}_{\frac{\text{vehiculos}}{\text{hora}}} * Lts^{\circ}_{\frac{\text{de combustible}}{\text{vehiculos}}} * HS_{\frac{\text{habiles}}{\text{demanda}}} * N^{\circ}_{\text{dias}} * \$_{\text{combustible}}} = \text{tasa}$$

Podemos notar luego de realizar un aforo, que una tasa del 0,05 más IVA al combustible durante 400 días es suficiente para afrontar los gastos del puente, otra forma sería destinar una parte del cobro de los estacionamientos para afrontar los gastos.

Si bien el mecanismo de financiación de la obra sale fuera del campo de investigación de este trabajo, lo que se asienta es la simple conclusión de que la obra podría ser costeable, es por ello que no hay una respuesta correcta, por el contrario a lo que se ha realizado durante mucho tiempo, esta respuesta debe ser dada por un equipo técnico multidisciplinario, y no entrar en una respuesta inducida por el valor sentimental, conveniencias, ni en la simplificación de que un problema técnico merece una solución política, ya que esto nos ha dado a lo largo de la historia de la ingeniería argentina varios fracasos dignos de recordar. Lo que si estoy en condiciones de afirmar, es que de realizarse una obra para la mejora dentro de la comunicación de la ciudad, este proyecto lleva el "trazo" correcto.



Bibliografía.

Reglamentaciones, leyes y manuales de consulta

- AASHTO “Diseño Geométrico de Carreteras y Calles AASTHO 1994”
- AASHTO “Guide for Design of Pavement Structures 1993”
- AASHTO LRFD, “Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD”
- Comentarios CIRSOC 801 comentarios al reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros
- Comentarios CIRSOC 804 “Reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros, defensas y barandas”
- LEY N° 11.717 (1999) - Impacto ambiental - Provincia De Santa Fe.
- LEY N° 24.449 (1994) – Ley de tránsito y seguridad vial
- Proyecto al reglamento CIRSOC 102 “proyecto de reglamento argentino para construcciones sismo resistentes”
- Reglamento CIRSOC 101 “Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras”.
- Reglamento CIRSOC 102 “Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre Construcciones”.
- Reglamento CIRSOC 201-2005 “Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado”.
- Reglamento CIRSOC 301 “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Edificios”.
- Reglamento CIRSOC 303-2009 “Reglamento Argentino de Elementos Estructurales de Acero de Sección Abierta Conformados en Frío”.
- Reglamento CIRSOC 401-2018 “Reglamento Argentino de Estudios Geotécnicos”.
- Reglamento CIRSOC 801 “reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros, proyecto general y análisis estructural”
- Reglamento CIRSOC 804 “reglamento argentino para el diseño de puentes carreteros, defensas y barandas”



Libros y Textos

- Arturo Rodríguez Serquén (2020). Puentes con AASHTO LRFD (8th Edition)
- Fratelli, M. G. (2003). Diseño de estructuras metálicas: estados límites LRFD. Venezuela: Ediciones UNIVE.
Troglia, G. R (2008). Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites. Parte I: Fundamentos, Procedimientos y Criterios de Proyecto. Editorial: Universitas Libros.
- Galambos, Johnston, Lin. (1988). Diseño básico de estructuras de acero. Prentice Hall Hispanoamericana.
- Henry Petroski (2007) La ingeniería es humana: la importancia del fallo en el éxito del diseño
- Javier Manterola (2006). Puentes (tomo 1) Apuntes para su diseño, cálculo y construcción - colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- Javier Manterola (2006). Puentes (tomo 2) Apuntes para su diseño, calculo y construcción - colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos.
- McCormac, J. (2012). Diseño de estructuras de acero. Alfaomega Grupo Editor.
- Sriramulu Vinnakota (2013) estructuras de acero comportamiento y LRFD. Editorial: MC GRAW HILL
- Troglia, G. R (2008). Estructuras Metálicas. Proyecto por Estados Límites. Parte II: Ejemplos de Aplicación. Editorial: Universitas Libros.
- Troglia, G. R. (2010). Estructuras de acero con tubos y secciones abiertas conformadas en frío: proyecto por estados límites. Jorge Sarmiento EditorUniversitas.
- Troglia, G. R. (2010). Estructuras de acero con tubos y secciones abiertas conformadas en frío: proyecto por estados límites. Jorge Sarmiento EditorUniversitas.



Trabajos de investigación

- Asociación Argentina de carreteras. (2017) jornada de actualización de puentes.
- Héctor M. Ruffo, Manuel Luciano Müller. (2018) Puentes de acero sobre avenida General Paz - AIE.
- Jorge de Mendonça (2014) Gálibo Ferroviario Argentino para la Logística Intermodal.
- José Santiago Ibarra (2008) Cruce a distinto nivel.
- Red de freáticos de venado tuerto (2020) Lab. de medio ambiente UTN. frvt.
- Mapa geológico de la republica argentina. (1997)
- Roberto Kreimer (1968). Descripción hidrogeológica de la zona Arias – Venado Tuerto y colon.
- Tomás del Carril (2006) ampliación de luces en puentes pretensados una solución creativa.

Programas informáticos utilizados

- Cuenta educativa CYPE 3D – CYPE ingenieros.
- Cuenta educativa CYPE CAD – CYPE ingenieros.
- Cuenta educativa GEO 5 – Fine software.
- Cuenta educativa RFEM 5 – Dlubal.
- Licencia educativa ARCHICAD – Graphisoft.
- Licencia educativa Paquete Office 365 – Microsoft.
- Licencia temporaria - ETABS - Computers and Structures, Inc.
- Licencia temporaria – SAP 2000 - Computers and Structures, Inc.
- Licencia temporaria – csi - Computers and Structures, Inc.

En este apartado solo se consideran los softwares de apoyo para la realización técnica del proyecto.



Identificación de figuras y tablas

- 1 - *Embotellamientos debido al paso del ferrocarril.*
- 2 - *Expansión cronológica de la ciudad.*
- 3 - *Fotos del puente peatonal capturadas en el año 1961.*
- 4 - *Plaza san Martin y sus 4 avenidas*
- 5 - *Vista panorama, plaza San Martin, línea de ferrocarril, comienzo de la zona industrial.*
- 6 - *Enmarcación de las posibles soluciones.*
- 7 - *esquema de la idea del proyecto.*
- 8 - *Captura modelo BIM.*
- 9 - *Captura modelo BIM.*
- 10 - *Captura modelo BIM.*
- 11 - *Complejos históricos; edificio vía y obra, estación de ferrocarriles, ex molino fénix*
- 12 - *Vista desde calle sarmiento del edificio del consejo.*
- 13 - *Etapas típicas de un procedimiento, extracto de la Guía para la elaboración de estudios de impacto ambiental.*
- 14 - *Tabla resumen de las valoraciones numéricas de los impactos.*
- 15 - *Tablas con las medidas de mitigación.*
- 16 - *Tablas con las características de los vehículos de diseño AASHTO.*
- 17 - *Radios de giro máximos y mininos del camión de diseño WB-15*
- 18 - *Resultados del censo "cruce a distinto nivel" Ibarra - 2008.*
- 19 - *Agrupación de los resultados.*
- 20 - *Aproximación al tránsito diario.*
- 21 - *Grafica del tránsito diario.*
- 22 - *Comportamiento del tránsito teórico*
- 23 - *Mapa geológico de la zona aledaña a la ciudad de Venado Tuerto.*
- 24 - *Tabla extraída del reglamento argentino CIRSOC 401.*
- 25 - *Introducción de los sondeos en el soft.*



- 26 - Perfil resultante para la zona de estudio (geo 5)
- 27 - Ejemplo de las mediciones elaboradas por el lab. De medios ambiente
- 28 - Extracto de zonificación sísmica CIRSOC 103
- 29 - Espectros de respuesta sísmica de diseño.
- 30 - Extracción del Plano del municipio de venado tuerto donde se aprecia las pendientes.
- 31-Combinaciones de cargas y factores de cargas.
- 32 - Factores de carga para cargas permanentes γ_p
- 33 - Factores de carga para cargas permanentes debido a deformaciones impuestas
- 34 - camión de diseño HL-13_AR
- 35 - Tándem de diseño HL-13_AR
- 36-Camión de diseño Carga HL-93
- 37 - Tándem de diseño Carga HL-93.
- 38 - Carga de carril de diseño HL-93.
- 39 - Huella refinada del camión de diseño para el diseño.
- 40 - Tabla para efectos de p extraída del CIRSOC 801.
- 41 - Valores de IM extraídos del CIRSOC 801.
- 42 - Valores típicos de PB extraídos del CIRSOC 801.
- 43 – Tablas de valores de las cargas equivalentes de viento
- 44 - valores de z_r según el tipo de carretera.
- 45 - valores de serviciabilidad según el tipo de carretera.
- 46 - Representación de la impermeabilización del tablero.
- 47 - Distribución de tensiones residuales en secciones existentes en el puente.
- 48 - Ejemplo del sistema de encofrado extraído de la asociación latinoamericana del acero.
- 49 - Modelado de la chapa plegada bajo cargas de hormigonado.
- 50 - Tensiones de von mises de modelo Shell
- 51 - Vista de las isocargas de la losa del tablero
- 52 - Vista inferior de las deformaciones máximas debido a la envolvente del tándem
- 53 - Vista de los distintos resultados tensionales de interés y de la discretización.



- 54 - *Modelado de la viga con sección compuesta y conectores de corte.*
- 55 - *idealización de la viga y el ancho equivalente de losa que aporta al conjunto del tablero*
- 56 - *Deformada de la sección compuesta con ancho de 12 h.*
- 57 - *Modelización con aporte del tablero en función del elemento área.*
- 58 - *Representación del emparrillado de barras equivalentes.*
- 59 - *Deformada producto de las cargas del camión de diseño y de frenado.*
- 60 - *Vistas lateral e inferior de las cerchas principales del puente.*
- 61 - *Vista del modelo de cálculo de una de las vigas principales.*
- 62 - *Corte sección de la viga.*
- 63 - *Extracto del soft para análisis estructural remarcando la sección cajón.*
- 64 - *Deformada del cajón ante cargas de tránsito.*
- 65 - *Dimensión de la sección cajón.*
- 66 - *Modelización de la unión viga cajón.*
- 67 - *Visualización de las tensiones de von mises y su concentración en los rigidizadores.*
- 68 - *Deformada de la sección.*
- 69 - *Concentración de tensiones en los apoyos.*
- 70 - *Envoltentes de los esfuerzos axiales de las armaduras inferior.*
- 71 - *Modelado FEM del puente demarcando la sección cajón superior.*
- 72 - *Dimensiones de la sección cajón.*
- 73 - *Deformada de la sección cajón superior.*
- 74 - *Envolvente de los esfuerzos axiales.*
- 75 - *Captura de la imagen del soft FEM.*
- 76 - *Selección de las diagonales del programa FEM.*
- 77 - *Esquema de las secciones.*
- 78 - *Representación de tensiones en las barras, de verde a rojo en incremento.*
- 79 - *Deformada de la cercha vertical.*
- 80 - *Señalización de las diagonales horizontales de la cercha.*
- 81 - *Envolvente de solicitaciones de esfuerzos axiales y de flexión.*



- 82 - *Vista de la deformación en escala de color.*
- 83 - *Detalle de la sección de la diagonal total sin uniones.*
- 84 - *Visualización de la armadura de la viga horizontal.*
- 85 - *Visualización de las tenciones de von mises.*
- 86 - *Detalle de la concentración de tenciones de von mises.*
- 87 - *Visualización y materialización de la superestructura.*
- 88 - *Visualización de la deformación ante el paso de cargas elevadas.*
- 89 - *Deformada del modelo de elementos finitos de la superestructura.*
- 90 - *Máxima deformación producto del tránsito.*
- 91 - *Tenciones ante la colisión de vehículos circulación por avenida Sarmiento.*
- 92 - *Tenciones ante la colisión de vehículos circulación por avenida Sarmiento*
- 93 - *Sobretensiones producto de la excentricidad de las cargas.*
- 94 - *Deformada fuera del plano debido a la excentricidad y cargas de frenado.*
- 95 - *Ilustración de la solución del encuentro entre las 2 tipologías de tableros.*
- 96 - *Distribución de compresión y tracción en la unión.*
- 97 - *Nomograma de diseño*
- 98 - *ilustración del esquema de trabajo.*
- 99 - *Tensiones σ_x en el tensor.*
- 100 - *Tensión τ_y en el tensor.*
- 101 - *Deformada del tensor.*
- 102 - *Ilustración del conector de anclaje.*
- 103 - *Ejemplificación de los tipos de fundaciones.*
- 104 - *Modelado del terreno, la napa y los pilotes para evaluar sus solicitaciones.*
- 105 - *Resultado de solicitaciones de la cimentación más perjudicada por cargas excéntricas.*
- 106 - *Deformaciones producto de cargas laterales*
- 107 - *Deformaciones eventuales ante caras límites.*
- 108 - *Solicitaciones en uno de los pilotes de la cimentación más solicitada.*
- 109 - *Estratigrafía y modelización de los pilotes.*
- 110 - *Modelo puntal tensor.*



- 111 - *Vista del cabezal de 8 pilotes.*
- 112 - *Grafica en plano del cabezal con su armado y dirección de vectores.*
- 113 - *Modelo FEM del cabezal y pilotes del pilar 3.*
- 114 - *Grafica en plano del cabezal con su armado y dirección de vectores.*
- 115 - *Biela a tracción más solicitada ante cargas excéntricas.*
- 116 - *Biela a tracción más solicitada ante cargas excéntricas en caso de utilizar 8 pilotes.*
- 117 - *Vista del cabezal de 10 pilotes.*
- 118 - *Solicitaciones en los dispositivos de apoyos.*
- 119 - *Armonización del encuentro entre las diagonales verticales y los cajones.*
- 120 - *Armonización del encuentro entre las diagonales horizontales y el cajón superior.*
- 121 - *extracción del reglamento sobre la categoría de fatiga para el tipo de unión.*
- 122 - *Extracción del reglamento sobre el radio.*
- 123 - *Ilustración del encuentro entre el cajón inferior y las vigas.*
- 124 - *Extracción de la discusión al reglamento CIRSOC 803.*
- 125 - *Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención de $(ADTT)_{SL}$.*
- 126 - *Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención de A.*
- 127 - *Tabla extraída de la normativa AASHTO para la obtención del umbral de fatiga.*
- 128 - *Tabla extraída de la normativa AASHTO de ciclos por pasada de camión*
- 129 - *Tabla extraída de la normativa AASHTO rango de tensiones.*
- 130 - *Extracto de la normativa AASHTO LRFD de secciones transversales típicas.*
- 131 - *Modelo FEM de la Rampa de acceso en dirección a avenida Casey.*
- 132 - *Modelo FEM de la Rampa de acceso en dirección a 2 de abril.*
- 133 - *Visualización de la zona de junta de dilatación.*
- 134 - *Deformada exagerada ante el colado de la losa.*
- 135 - *Deformada del tablero debido a una excentricidad de las cargas vehiculares, peatonales y del camión de diseño.*
- 136 - *Deformada del tablero debido a una excentricidad de las cargas vehiculares, peatonales y del camión de diseño.*



- 137 - *Imagen de las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD del esquema mencionado.*
- 138 - *Vista del modelo FEM de la deformación.*
- 139 - *Vista comparativa del modelo FEM de 1 y 2 pilares.*
- 140 - *Ilustración de los diafragmas transversales.*
- 141 - *Tensiones de von mises (en acero)*
- 142 - *Valores correspondientes a la verificación de fatiga según la EN.*
- 143 - *Tensiones en las secciones compuestas.*
- 144 - *Vista del modelo FEM del dintel.*
- 145 - *Modelo tensional de las pilas y dintel en conjunto.*
- 146 - *Modelo tensional del dintel.*
- 147 - *Vista de las tensiones principales y aproximación al modelo puntal – tensor.*
- 148 - *Dintel del puente de aproximación sobre 7 vigas.*
- 149 - *Resultado de los esfuerzos σ_{M_y} ante el estado de cargas ‘RESISTENCIA I’*
- 150 - *Infraestructura del puente de aproximación de tramos separados.*
- 151 - *Trabajo tipo pórtico vs desconectado.*
- 152 - *Esfuerzos en el conjunto de la infraestructura.*
- 153 - *Representación de las armaduras de las pilas.*
- 154 - *Vista de la armadura de las pilas.*
- 155 - *Modelo FEM del estribo del puente de acceso.*
- 156 - *Imagen 3D de la cimentación de 3 pilares.*
- 157 - *Vista lateral de la cimentación de 3 pilares.*
- 158 - *Deformación del modelo Winkler.*
- 159 - *Valores de corte del modelo Winkler.*
- 160 - *Valores de S_{max} y S_{min} del modelo Winkler.*
- 161 - *Detalle del armado de la fundación.*
- 162 - *Vista lateral de la cimentación de 3 pilares.*
- 163 - *Imagen 3D de la cimentación de 2 pilares.*
- 164 - *Detalle del armado de la fundación.*
- 165 - *Ejemplo de utilización de losa de aproximación.*



- 166 - Deformada del modelado de la losa de aproximación.*
- 167 - Solicitaciones de momento del modelo FEM de la losa de aproximación.*
- 168 - Modelado de la estructura del terraplén de acceso.*
- 169 - Envolventes de verificaciones para distintas cuñas de roturas*
- 170 - Modelos de talud con sobrecarga y verificación.*
- 171 - Tensión en el terreno debido al talud y la sobrecarga.*
- 172 - Representación del modelo FEM de las barandas.*
- 173 - Tabla AASHTO con los valores para barandas.*
- 174 - Diagrama de flujo para seleccionar el nivel de comportamiento de las defensas*
- 175 - Deformada direccional y solicitaciones del modelo.*
- 176 - Concentración de tensiones de von mises ante colisiones en los tensores.*



ANEXO I

*Tablas de cuantificación de los impactos ambientales mediante la fórmula de Conesa,
(1993)*



Cuantificación de impacto ambiental

La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la calidad del aire.

calidad del aire	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	8	2	8	2	1	4	4	4	4	1	-56
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	8	4	8	1	1	4	2	4	2	1	-55
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	2	1	2	1	1	1	2	2	2	1	-20
construcción y montaje	2	1	2	2	1	2	2	4	4	1	-26
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	8	1	2	2	1	2	2	4	4	1	44
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	2	1	4	2	1	2	2	4	4	1	-28
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	1	1	1	2	1	1	2	1	1	1	-15
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	2	4	2	2	1	2	2	4	4	1	32
conservación de zona de caminos y calzada	2	2	1	2	1	1	2	1	1	1	20
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	1	2	1	2	1	1	2	1	1	1	17
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la contaminación del aire.

contaminación del aire	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	4	2	2	1	1	2	2	2	1	4	31
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	2	4	1	2	1	1	1	1	1	1	23
rotura de pavimento	4	2	1	2	2	1	2	1	2	1	28
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	2	4	4	1	1	4	2	2	4	1	-33
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	8	1	2	1	1	2	2	2	1	1	38
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	1	2	1	1	1	1	2	2	1	2	-18
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	1	1	1	2	1	1	2	1	1	1	-15
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto al microclima.

microclima	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	2	1	1	2	1	2	1	1	2	1	-19
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	2	1	8	1	1	1	1	1	2	1	-24
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	4	2	4	2	1	2	1	1	4	4	35
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	2	12	2	1	1	4	1	10	4	2	55
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la contaminación hídrica.

contaminación hídrica	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	4	2	8	1	1	1	1	1	4	1	34
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	2	2	8	4	4	4	4	4	4	2	-44
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	4	4	4	1	1	2	4	4	1	1	38
realización de la obra	1	1	2	1	2	1	2	2	2	1	18
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	1	1	2	1	2	1	2	1	1	2	17
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	2	4	4	1	2	4	4	4	2	1	36
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la calidad de agua subterránea.

calidad de agua subterránea	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	1	1	1	2	1	2	1	1	1	1	-15
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	1	1	1	1	1	1	1	4	1	1	-16
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la calidad de agua subterránea.

calidad de agua superficial	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	2	4	4	2	1	1	2	4	1	2	31
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la alteración de drenaje superficial.

alteración de drenaje superficial	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	1	2	8	1	1	1	1	4	1	1	-25
construcción y montaje	1	1	8	1	1	1	1	4	1	1	-23
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	4	2	4	4	1	4	1	4	1	1	36
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la contaminación del suelo.

contaminación del suelo	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	2	4	8	4	1	4	1	4	2	1	39
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	2	2	2	4	1	2	1	1	2	1	-24



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la pérdida de suelos orgánicos.

perdida de suelos orgánicos	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	12	2	8	1	1	1	1	1	1	1	-55
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	1	2	1	2	1	2	1	1	2	1	-18
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	1	2	1	1	2	1	2	1	1	1	-17
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la alteración de relieve.

alteración de relieve	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	1	2	1	1	1	2	1	4	1	1	-19
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	2	2	1	1	2	1	1	1	2	2	-21
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la cobertura vegetal.

degradación de la cobertura vegetal	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	2	2	8	2	2	2	4	4	2	4	-38
movilización de maquinarias	8	4	4	1	1	4	4	4	2	1	-53
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	2	2	8	1	1	4	4	4	4	1	-37
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	2	2	1	2	1	1	1	1	1	1	-19
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	2	1	2	1	1	2	1	1	1	1	-18
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la invasión en fauna.

invasión en fauna	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	1	1	1	4	1	1	1	4	4	10	-31
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	-22
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	1	2	1	1	2	1	1	1	2	1	-17
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto al valor estético.

valor estético	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	8	2	4	1	1	2	4	1	4	1	-46
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	2	2	8	1	1	1	1	1	1	1	-25
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	2	2	4	2	1	2	1	1	1	1	-23
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la calidad de vida.

calidad de vida	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	1	1	2	4	1	4	1	1	4	1	-23
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	2	2	1	1	1	4	1	4	2	1	-25
generación de residuos	2	4	2	2	2	2	4	1	2	2	-31
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	2	4	1	2	1	4	4	4	4	1	35
realización de la obra	1	1	8	1	1	1	1	1	2	2	-22
ruido y vibraciones	1	2	4	1	1	1	1	4	1	1	-21
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	4	2	1	4	2	4	1	4	4	2	38
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	2	8	4	4	2	1	2	4	4	1	44
conservación de zona de caminos y calzada	4	2	2	4	2	2	1	1	1	2	31
ahorro de tiempo	4	4	2	4	4	4	1	4	4	1	44
mejora conectividad	8	8	8	4	4	4	4	1	4	2	71
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	2	2	4	4	1	1	4	1	1	2	28



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la seguridad.

seguridad	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	2	2	8	4	1	2	4	4	1	1	35
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	2	4	1	4	4	4	2	4	1	1	35
congestión vehicular	2	4	1	2	1	4	1	1	1	2	27
degradación de la cobertura vegetal	2	2	4	2	2	2	4	4	2	2	-32
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	2	2	2	2	2	4	1	1	4	1	-27
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	8	8	8	2	1	4	2	4	2	2	65
iluminación	2	4	8	1	1	1	1	4	1	2	33
descongestión vehicular	4	4	8	2	2	2	1	4	1	2	42
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	1	1	4	4	1	2	1	1	1	1	20



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la migración.

migración	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	2	8	1	4	4	1	1	1	2	2	38
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la accesibilidad de servicios.

accesibilidad de servicios	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	4	8	8	1	2	1	1	1	1	2	45
mejora conectividad	4	8	4	1	4	4	4	1	1	2	49
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la accesibilidad de servicios.

desarrollo de nueva infraestructura	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	4	4	4	4	1	1	1	1	1	2	35
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto al nuevos accesos a bienes y servicios.

nuevos accesos a bienes y servicios	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	8	4	4	1	1	1	1	4	4	2	50
mejora conectividad	4	4	4	1	1	4	1	4	4	2	41
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la provisión de servicios.

provisión de servicios	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	4	8	2	4	4	4	4	1	4	10	61
demanda de agua	4	2	1	4	4	2	1	1	4	2	35
repavimentación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	4	8	2	4	2	2	4	1	4	2	49
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a los costos.

costos	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	1	2	4	2	2	1	1	4	4	1	26
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	1	2	4	4	4	1	1	1	1	1	24
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	2	8	1	4	4	1	4	4	1	2	43
congestión vehicular	2	2	4	4	1	1	1	1	1	2	25
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	1	2	4	1	1	1	4	1	1	2	22
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	4	8	2	2	4	2	4	1	1	1	45
mejora conectividad	8	8	1	4	4	1	1	1	4	1	57
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	4	8	2	4	1	1	4	1	1	1	43
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la frecuencia.

frecuencias	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	1	1	4	4	1	4	1	1	1	1	22
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	2	1	4	1	1	1	1	1	2	1	20
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	4	4	1	2	4	1	1	1	1	2	33
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	1	4	1	2	2	1	1	1	1	2	22
ahorro de tiempo	4	4	4	4	2	4	4	4	1	2	45
mejora conectividad	4	8	4	1	1	2	1	1	2	2	42
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	4	1	2	1	1	1	1	3	1	2	-26
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	8	2	4	4	1	2	4	1	2	2	48



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a al cambio de recorrido.

cambio de recorrido	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	1	1	1	1	2	1	1	4	4	2	-21
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	2	1	4	1	1	1	1	3	3	1	-23
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	4	4	2	2	1	1	4	4	4	1	39
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	2	2	1	4	1	1	1	4	4	1	-27
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	2	2	1	4	1	1	1	4	4	1	-27
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	2	2	1	4	1	4	4	4	4	1	33
congestión vehicular	8	4	4	4	1	2	4	4	4	1	56
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	1	1	4	4	1	2	1	4	4	1	-26
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	4	1	1	4	1	1	1	1	4	1	-28
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a al tránsito vehicular.

tránsito vehicular	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	1	2	2	2	1	2	1	1	1	1	-18
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	1	2	1	2	1	1	1	4	2	1	-20
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	4	4	4	1	1	2	4	4	4	1	-41
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	4	4	2	2	2	1	2	4	4	1	-38
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	2	2	2	2	2	2	4	4	4	2	32
congestión vehicular	2	2	1	1	1	1	4	4	1	2	-25
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	2	1	1	2	2	2	1	4	1	2	-23
conservación de zona de caminos y calzada	4	8	4	4	2	1	1	4	1	2	47
ahorro de tiempo	2	4	4	4	4	4	1	4	4	2	41
mejora conectividad	4	8	4	4	4	4	4	1	4	2	55
iluminación	2	4	4	4	4	1	1	1	4	2	35
descongestión vehicular	2	2	4	1	1	2	1	4	1	2	-26
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	2	4	1	1	1	1	4	1	2	1	-26



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a al tránsito vehicular.

generación de empleo	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	4	2	4	4	2	2	4	4	4	2	42
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	4	4	2	2	2	2	3	1	1	2	35
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



La siguiente tabla tiene descripto los valores con los cuales se ha completado la fórmula de Conesa, 1993 respecto a la actividad local.

actividad local	i	EX	MO	PE	RV	SI	AC	EF	PR	MC	I
trazo, demarcación y replante del puente	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
instalación de obrador y campamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
movilización de maquinarias	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
limpieza	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
circulación de vehículos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
rotura de pavimento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
excavación y movimiento de suelos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
construcción y montaje	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
generación de residuos	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
señalización	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
depósito de materiales excedentes	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
realización de la obra	4	2	4	4	2	2	4	4	2	2	40
ruido y vibraciones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desbroce	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
interrupción de vías	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda energética	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
demanda de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
repavimentación	2	4	2	2	2	4	4	4	1	2	35
congestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
degradación de la cobertura vegetal	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
disminución de emisiones	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
conservación de zona de caminos y calzada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ahorro de tiempo	2	4	4	4	4	2	1	4	4	2	39
mejora conectividad	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
iluminación	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
descongestión vehicular	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
saneamiento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
desvió de tránsito pesado	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0



ANEXO II

Análisis y cálculo de los elementos estructurales y de los medios de obtención de parámetros.



Armadura inferior de la cercha principal

Envolvente en zona cercana al apoyo

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{4} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{4}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\mathbf{L} : \underline{1000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\mathbf{K} : \underline{1.00}$$

r_x: Radio de giro respecto al eje X

$$\mathbf{r_x} : \underline{23.73} \text{ cm}$$

Donde:

$$\mathbf{r_x} : \underline{23.73} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I_x} : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{443.81} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.155} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N12, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{P_r} : \underline{225.922} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$\mathbf{P_c} : \underline{1462.110} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:



ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E4-B-1:

$$P_n : \underline{1624.567} \text{ t}$$

para secciones con simetría simple, asimétricas y algunas doblemente simétricas, con sección compacta o no compacta (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E4-B-1).

b) para los demás casos:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{443.81} \text{ cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{3660.52} \text{ kp/cm}^2$$

1) Cuando:

$$F_{cr} : \underline{3660.52} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas:

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como:

$$F_e : \underline{611620.79} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{0.00} \text{ cm}^6$$

K_z : Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{1.00}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{1000} \text{ mm}$$

G : Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{374806.19} \text{ cm}^4$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.274} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N12, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{81.848} \text{ t·m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{299.245} \text{ t·m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t·m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{354.909} \text{ t·m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala



b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_p : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

$$S_x : \underline{8329.03} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t : Espesor del ala

$$t : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.006} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N72, para la combinación de acciones PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{1.663} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{299.245} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida

$$M_r^+ : \underline{1.663} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_r^- : \underline{0.114} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_p : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

$$S_y : \underline{8329.03} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$x : \underline{300.00} \text{ mm}$$

h : Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$t : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis PP+1.25·carpetadelerodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.080} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{425.277} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).



$$V_n : \underline{472.530} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{214.61} \text{ cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t_r: Espesor del ala

$$t_r : \underline{19.10} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t_r: Espesor del ala

$$t_r : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.075} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N12, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{31.738} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{425.277} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{472.530} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{214.61} \text{ cm}^2$$



Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 561.80 mm

t_w: Espesor del alma

t_w : 19.10 mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

C_v : 1.00

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

h : 561.80 mm

t_w: Espesor del alma

t_w : 19.10 mm

E: Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

K_v : 5.00

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

η : 0.352 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N12, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

η_1 : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para

η_1 : 0.35

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

P_r : 225.922 t

P_c: Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

P_c : 1463.801 t

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{rx} : 81.848 t·m

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cx} : 299.245 t·m

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{ry} : 0.506 t·m

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

M_{cy} : 299.245 t·m

η_2 : calculado según Artículo 1, Sección 3

3. Secciones doblemente simétricas sometidas a flexocompresión simple

b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano de flexión

η_2 : 0.23

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida

P_r : 225.922 t

P_{co}: Resistencia de diseño a compresión para pandeo fuera del plano de flexión calculado según el Capítulo E

P_{co} : 1463.801 t



M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{rx} : 81.848 t·m

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cx} : 299.245 t·m

Envoltente en zona central

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

η_T : 0.105 ✓

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N56, para la combinación de hipótesis

$1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

P_r : 153.675 t

P_c : Resistencia de diseño a tracción

P_c : 1465.787 t

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

ϕ_t : 0.90

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

P_n : 1628.652 t

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

A : 443.81 cm²

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_M : 0.083 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N56, para la combinación de acciones

$1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_r : 24.692 t·m

M_c : Resistencia de diseño a flexión

M_c : 299.245 t·m



La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_p : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

$$S_x : \underline{8329.03} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{300.00} \text{ mm}$$

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t : Espesor del ala

$$t : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.012} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N55, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{3.573} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{299.245} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$



1. Fluencia

$$M_n : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

b) Para secciones con alas no compactas

$$M_n : \underline{332.495} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_p : \underline{354.909} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{9671.28} \text{ cm}^3$$

$$S_y : \underline{8329.03} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{249870.79} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$x : \underline{300.00} \text{ mm}$$

h : Distancia libre entre alas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$h : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t : Espesor del alma

$$t : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.362} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{425.277} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{472.530} \text{ t}$$



Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{214.61} \text{ cm}^2$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t_r: Espesor del ala

$$t_r : \underline{19.10} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t_r: Espesor del ala

$$t_r : \underline{19.10} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.002} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N55, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.706} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{425.277} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{472.530} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{214.61} \text{ cm}^2$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{561.80} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$t_w : \underline{19.10} \text{ mm}$$



b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$h : \underline{561.80} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{19.10} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.146} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.833 m del nudo N55, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para

$$\eta : \underline{0.15}$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a tracción

P_c: Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$P_r : \underline{153.674} \text{ t}$$

$$P_c : \underline{1465.787} \text{ t}$$

$$M_{rx} : \underline{24.641} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{cx} : \underline{299.245} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ry} : \underline{3.271} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} : \underline{299.245} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Armadura superior de la cercha principal

Envoltente en zona cercana al apoyo

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.247} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce para la combinación de hipótesis 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

P_r: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{P_r} : \underline{310.131} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a tracción

$$\mathbf{P_c} : \underline{1257.006} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$\mathbf{P_n} : \underline{1396.674} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{380.59} \text{ cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{F_y} : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.042} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N566, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{M_r} : \underline{7.401} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión

$$\mathbf{M_c} : \underline{176.849} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:



Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

ϕ_b : 0.90

M_n : 196.498 t·m

1. Fluencia

M_n : 196.498 t·m

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

F_y : 3669.72 kp/cm²

Z_x : 5354.58 cm³

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_M : 0.027 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N566, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_c : Resistencia de diseño a flexión

M_r : 4.777 t·m

M_c : 176.849 t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

ϕ_b : 0.90

M_n : 196.498 t·m

1. Fluencia

M_n : 196.498 t·m

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

F_y : 3669.72 kp/cm²

Z_y : 5354.58 cm³

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_V : 0.003 ✓



El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N566, para la combinación de hipótesis
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD $V_r : 0.933 \text{ t}$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$V_c : 351.532 \text{ t}$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$\phi_v : 0.90$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$V_n : 390.591 \text{ t}$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$F_y : 3669.72 \text{ kp/cm}^2$

$A_w : 177.39 \text{ cm}^2$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$b : 349.20 \text{ mm}$

t_f : Espesor del ala

$t_f : 25.40 \text{ mm}$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$C_v : 1.00$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$b : 349.20 \text{ mm}$

t_f : Espesor del ala

$t_f : 25.40 \text{ mm}$

E : Módulo de elasticidad del acero

$E : 2038735.98 \text{ kp/cm}^2$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$K_v : 5.00$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$\eta_v : 0.004$ ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N566, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$V_r : 1.291 \text{ t}$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$V_c : 351.532 \text{ t}$



La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{390.591} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{177.39} \text{ cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{349.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{25.40} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{349.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{25.40} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.308} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N566, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

a) Para

$$\eta : \underline{0.31}$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a tracción

$$P_r : \underline{310.131} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{1257.006} \text{ t}$$

M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{rx} : \underline{7.401} \text{ t}\cdot\text{m}$$



M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F
 M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil
 M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

M_{cx} : 176.849 t·m
 M_{ry} : 4.777 t·m
 M_{cy} : 176.849 t·m

Envolvente en zona central

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{7} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{7}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\underline{L} : \underline{1000} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\underline{K} : \underline{1.00}$$

r_x : Radio de giro respecto al eje X

$$\underline{r_x} : \underline{15.33} \text{ cm}$$

Donde:

$$\underline{r_x} : \underline{15.33} \text{ cm}$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$\underline{I_x} : \underline{89420.67} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\underline{A} : \underline{380.59} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.210} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N588, para la combinación de hipótesis
 $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\underline{P_r} : \underline{263.394} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$\underline{P_c} : \underline{1252.928} \text{ t}$$



La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

$$\phi_p: \text{Factor de resistencia a compresión, tomado como:} \quad \phi_p : 0.90$$

$$P_n: \text{Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:} \quad P_n : 1392.143 \text{ t}$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

$$A: \text{Área bruta de la sección de la barra.} \quad A : 380.59 \text{ cm}^2$$

$$F_{cr}: \text{Tensión de pandeo por flexión, tomada como:} \quad F_{cr} : 3657.82 \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando:

Donde:

$$F_y: \text{Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras} \quad F_y : 3669.72 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e: \text{Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:} \quad F_e : 472685.94 \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : 472685.94 \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

$$E: \text{Módulo de elasticidad del acero} \quad E : 2038735.98 \text{ kp/cm}^2$$

$$K: \text{Factor de longitud efectiva.} \quad K_x : 1.00$$

$$K_y : 1.00$$

$$L: \text{Longitud de la barra} \quad L : 1000 \text{ mm}$$

$$r: \text{Radio de giro dominante} \quad r_x : 15.33 \text{ cm}$$

$$r_y : 15.33 \text{ cm}$$

Donde:

$$I: \text{Momento de inercia} \quad I_x : 89420.67 \text{ cm}^4$$

$$I_y : 89420.67 \text{ cm}^4$$

$$A: \text{Área total de la sección transversal de la barra.} \quad A : 380.59 \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : 0.021 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N587, para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

$$M_r: \text{Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD} \quad M_r : 3.712 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_c: \text{Resistencia de diseño a flexión} \quad M_c : 176.849 \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

$$\phi_b: \text{Factor de resistencia a flexión} \quad \phi_b : 0.90$$

$$M_n: \text{La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1} \quad M_n : 196.498 \text{ t}\cdot\text{m}$$



1. Fluencia

$$M_n : \underline{196.498 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72 \text{ kp/cm}^2}$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{5354.58 \text{ cm}^3}$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N588, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{1.705 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{176.849 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{196.498 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{196.498 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72 \text{ kp/cm}^2}$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{5354.58 \text{ cm}^3}$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.001} \quad \checkmark$$



El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N587, para la combinación de hipótesis
1.25·PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 0.213 t

V_c : Resistencia de diseño a cortante

V_c : 351.532 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

ϕ_v : 0.90

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

V_n : 390.591 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

A_w : 177.39 cm²

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

b : 349.20 mm

t_r : Espesor del ala

t_r : 25.40 mm

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

C_v : 1.00

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

b : 349.20 mm

t_r : Espesor del ala

t_r : 25.40 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

K_v : 5.00

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_v : 0.001 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N588, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 0.465 t



V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{351.532} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n : \underline{390.591} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{177.39} \text{ cm}^2$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{349.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{25.40} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{349.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{25.40} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

Esfuerzos combinados v torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.237} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 0.667 m del nudo N588, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:



η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

a) Para

η : 0.24

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida	P_r : <u>263.391</u> t
P_c : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E	P_c : <u>1252.928</u> t
M_{rx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte	M_{rx} : <u>3.660</u> t·m
M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F	M_{cx} : <u>176.849</u> t·m
M_{ry} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil	M_{ry} : <u>1.609</u> t·m
M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F	M_{cy} : <u>176.849</u> t·m



Diagonal vertical de la cercha principal

Envolvente en zona cercana al apoyo

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Los esfuerzos/aprovechamiento de tracción son mínimos comparados con los de tracción, por lo que se desprecian en este apartado.
Los mismos serán relevantes en los apartados de fractura y fatiga.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{132} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{132}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\underline{L : 4104 \text{ mm}}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\underline{K : 1.00}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$\underline{r_y : 3.12 \text{ cm}}$$

Donde:

$$\underline{r_y : 3.12 \text{ cm}}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$\underline{I_y : 717.07 \text{ cm}^4}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra. **A**: $\underline{73.76 \text{ cm}^2}$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.011} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo p_r se produce en el nudo N128, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\underline{P_r : 0.711 \text{ t}}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$\underline{P_c : 67.627 \text{ t}}$$



La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \frac{0.90}{75.141} \text{ t}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \frac{73.76}{1018.70} \text{ cm}^2$$

F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \frac{1018.70}{1018.70} \text{ kp/cm}^2$$

b) Cuando:

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{3669.72}{1161.57} \text{ kp/cm}^2$$

i) para secciones doblemente simétricas, F_e es el menor valor de:

$$F_e : \frac{1161.57}{3004.19} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_e : \frac{3004.19}{3004.19} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{2038735.98}{268902.95} \text{ kp/cm}^2$$

C_w: Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \frac{268902.95}{1.00} \text{ cm}^6$$

K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \frac{1.00}{4104} \text{ mm}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \frac{4104}{815494.39} \text{ mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \frac{815494.39}{31.26} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \frac{31.26}{18462.96} \text{ cm}^4$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \frac{18462.96}{717.07} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \frac{717.07}{1161.57} \text{ cm}^4$$

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \frac{1161.57}{29908.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \frac{29908.03}{1161.57} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \frac{1161.57}{1161.57} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{2038735.98}{1.00} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \frac{1.00}{1.00} \text{ mm}$$

$$K_y : \frac{1.00}{4104} \text{ mm}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \frac{4104}{15.82} \text{ cm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \frac{15.82}{3.12} \text{ cm}$$

$$r_y : \frac{3.12}{3.12} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \frac{18462.96}{717.07} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \frac{717.07}{73.76} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \frac{73.76}{1.00} \text{ cm}^2$$

$$Q : \frac{1.00}{1.00}$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s : \frac{1.00}{1.00}$$

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras barras comprimidas compuestas

i) si

$$Q_s : \frac{1.00}{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

$$b : \frac{75.00}{12.70} \text{ mm}$$

t: Espesor del ala

$$t : \frac{12.70}{12.70} \text{ mm}$$



E: Módulo de elasticidad del acero
F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

E : $\frac{2038735.98}{}$ kp/cm²
F_y : $\frac{3669.72}{}$ kp/cm²

k_c : $\frac{0.64}{}$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
t_w: Espesor del alma

h : $\frac{374.60}{}$ mm
t_w : $\frac{9.52}{}$ mm

Q_a : $\frac{1.00}{}$

Donde:

A: Área total de la sección transversal de la barra.

A : $\frac{73.76}{}$ cm²

A_{eff}: Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h_e'.

A_{eff} : $\frac{73.76}{}$ cm²

a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme

ii) Cuando:

h_e : $\frac{374.60}{}$ mm

Donde:

h: Ancho del elemento comprimido no rigidizado
t: Espesor del alma
E: Módulo de elasticidad del acero

h : $\frac{374.60}{}$ mm
t : $\frac{9.52}{}$ mm
E : $\frac{2038735.98}{}$ kp/cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_M : $\frac{0.170}{}$ ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r, se produce en el nudo N566, para la combinación de acciones
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_r : $\frac{3.370}{}$ t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión

M_c : $\frac{19.830}{}$ t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión

φ_b : $\frac{0.90}{}$

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División c

M_n : $\frac{22.033}{}$ t·m

1. Fluencia

M_n : $\frac{39.331}{}$ t·m

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

F_y : $\frac{3669.72}{}$ kp/cm²

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

Z_x : $\frac{1071.78}{}$ cm³

2. Pandeo lateral

c) Si L_r < L_b:



$$M_n : \underline{22.033} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

L_b : Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{4104} \text{ mm}$$

$$L_r : \underline{3919.87} \text{ mm}$$

$$F_{cr} : \underline{2386.73} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{31.26} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{387.30} \text{ mm}$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$r_{ts} : \underline{38.78} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{717.07} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{268902.95} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c : \underline{1.00}$$

$$S_x : \underline{923.15} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{18462.96} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$M_p : \underline{39.331} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{1071.78} \text{ cm}^3$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.016} \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N128, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.078} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{4.999} \text{ t}\cdot\text{m}$$



La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$$M_n : \underline{5.555} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{5.555} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$Z_y : \underline{151.36} \text{ cm}^3$$

$$S_y : \underline{95.61} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$I_y : \underline{717.07} \text{ cm}^4$$

$$x : \underline{75.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis 1.25-PP+1.25-carpetaderodadura+losaestructural+1.75-sobrecargapeatonal+1.75-sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_r : \underline{0.033} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{75.501} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$V_n : \underline{83.890} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{38.10} \text{ cm}^2$$

Donde:

b_f : Anchura total del ala

t_f : Espesor del ala

$$b_f : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{12.70} \text{ mm}$$



b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

t_f: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$b : \underline{75.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{12.70} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.010} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N566, para la combinación de hipótesis 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_r : \underline{0.870} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{83.846} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{83.846} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{38.08} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

t_w: Espesor del alma

$$d : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{9.52} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

C_v: Coeficiente de cortante del alma

Donde:

$$C_v : \underline{1.00}$$



h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
E: Módulo de elasticidad del acero

h : $\frac{374.60}{}$ mm
E : $\frac{2038735.98}{}$ kp/cm²

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
t_w: Espesor del alma
E: Módulo de elasticidad del acero
F_y: Límite elástico mínimo especificado

h : $\frac{374.60}{}$ mm
t_w : $\frac{9.52}{}$ mm
E : $\frac{2038735.98}{}$ kp/cm²
F_y : $\frac{3669.72}{}$ kp/cm²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

η : $\underline{0.139}$ ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_s se producen en el nudo N566, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).
Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$\eta < \underline{0.001}$ ✓

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

η : $\underline{0.139}$ ✓

$\eta < \underline{0.001}$ ✓

η : $\underline{0.019}$ ✓

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r: Resistencia a torsión requerida

T_r : $\underline{0.000}$ t·m

T_c : $\underline{0.257}$ t·m

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

ϕ_T : $\underline{0.90}$

T_n: Resistencia nominal a torsión, definida como:

T_n : $\underline{0.286}$ t·m

Donde:



C: Módulo resistente a torsión
c) El estado límite de pandeo

$$C : \underline{24.61} \text{ cm}^3$$

$$F_n : \underline{1161.57} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{29908.03} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{1161.57} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{4104} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{15.82} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{3.12} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{18462.96} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{717.07} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{73.76} \text{ cm}^2$$

$$F_e : \underline{3004.19} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w: Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{268902.95} \text{ cm}^6$$

K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{1.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{4104} \text{ mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{31.26} \text{ cm}^4$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{18462.96} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{717.07} \text{ cm}^4$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a: Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{9.63} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{0.711} \text{ t}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{73.76} \text{ cm}^2$$

f_{bx}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \underline{365.09} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{3.370} \text{ t-m}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{18462.96} \text{ cm}^4$$

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{-200.00} \text{ mm}$$

f_{by}: Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \underline{60.19} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{0.058} \text{ t-m}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{717.07} \text{ cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{-75.00} \text{ mm}$$

f_{vx}: Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.



		$f_{vx} :$	<u>0.00</u>	kp/cm ²
Donde:	V_x : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).	$V_x :$	<u>0.033</u>	t
	Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.	$Q_y :$	<u>0.00</u>	cm ³
	I_y : Momento de inercia respecto al eje Y	$I_y :$	<u>717.07</u>	cm ⁴
	b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	$b :$	<u>12.70</u>	mm
f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.		$f_{vy} :$	<u>0.00</u>	kp/cm ²
Donde:	V_y : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).	$V_y :$	<u>0.870</u>	t
	Q_x : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.	$Q_x :$	<u>0.00</u>	cm ³
	I_x : Momento de inercia respecto al eje X	$I_x :$	<u>18462.96</u>	cm ⁴
	b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	$b :$	<u>12.70</u>	mm
f_T : Tensión tangencial debida a torsión.		$f_T :$	<u>-0.04</u>	kp/cm ²
Donde:	T_r : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).	$T_r :$	<u>0.000</u>	t·m
	J : Momento de inercia a torsión uniforme	$J :$	<u>31.26</u>	cm ⁴
	b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	$b :$	<u>12.70</u>	mm
F_a : Resistencia a compresión de la sección.		$F_a :$	<u>916.83</u>	kp/cm ²
Donde:	φ_c : Factor de seguridad para compresión.	$\varphi_c :$	<u>0.90</u>	
	F_{cr} : Resistencia crítica de pandeo (calculada según el Capítulo E).	$F_{cr} :$	<u>1018.70</u>	kp/cm ²
F_{bx} , F_{by} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.		$F_{bx} :$	<u>3302.75</u>	kp/cm ²
		$F_{by} :$	<u>3302.75</u>	kp/cm ²
Donde:	φ_b : Factor de resistencia para flexión.	$\varphi_b :$	<u>0.90</u>	
	F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	$F_y :$	<u>3669.72</u>	kp/cm ²
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.		$F_{vx} :$	<u>1906.84</u>	kp/cm ²
		$F_{vy} :$	<u>1906.84</u>	kp/cm ²
Donde:	φ_v : Factor de resistencia para cortante.	$\varphi_v :$	<u>0.90</u>	
	F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	$F_y :$	<u>3669.72</u>	kp/cm ²
F_T : Resistencia a torsión de la sección.		$F_T :$	<u>1906.84</u>	kp/cm ²
Donde:	φ_T : Factor de resistencia para torsión	$\varphi_T :$	<u>0.90</u>	
	F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	$F_y :$	<u>3669.72</u>	kp/cm ²



Diagonales horizontales de la cercha principal

Envolventes

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.324} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N578, para la combinación de hipótesis
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{184.352} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{568.490} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n : \underline{631.656} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{172.13} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{76} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{76}$$

Donde:

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{4920} \text{ mm}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{6.50} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y : \underline{6.50} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8613.82} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{203.93} \text{ cm}^2$$



Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T : \underline{0.677} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N572, para la combinación de hipótesis

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{265.792} \quad t$$

P_c : Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{392.841} \quad t$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_p : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_p : \underline{0.90}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{436.490} \quad t$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{172.13} \quad \text{cm}^2$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2535.87} \quad \text{kp/cm}^2$$

i) Cuando:

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \quad \text{kp/cm}^2$$

F_e : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{4155.99} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{23117.53} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{4155.99} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \quad \text{kp/cm}^2$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{1.00}$$

$$K_y : \underline{1.00}$$

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{4920} \quad \text{mm}$$

r : Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{16.68} \quad \text{cm}$$

$$r_y : \underline{7.07} \quad \text{cm}$$

Donde:

I : Momento de inercia

$$I_x : \underline{47876.75} \quad \text{cm}^4$$

$$I_y : \underline{8607.12} \quad \text{cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{172.13} \quad \text{cm}^2$$



Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.220} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones 1.25·PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{27.882} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{126.754} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{140.838} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{168.189} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \quad \text{kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{4583.14} \quad \text{cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n : \underline{140.838} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \quad \text{kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p : \underline{168.189} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{4583.14} \quad \text{cm}^3$$

$$S_x : \underline{4006.90} \quad \text{cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{120207.00} \quad \text{cm}^4$$



y: Distancia a la fibra extrema en flexión **y** : 300.00 mm
L_b: Distancia entre puntos de arriostramiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal **L_b** : 4937 mm
L_p : 2696.11 mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : 2038735.98 kp/cm²
r_y : 6.50 cm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y **I_y** : 8613.82 cm⁴
A: Área total de la sección transversal de la barra. **A** : 203.93 cm²
L_r : 8042.80 mm

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero **E** : 2038735.98 kp/cm²
J: Momento de inercia a torsión uniforme **J** : 214.63 cm⁴
h_o: Distancia entre los baricentros de las alas **h_o** : 580.90 mm
r_{ts} : 79.02 mm

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y **I_y** : 8613.82 cm⁴
C_w: Constante de alabeo de la sección **C_w** : 7266721.12 cm⁶

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

c : 1.00

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_M : 0.051 ✓

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N10, para la combinación de acciones
 $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losa estructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecarga peatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargas vehiculares}(1)$.

Donde:

M_r: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD **M_r** : 1.513 t·m
M_c: Resistencia de diseño a flexión **M_c** : 29.560 t·m

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:



Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

$$M_n : \underline{32.844} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$Z_y : \underline{895.01} \text{ cm}^3$$

$$S_y : \underline{574.25} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$I_y : \underline{8613.82} \text{ cm}^4$$

$$x : \underline{150.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce en el nudo N10, para la combinación de hipótesis
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_r : \underline{0.766} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{227.097} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-7).

$$V_n : \underline{252.330} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{114.60} \text{ cm}^2$$

Donde:

b_f : Anchura total del ala

t_f : Espesor del ala

$$b_f : \underline{300.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{19.10} \text{ mm}$$



b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

b: La mitad del ancho total del ala

t_f: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$b : \underline{150.00} \text{ mm}$$

$$t_f : \underline{19.10} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v : \underline{0.042} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N578, para la combinación de hipótesis 1.25·PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{5.913} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{140.037} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{140.037} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{63.60} \text{ cm}^2$$

Donde:



d: Canto total
t_w: Espesor del alma

d: 400.00 mm
t_w: 15.90 mm

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

C_v: Coeficiente de cortante del alma
Donde:

C_v: 1.00

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
E: Módulo de elasticidad del acero

h: 361.80 mm
E: 2038735.98 kp/cm²

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo
t_w: Espesor del alma
E: Módulo de elasticidad del acero
F_y: Límite elástico mínimo especificado

h: 361.80 mm
t_w: 15.90 mm
E: 2038735.98 kp/cm²
F_y: 3669.72 kp/cm²

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

η : 0.559 ✓

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N10, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

η : 0.003 ✓

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

η : 0.559 ✓

η : 0.003 ✓

η : 0.313 ✓



3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.006} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{2.227} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\varphi_T : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{2.474} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C : Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{112.37} \text{ cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : \underline{2201.83} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{900.74} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

P_r : Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{183.684} \text{ t}$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{203.93} \text{ cm}^2$$

f_{bx} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \underline{683.54} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

M_{rx} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{27.389} \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{120207.00} \text{ cm}^4$$

y : Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{-300.00} \text{ mm}$$

f_{by} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \underline{263.49} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

M_{ry} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{1.513} \text{ t}\cdot\text{m}$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8613.82} \text{ cm}^4$$

x : Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{-150.00} \text{ mm}$$

f_{vx} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

V_x : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \underline{0.766} \text{ t}$$

Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8613.82} \text{ cm}^4$$

b : Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{19.10} \text{ mm}$$

f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.

$$f_{vy} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

V_y : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \underline{5.841} \text{ t}$$



Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

f_T: Tensión tangencial debida a torsión.

$$Q_x : \frac{0.00}{\quad} \text{ cm}^3$$

$$I_x : \frac{120207.00}{\quad} \text{ cm}^4$$

$$b : \frac{19.10}{\quad} \text{ mm}$$

$$f_T : \frac{-5.65}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

T_r: Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

J: Momento de inercia a torsión uniforme

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

F_a: Resistencia a tracción de la sección.

$$T_r : \frac{0.006}{\quad} \text{ t-m}$$

$$J : \frac{214.63}{\quad} \text{ cm}^4$$

$$b : \frac{19.10}{\quad} \text{ mm}$$

$$F_a : \frac{3302.75}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_t : Factor de seguridad para tracción.

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_{bx}, **F_{by}**: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$\phi_t : \frac{0.90}{\quad}$$

$$F_y : \frac{3669.72}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{bx} : \frac{3302.75}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \frac{3302.75}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión.

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_{Vx}, **F_{Vy}**: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$\phi_b : \frac{0.90}{\quad}$$

$$F_y : \frac{3669.72}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{Vx} : \frac{1906.84}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{Vy} : \frac{1906.84}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

F_T: Resistencia a torsión de la sección.

$$\phi_v : \frac{0.90}{\quad}$$

$$F_y : \frac{3669.72}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_T : \frac{1906.84}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$\phi_T : \frac{0.90}{\quad}$$

$$F_y : \frac{3669.72}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$



Verificación por fatiga con soft

Debido a la extensión de los cálculos de desempeño por fatiga (más de 50 páginas por barra) se capturará un resumen de las envolventes de los resultados.

2.4 Design by x-Location

Member No.	A Location x [m]	B S-Point No.	C Design Ratio	D	E Design According to Formula
	1.500	2	0.21	≤ 1	101) Direct stress range design acc. to 8(1)
	1.500	8	0.03	≤ 1	102) Shear stress range design acc. to 8(1)
	1.500	2	0.45	≤ 1	103) Nominal direct stress range design acc. to 8(2)
	1.500	8	0.06	≤ 1	104) Nominal shear stress range design acc. to 8(2)
	1.500	2	0.09	≤ 1	105) Combined stress ranges design acc. to 8(3)
	2.000	2	0.22	≤ 1	101) Direct stress range design acc. to 8(1)
	2.000	8	0.03	≤ 1	102) Shear stress range design acc. to 8(1)
	2.000	2	0.48	≤ 1	103) Nominal direct stress range design acc. to 8(2)
	2.000	8	0.06	≤ 1	104) Nominal shear stress range design acc. to 8(2)
	2.000	2	0.11	≤ 1	105) Combined stress ranges design acc. to 8(3)

Max: 0.48 ≤ 1

Details - Member 120 - x: 2.000 m - LC1

Property	Symbol	Value	Unit
Torsional Constant	I_t	212868.00	cm ⁴
Radius of Gyration	i_y	196.5	mm
Radius of Gyration	i_z	196.5	mm
Elastic Section Modulus	$S_{el,x}$	5673.50	cm ³
Elastic Section Modulus	$S_{el,y}$	5673.50	cm ³
Plastic Section Modulus	$W_{pl,x}$	6629.22	cm ³
Plastic Section Modulus	$W_{pl,y}$	6629.22	cm ³
Warping Constant of Cross-Section	I_w	0.00	cm ⁶
Statical Moment	Q_y	1657.31	cm ³
Statical Moment	Q_z	1657.31	cm ³

Stress Range Values in Stress Point No. 2

Property	Symbol	Value	Unit	Code
Maximum Normal Stress	σ_{max}	-0.65	kN/cm ²	LC5
Minimum Normal Stress	σ_{min}	-8.36	kN/cm ²	CO27
Maximum Shear Stress	τ_{max}	0.32	kN/cm ²	CO27
Minimum Shear Stress	τ_{min}	0.02	kN/cm ²	LC5

Design Ratio

Property	Symbol	Value	Unit	Code
Direct Stress Range	$\Delta\sigma$	7.70	kN/cm ²	
Damage Equivalent Factors	λ_σ	1.000		
Design Value of Nominal Direct Stress Range	$\gamma F_f \Delta\sigma E_2$	7.70	kN/cm ²	Eq. (6.1)
Reference Value of Fatigue Strength	$\Delta\sigma_C$	16.00	kN/cm ²	
Partial Factor for Fatigue Strength	γ_{Mf}	1.000		Tab. 3.1
Design Ratio	η	0.48		≤ 1 Eq. (8.2)

2 - TO 500/500/19.1/19.1/19.1/19.1



2.4 Design by x-Location

Member No.	A Location x [m]	B S-Point No.	C Design Ratio	D	E
	2.484	5	0.27	≤ 1	101) Direct stress range design acc. to 8(1)
	2.484	13	0.01	≤ 1	102) Shear stress range design acc. to 8(1)
	2.484	11	0.70	≤ 1	103) Nominal direct stress range design acc. to 8(2)
	2.484	13	0.02	≤ 1	104) Nominal shear stress range design acc. to 8(2)
	2.484	11	0.34	≤ 1	105) Combined stress ranges design acc. to 8(3)
	4.967	5	0.33	≤ 1	101) Direct stress range design acc. to 8(1)
	4.967	13	0.01	≤ 1	102) Shear stress range design acc. to 8(1)
	4.967	11	0.77	≤ 1	103) Nominal direct stress range design acc. to 8(2)
	4.967	11	0.02	≤ 1	104) Nominal shear stress range design acc. to 8(2)
	4.967	11	0.45	≤ 1	105) Combined stress ranges design acc. to 8(3)

Max: 0.77 ≤ 1

Details - Member 64 - x: 4.967 m - LC1

- Thickness range $t > 150$ mm and $t \leq 200$ mm
 - Yield Strength f_y : 18.50 kN/cm²
 - Ultimate Tensile Strength f_u : 34.00 kN/cm²
- Thickness range $t > 200$ mm and $t \leq 250$ mm
 - Yield Strength f_y : 17.50 kN/cm²
 - Ultimate Tensile Strength f_u : 34.00 kN/cm²
- Thickness range $t > 250$ mm and $t \leq 400$ mm
 - Yield Strength f_y : 16.50 kN/cm²
 - Ultimate Tensile Strength f_u : 33.00 kN/cm²
- Cross-Section Properties - IS 400/300/15.9/19.1/1
- Stress Range Values in Stress Point No. 11
 - Maximum Normal Stress σ_{max} : 10.15 kN/cm² CO27
 - Minimum Normal Stress σ_{min} : 0.57 kN/cm² LC1
 - Maximum Shear Stress τ_{max} : 0.07 kN/cm² LC1
 - Minimum Shear Stress τ_{min} : -0.05 kN/cm² LC4
- Design Ratio
 - Direct Stress Range $\Delta\sigma$: 9.58 kN/cm²
 - Damage Equivalent Factors λ_{σ} : 1.000
 - Design Value of Nominal Direct Stress Range $\gamma F_f \Delta\sigma E.2$: 9.58 kN/cm² Eq. (6.1)
 - Reference Value of Fatigue Strength $\Delta\sigma_C$: 12.50 kN/cm²
 - Partial Factor for Fatigue Strength γ_{Mf} : 1.000 Tab. 3.1
 - Design Ratio η : 0.77 ≤ 1 Eq. (8.2)

5 - 4: IS 500/300/15.9/19.1/1 - IS 400/300

OK Cancel



Tablero del puente principal

Envoltentes

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N446, para la combinación de hipótesis
 $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{3.580} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{668.744} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n : \underline{743.049} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{202.48} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.574} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.000 m del nudo N447, para la combinación de acciones
 $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot \text{carpetaderodadura} + \text{losaestructural} + 1.75 \cdot \text{sobrecargapeatonal} + 1.75 \cdot \text{sobrecargasvehiculares}(1)$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{93.166} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{162.356} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$



M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 2, División b

$$M_n : \underline{180.396} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{5313.10} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo lateral

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$:

$$M_n : \underline{194.976} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

C_b : Factor de modificación del pandeo lateral tomado, de forma conservadora, como:

$$C_b : \underline{1.00}$$

$$M_p : \underline{194.976} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{5313.10} \text{ cm}^3$$

$$S_x : \underline{4619.15} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{154671.50} \text{ cm}^4$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión

$$y : \underline{334.85} \text{ mm}$$

L_b : Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_b : \underline{3600} \text{ mm}$$

$$L_p : \underline{2626.07} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \underline{6.33} \text{ cm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8616.15} \text{ cm}^4$$

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{215.01} \text{ cm}^2$$

$$L_r : \underline{7723.90} \text{ mm}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

J : Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{223.97} \text{ cm}^4$$

h_o : Distancia entre los baricentros de las alas

$$h_o : \underline{650.60} \text{ mm}$$

$$r_{ts} : \underline{77.90} \text{ mm}$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8616.15} \text{ cm}^4$$

C_w : Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{9117536.41} \text{ cm}^6$$

Para c:

i) para una sección doblemente simétrica en doble T:

$$c : \underline{1.00}$$



Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N446, para la combinación de acciones
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.106} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{29.541} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{32.823} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Fluencia

$$M_n : \underline{32.823} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{894.43} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y : \underline{574.23} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8613.51} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{150.00} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_V < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce para la combinación de hipótesis
1.25·PP+carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.020} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{227.097} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:



ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

ϕ_v : 0.90

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G-7).

V_n : 252.330 t

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

F_y : 3669.72 kp/cm²

A_w : 114.60 cm²

Donde:

b_f : Anchura total del ala

b_f : 300.00 mm

t_f : Espesor del ala

t_f : 19.10 mm

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

i)

C_v : 1.00

Donde:

b : La mitad del ancho total del ala

b : 150.00 mm

t_f : Espesor del ala

t_f : 19.10 mm

E : Módulo de elasticidad del acero

E : 2038735.98 kp/cm²

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

K_v : 1.20

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_v : 0.077 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N446, para la combinación de hipótesis
1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 15.996 t

V_c : Resistencia de diseño a cortante

V_c : 206.872 t

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

ϕ_v : 1.00

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G2).



$$V_n : \underline{206.872} \text{ t}$$

Donde \ni :

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{93.95} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{590.91} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{15.90} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

C_v : Coeficiente de cortante del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{552.71} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{552.71} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{15.90} \text{ mm}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

Esfuerzos combinados v torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.619} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en un punto situado a una distancia de 1.200 m del nudo N447, para la combinación de acciones

1.25·PP+1.25·carpetaderodadura+losaestructural+1.75·sobrecargapeatonal+1.75·sobrecargasvehiculares(1).

Donde:

Según el capítulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsión junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condición:

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones abiertas sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, los siguientes criterios para la tensión de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.619} \quad \checkmark$$

$$\eta < \underline{0.001} \quad \checkmark$$



$$\eta : \underline{0.383} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsión y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsión requerida

$$T_r : \underline{0.000} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$$T_c : \underline{2.315} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsión, definida como:

$$T_n : \underline{2.573} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión

$$C : \underline{116.84} \quad \text{cm}^3$$

b) El estado límite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_n : \underline{2201.83} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \quad \text{kp/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_a : Tensión normal debida al esfuerzo axil (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_a : \underline{16.72} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$P_r : \underline{3.580} \quad \text{t}$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{214.04} \quad \text{cm}^2$$

f_{bx} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{bx} : \underline{2017.47} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

M_{rx}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{rx} : \underline{92.095} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{151471.15} \quad \text{cm}^4$$

y: Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$y : \underline{-331.82} \quad \text{mm}$$

f_{by} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{by} : \underline{10.07} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

M_{ry}: Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$M_{ry} : \underline{0.058} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8615.95} \quad \text{cm}^4$$

x: Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$x : \underline{-150.00} \quad \text{mm}$$

f_{vx} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} : \underline{0.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

Donde:

V_x: Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_x : \underline{0.020} \quad \text{t}$$

Q_y: Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_y : \underline{0.00} \quad \text{cm}^3$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{8615.95} \quad \text{cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{19.10} \quad \text{mm}$$

f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.



$$f_{vy} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

V_y: Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).

$$V_y : \underline{5.905} \text{ t}$$

Q_x: Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

$$Q_x : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{151471.15} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{19.10} \text{ mm}$$

f_T: Tensión tangencial debida a torsión.

$$f_T : \underline{-0.29} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

T_r: Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).

$$T_r : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{223.16} \text{ cm}^4$$

b: Espesor del elemento en el punto pésimo.

$$b : \underline{19.10} \text{ mm}$$

F_a: Resistencia a tracción de la sección.

$$F_a : \underline{3302.75} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_t : Factor de seguridad para tracción.

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

F_{bx}, F_{by}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.

$$F_{bx} : \underline{3302.75} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{by} : \underline{3302.75} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

F_{Vx}, F_{Vy}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.

$$F_{Vx} : \underline{1906.84} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{Vy} : \underline{1906.84} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$

F_T: Resistencia a torsión de la sección.

$$F_T : \underline{1906.84} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

ϕ_T : Factor de resistencia para torsión

$$\phi_T : \underline{0.90}$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{3669.72} \text{ kp/cm}^2$$



Tablero puente de acceso

Envolventes

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N124, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·camiondiseño.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.119} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{975.570} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

φ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\varphi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n : \underline{1083.966} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{425.35} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda : \underline{1} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda : \underline{1}$$

Donde:

L : Longitud de la barra

$$L : \underline{25045} \text{ mm}$$

K : Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.00}$$

r_y : Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{9.53} \text{ cm}$$

Donde:



$$r_y : \underline{9.53} \text{ cm}$$

Donde:

$$I_y : \text{Momento de inercia respecto al eje Y} \quad I_y : \underline{38602.69} \text{ cm}^4$$

$$A : \text{Área total de la sección transversal de la barra.} \quad A : \underline{425.35} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T < \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P_r se produce en el nudo N123, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·sobrecargadecarril.

Donde:

$$P_r : \text{Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD} \quad P_r : \underline{0.122} \text{ t}$$

$$P_c : \text{Resistencia de diseño a compresión} \quad P_c : \underline{709.343} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

$$\phi_p : \text{Factor de resistencia a compresión, tomado como:} \quad \phi_p : \underline{0.90}$$

$$P_n : \text{Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E7-1-2:} \quad P_n : \underline{788.159} \text{ t}$$

para secciones con elementos esbeltos (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo E - E7-1-2).

$$A : \text{Área bruta de la sección de la barra.} \quad A : \underline{425.35} \text{ cm}^2$$

$$F_{cr} : \text{Tensión de pandeo por flexión, tomada como:} \quad F_{cr} : \underline{1852.97} \text{ kp/cm}^2$$

a) Cuando:

Donde:

$$F_y : \text{Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras} \quad F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$i) \text{ para secciones doblemente simétricas, } F_e \text{ es el menor valor de:} \quad F_e : \underline{18261378.19} \text{ kp/cm}^2$$



$$F_e : \underline{\quad \infty \quad}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

C_w: Constante de alabeo de la sección

$$C_w : \underline{239275440.34} \text{ cm}^6$$

K_z: Factor de longitud efectiva de pandeo alrededor del eje Z

$$K_z : \underline{0.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{25045} \text{ mm}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del acero

$$G : \underline{815494.39} \text{ kp/cm}^2$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme

$$J : \underline{597.39} \text{ cm}^4$$

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{1810580.28} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{38602.69} \text{ cm}^4$$

F_e: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_e : \underline{18261378.19} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ex} : \underline{856512517.53} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{ey} : \underline{18261378.19} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K_x : \underline{0.00}$$

$$K_y : \underline{0.00}$$

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{25045} \text{ mm}$$

r: Radio de giro dominante

$$r_x : \underline{65.24} \text{ cm}$$

$$r_y : \underline{9.53} \text{ cm}$$

Donde:

I: Momento de inercia

$$I_x : \underline{1810580.28} \text{ cm}^4$$

$$I_y : \underline{38602.69} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{425.35} \text{ cm}^2$$

$$Q : \underline{0.73}$$

3) para secciones formadas por elementos rigidizados y no rigidizados:

Q_s: se calcula de la siguiente forma:

$$Q_s : \underline{1.00}$$

b) para alas, angulares, y chapas en pilares u otras barras comprimidas compuestas

i) si



$$Q_s : \underline{1.00}$$

Donde:

b : La mitad del ancho total del ala	b :	<u>225.00</u>	mm
t : Espesor del ala	t :	<u>25.40</u>	mm
E : Módulo de elasticidad del acero	E :	<u>2038735.98</u>	kp/cm ²
F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_y :	<u>2548.42</u>	kp/cm ²
	k_c :	<u>0.36</u>	

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo	h :	<u>1549.20</u>	mm
t_w : Espesor del alma	t_w :	<u>12.70</u>	mm

$$Q_a : \underline{0.73}$$

Donde:

A : Área total de la sección transversal de la barra.	A :	<u>425.35</u>	cm ²
A_{eff} : Suma de las áreas eficaces de la sección transversal basadas en el ancho eficaz reducido 'h _e '. a) en elementos esbeltos uniformemente comprimidos, excepto alas de secciones cuadradas y rectangulares de espesor uniforme	A_{eff} :	<u>309.29</u>	cm ²

i) Cuando:

$$h_e : \underline{635.33} \text{ mm}$$

Donde:

$$f : \underline{2548.27} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

F_{cr} es calculada asumiendo que Q = 1.0

h : Ancho del elemento comprimido no rigidizado	h :	<u>1549.20</u>	mm
t : Espesor del alma	t :	<u>12.70</u>	mm
E : Módulo de elasticidad del acero	E :	<u>2038735.98</u>	kp/cm ²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).



Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M : \underline{0.880} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N123, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot \text{sobrecarga de carril} + 1.6 \cdot \text{camión de diseño}$.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{499.790} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : \underline{568.051} \text{ t}\cdot\text{m}$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 4, Sección 1, R_{pc} calculado según 2

$$M_n : \underline{631.168} \text{ t}\cdot\text{m}$$

1. Límite elástico en el ala comprimida

$$M_n : \underline{631.168} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

$$S_{xc} : \underline{22632.25} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{1810580.28} \text{ cm}^4$$

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

$$y_c : \underline{800.00} \text{ mm}$$

R_{pc} : Factor de plastificación del alma calculado de la siguiente forma:

ii) Para

$$R_{pc} : \underline{1.09}$$

Donde:

$$M_p : \underline{652.848} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:



Z_x: Módulo resistente plástico
respecto al eje X

$$\mathbf{Z}_x : \underline{25617.74} \text{ cm}^3$$

$$\mathbf{M}_{yc} : \underline{576.765} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h_c: Dos veces la distancia desde el
baricentro a la cara interior del ala
comprimida menos el radio de acuerdo

$$\mathbf{h}_c : \underline{1549.20} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$\mathbf{t}_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

$$\lambda : \underline{121.98}$$

$$\lambda_{rw} : \underline{161.22}$$

1) para secciones doblemente simétricas
en doble T a flexión:

$$\lambda_{pw} : \underline{106.35}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del
acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de
aplicación

Donde:

L_b: Distancia entre puntos de arriostamiento al
desplazamiento lateral del ala comprimida o de la
torsión de la sección transversal

$$\mathbf{L}_b : \underline{0} \text{ mm}$$

$$\mathbf{L}_p : \underline{3604.28} \text{ mm}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{F}_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{r}_t : \underline{11.58} \text{ cm}$$

Donde:

b_{fc}: Ancho del ala comprimida

$$\mathbf{b}_{fc} : \underline{450.00} \text{ mm}$$

h_o: Distancia entre los baricentros de las alas

$$\mathbf{h}_o : \underline{1574.60} \text{ mm}$$

d: Canto total de una viga en doble T

$$\mathbf{d} : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

h: Distancia libre entre alas, menos el radio
de acuerdo

$$\mathbf{h} : \underline{1549.20} \text{ mm}$$

$$\mathbf{a}_w : \underline{1.72}$$

Donde:

h_c: Dos veces la distancia desde el
baricentro a la cara interior del ala
comprimida menos el radio de acuerdo

$$\mathbf{h}_c : \underline{1549.20} \text{ mm}$$



t_{fc} : Espesor del ala comprimida

t_{fc} : 25.40 mm

t_w : Espesor del alma

t_w : 12.70 mm

3. Pandeo local del ala comprimida

a) En secciones con alas compactas, el estado límite de pandeo local no es de aplicación.

4. Límite elástico en el ala traccionada

a) Si se cumple que $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite elástico en el ala traccionada no se aplica.

S_{xt} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala traccionada

S_{xt} : 22632.25 cm³

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

I_x : 1810580.28 cm⁴

y_t : Distancia entre la fibra extrema del ala traccionada en flexión y el baricentro

y_t : 800.00 mm

S_{xc} : Módulo resistente elástico correspondiente al ala comprimida:

S_{xc} : 22632.25 cm³

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

I_x : 1810580.28 cm⁴

y_c : Distancia entre la fibra extrema del ala comprimida en flexión y el baricentro

y_c : 800.00 mm

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector.

Resistencia a corte X (Capítulo G)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-05 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

η_v : 0.018 ✓

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_r se produce en el nudo N123, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.6·sobrecargadecarril.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

V_r : 2.035 t

V_c : Resistencia de diseño a cortante



$$V_c : \underline{113.506} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

Para todo lo detallado en el Capítulo G excepto la Sección G2.1 a:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-05 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n : \underline{126.118} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{203.20} \text{ cm}^2$$

Donde:

d : Canto total

$$d : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

1. Resistencia nominal a cortante

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

iii)

$$C_v : \underline{0.41}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

i) en almas no rigidizadas cuando se cumple

1) para todos los tipos de sección excepto en T simple:

K_v : Coeficiente de abolladura del alma

$$K_v : \underline{5.00}$$

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$h : \underline{1549.20} \text{ mm}$$

t_w : Espesor del alma

$$t_w : \underline{12.70} \text{ mm}$$

2. Comprobación de rigidizadores transversales



(b) si

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$\mathbf{V_r} : \underline{2.035} \text{ t}$$

$$\mathbf{V_c} : \underline{113.506} \text{ t}$$

Donde:

$$\mathbf{V_n} : \underline{126.118} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$\mathbf{F_y} : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$\mathbf{A_w} : \underline{203.20} \text{ cm}^2$$

Donde:

d: Canto total

$$\mathbf{d} : \underline{1600.00} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$\mathbf{t_w} : \underline{12.70} \text{ mm}$$

C_v: se calcula de la siguiente forma:

$$\mathbf{C_v} : \underline{0.41}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

iii)

$$\mathbf{C_v} : \underline{0.41}$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

$$\mathbf{h} : \underline{1549.20} \text{ mm}$$

t_w: Espesor del alma

$$\mathbf{t_w} : \underline{12.70} \text{ mm}$$

E: Módulo de elasticidad del acero

$$\mathbf{E} : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$\mathbf{K_v} : \underline{5.00}$$



Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta : \underline{0.880} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N123, para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.6 \cdot \text{sobrecarga de carril} + 1.6 \cdot \text{camión de diseño}$.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para

$$\eta : \underline{0.88}$$

Donde:

P_r: Resistencia requerida a tracción

$$\mathbf{P_r} : \underline{0.017} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$\mathbf{P_c} : \underline{975.570} \text{ t}$$

M_{rx}: Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$\mathbf{M_{rx}} : \underline{499.790} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$\mathbf{M_{cx}} : \underline{568.051} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ry}: Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$\mathbf{M_{ry}} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{cy}: Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$\mathbf{M_{cy}} : \underline{60.418} \text{ t}\cdot\text{m}$$



Colisión de vehículos

Resumen de Envolventes

Member No.	Location x [m]	Load- ing Ratio	Design Ratio	Design According to Formula
404 Cross-section No. 13 - TO 600/1400/19.1/19.1/19.1/19.1 ... 19 - TO 600/960.9/19.1/19.1/19.1/19.1				
0	LC7		0.37 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
0	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
0	LC7		0.32 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
0	LC7		0.09 <= 1	303) Chapter E - Flexural buckling about y-axis acc. to E7 - Slender elements
0	LC7		0.09 <= 1	313) Chapter E - Flexural buckling about z-axis acc. to E7 - Slender elements
0	LC7		0.09 <= 1	323) Chapter E - Torsional buckling acc. to E4 and E7 - Slender elements
0	LC7		0.41 <= 1	332) Chapter H - Single axis /or biaxial/ flexure with axial compression force - acc. to H1.1
0	LC7		0.41 <= 1	335) Chapter H - Compression force with single/minor axis bending - acc. to H1.3
0.825	LC7		0.14 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
0.825	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
0.825	LC7		0.34 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
0.825	LC7		0.09 <= 1	303) Chapter E - Flexural buckling about y-axis acc. to E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.09 <= 1	313) Chapter E - Flexural buckling about z-axis acc. to E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.09 <= 1	323) Chapter E - Torsional buckling acc. to E4 and E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.18 <= 1	332) Chapter H - Single axis /or biaxial/ flexure with axial compression force - acc. to H1.1
0.825	LC7		0.18 <= 1	335) Chapter H - Compression force with single/minor axis bending - acc. to H1.3
0.825	LC7		0.14 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
0.825	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
0.825	LC7		0.34 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
0.825	LC7		0.09 <= 1	303) Chapter E - Flexural buckling about y-axis acc. to E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.09 <= 1	313) Chapter E - Flexural buckling about z-axis acc. to E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.09 <= 1	323) Chapter E - Torsional buckling acc. to E4 and E7 - Slender elements
0.825	LC7		0.18 <= 1	332) Chapter H - Single axis /or biaxial/ flexure with axial compression force - acc. to H1.1
0.825	LC7		0.18 <= 1	335) Chapter H - Compression force with single/minor axis bending - acc. to H1.3
1.5	LC7		0.09 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
1.5	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
1.5	LC7		0.36 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
1.5	LC7		0.09 <= 1	303) Chapter E - Flexural buckling about y-axis acc. to E7 - Slender elements
1.5	LC7		0.09 <= 1	313) Chapter E - Flexural buckling about z-axis acc. to E7 - Slender elements
1.5	LC7		0.09 <= 1	323) Chapter E - Torsional buckling acc. to E4 and E7 - Slender elements
1.5	LC7		0.13 <= 1	332) Chapter H - Single axis /or biaxial/ flexure with axial compression force - acc. to H1.1
1.5	LC7		0.13 <= 1	335) Chapter H - Compression force with single/minor axis bending - acc. to H1.3
1.5	LC7		0.09 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
1.5	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
1.5	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
1.65	LC7		0.08 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
1.65	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
1.65	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
1.65	LC7		0.08 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
1.65	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
1.65	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
2.475	LC7		0.06 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
2.475	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
2.475	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
2.475	LC7		0.06 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
2.475	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
2.475	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
3.3	LC7		0.03 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
3.3	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
3.3	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
3.3	LC7		0.03 <= 1	112) Chapter F - Yielding - Bending about z-axis acc. to F2 - F12
3.3	LC7		0 <= 1	147) Chapter F - Local buckling of HSS section does not apply - acc. to F7
3.3	LC7		0.04 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section
4.125	LC7		0.05 <= 1	161) Chapter G - Nominal shear strength in y-axis - acc. to G6 (G3,G4) - Unstiffened cross-section



Análisis y Cálculos

A los fines de no extender el apartado de cálculos perdiendo el foco en la razón de ser del trabajo, se adjuntará el scanner para poder acceder todos los modelos y archivos de análisis de elementos.



[PROYECTO FINAL](#) (hipervínculo)



ANEXO III

Metrado y presupuesto estimativo de materiales, mano de obra y equipos a utilizar divididos ítems.

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.1
FECHA	dic-21	Denominacion	demoliciones
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	40 m2

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
camion volcador	140		0.4	\$ 1,500,000.00
retroescabadora	94		0.4	\$ 3,200,000.00

TOTALES (Pot)	140	HP	VE	\$ 4,700,000.00
<i>herramientas menores</i>			0.05	0
TOTALES (Pot)	140	HP	VE	\$ 4,700,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 266.33

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 125.33 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 141.00$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 87.73

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 140 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 369.61

Rendimiento de Equipos (RE) 369.61
1 hs/ m2

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m2	369.61	(2)	46%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m2	
		0 Of. Especializados	375	0.00	0
		1 Oficiales	320	0.50	160
		0 Medio Oficiales	295	0.00	0
		2 Ayudantes	270	1.00	270

SUB-TOTAL (MO) 430

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m2	430.00	(3)	54%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	799.61	(4)	-
---------------------------------	--------	--------	-------	---

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 799.61	(5)	
--------------------------------	--------	-----------	-------	--

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	799.61		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.2
FECHA	dic-21	Denominacion	Limpieza de terreno
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	1456 m2

1- MATERIALES

unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
camion volcador	140		0.4	\$ 1,500,000.00
retroescavadora	94		0.2	\$ 1,600,000.00

TOTALES (Pot)	140	HP	VE	\$ 3,100,000.00
<i>herramientas menores</i>			0.05	0
TOTALES (Pot)	140	HP	VE	\$ 3,100,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 175.67

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 82.67 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 93.00$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 57.87

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 140 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 249.08

Rendimiento de Equipos (RE) 12.45

0.05 hs/ m2

\$/ m2

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m2	12.45	(2)	4%
------------------------------	--------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m2	
	0 Of. Especializados	375	0.00	0
	1 Oficiales	320	0.50	160
	0 Medio Oficiales	295	0.00	0
	1 Ayudantes	270	0.40	108

SUB-TOTAL (MO) 268

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m2	268.00	(3)	96%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	280.45	(4)	-
---------------------------------	--------	--------	-------	---

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 280.45	(5)	
--------------------------------	--------	-----------	-------	--

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	280.45		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.3
FECHA	dic-21	Denominacion	Emparejamiento y compactacion
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	1245 m2

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ - (1)	0%
----------------------------------	--------	------------	----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$ -
<u>herramientas menores</u>			0.05	37500
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$ 37,500.00
<u>Amortizaciones e intereses</u>		(A+I)		\$ 2.13
$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 1.00	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$
				= \$ 1.13
<u>reparaciones y repuestos</u>		(R y R)		\$ 0.70
70% de la amortizacion				
<u>combustible</u>		(C)		\$ 11.96
0,13 lts/HO h *			0 HP *	\$ 92.00
<u>Lubricantes</u>		(L)		\$ 3.59
30% del combustible				
			<u>SUB-TOTAL (E)/HS</u>	\$ 18.37
<u>Rendimiento de Equipos</u>		(RE)		
0.1		hs/ m2		1.84
				\$/ m2

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m2	1.84 (2)	3%
------------------------------	--------	------------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m2
0	Of. Especializados	375	0.00
1	Oficiales	320	0.10
0	Medio Oficiales	295	0.00
1	Ayudantes	270	0.10
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>
			59

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m2	59.00 (3)	97%
------------------------------------	--------	-------------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	60.84 (4)	100.00
---------------------------------	--------	-------------	--------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 60.84 (5)	100
--------------------------------	--------	----------------	-----

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	60.84	
---------------------------------	---------------	--------------	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.4
FECHA	dic-21	Denominacion	obrador, deposito y sanitario
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	25 m2

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
madera	m2	1	300	300	10%	
chapa	m2	1	2600	2600	90%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ 2,900.00	(1)	50%
----------------------------------	--------	-------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
<hr/>				
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$ -
<i>herramientas menores</i>			0.5	26000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$ 26,000.00
<hr/>				
<u>Amortizaciones e intereses</u>		(A+I)		\$ 1.47
$\frac{0,8* (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 0.69	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$
				= \$ 0.78
<u>reparaciones y repuestos</u>		(R y R)		\$ 0.49
70% de la amortizacion				
<u>combustible</u>		(C)		\$ 11.96
0,13 lts/HO h *			0 HP *	\$ 92.00
<u>Lubricantes</u>		(L)		\$ 3.59
30% del combustible				
			<u>SUB-TOTAL (E)/HS</u>	\$ 17.51
<u>Rendimiento de Equipos</u>		(RE)		
0.1		hs/ m2		1.75
				\$/ m2

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m2	1.75	(2)	0%
------------------------------	--------	------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m2	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	4.00	1280
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	3.00	1620
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	2900

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m2	2,900.00	(3)	50%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	2,901.75	(4)	50%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 5,801.75	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	5,801.75
---------------------------------	---------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.5
FECHA	dic-21	Denominacion	cartel de obra
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	6 m2

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
madera	m2	1	300	300	12%	
hierro	kg	1	280.8	280.8	11%	
impresión	m2	1	2000	2000	77%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ 2,580.80	(1)	55%
----------------------------------	--------	-------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo		
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-	
<u>herramientas menores</u>			0.5	26000		
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	26,000.00	
<u>Amortizaciones e intereses</u>		(A+I)			\$ 1.47	
$\frac{0,8* (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 0.69	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 0.78
<u>reparaciones y repuestos</u>		(R y R)			\$ 0.49	
70% de la amortizacion						
<u>combustible</u>		(C)			\$ 11.96	
0,13 lts/HO h *			0 HP *	\$ 92.00		
<u>Lubricantes</u>		(L)			\$ 3.59	
30% del combustible						
				<u>SUB-TOTAL</u>	<u>(E)/HS</u>	\$ 17.51
<u>Rendimiento de Equipos</u>		(RE)				
0.5		hs/ m2			8.75	
					\$/ m2	
COSTO DE QUIPOS (E)		\$/ m2	8.75	(2)	0%	

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m2		
0	Of. Especializados	375	0.00	0	
1	Oficiales	320	4.00	1280	
0	Medio Oficiales	295	0.00	0	
1	Ayudantes	270	3.00	810	
			<u>SUB-TOTAL</u>	<u>(MO)</u>	2090
COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA		\$/ m2	2,090.00	(3)	45%

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	2,098.75	(4)	45%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 4,679.55	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	4,679.55
---------------------------------	---------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	1.6
FECHA	dic-21	Denominacion	luz y fuerza motora
		Unidad	G1
		cantidad estimada total	1 G1

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
medidor	u	1	6825	6825	48%	
perforacion provicional	u	1	7500	7500	52%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ G1	\$ 14,325.00	(1)	88%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
----------------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
<u>herramientas menores</u>			0.5		26000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	26,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1.47

$\frac{0,8* (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 0.69	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 0.78
--------------------------------------	---	---------	---	---	---	---------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 0.49

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 17.51

Rendimiento de Equipos (RE) 10 hs/ G1 175.07

\$/ G1

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ G1	175.07	(2)	1%
------------------------------	--------	--------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ G1	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
2	Oficiales	320	2.00	640
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	2.00	1080
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	1720

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ G1	1,720.00	(3)	11%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ G1	1,895.07	(4)	12%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ G1	\$ 16,220.07	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ G1	16,220.07		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.1
FECHA	dic-21	Denominacion	excavacion cabezal de pilotes
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	240 m3

1- MATERIALES

unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retroscavadoras	94		0.2	\$ 14,987,500.00
camion volcador	140		0.2	\$ 4,480,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 19,467,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	6000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 19,473,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,103.50

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 519.29 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 584.21$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 363.51

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E) /HS \$ 1,482.55

Rendimiento de Equipos (RE) 0.2 hs/ m3 296.51

\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	296.51	(2)	72%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
	0 Of. Especializados		375	0.00
	1 Oficiales		320	0.20
	0 Medio Oficiales		295	0.00
	1 Ayudantes		270	0.20

SUB-TOTAL (MO) 118

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	118.00	(3)	28%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	414.51	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 414.51	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	414.51		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.2
FECHA	dic-21	Denominacion	perforacion de pilotes
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	300 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
barreno para perforacion	100		0.5	\$ 14,987,500.00
retropala	65		0.5	\$ 14,987,500.00
camion volcador	140		0.5	\$ 4,480,000.00

TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$	34,455,000.00
<u>herramientas menores</u>			0.5		6000
TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$	34,461,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,952.79

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 918.96 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 1,033.83$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 643.27
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 305 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 2,611.61

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 391.74
0.15 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	391.74	(2)	46%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
1	Of. Especializados	375	0.50	187.5
0	Oficiales	320	0.00	0
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	1.00	270

SUB-TOTAL (MO) 457.5

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	457.50	(3)	54%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	849.24	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 849.24	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	849.24		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.3
FECHA	dic-21	Denominacion	relleno y compactacion de cabezales
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	130 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retropala	65		0.5	\$ 14,987,500.00

TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 14,987,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	6000
TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 14,993,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 849.63

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 399.83	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 449.81
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 279.88
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 305 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E) /HS \$ 1,145.06

Rendimiento de Equipos (RE) 286.26
0.25 hs/ m3

\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	286.26	(2)	40%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
		0 Of. Especializados	375	0.00	0
		1 Oficiales	320	0.50	160
		0 Medio Oficiales	295	0.00	0
		1 Ayudantes	270	1.00	270

SUB-TOTAL (MO) 430

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	430.00	(3)	60%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	716.26	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 716.26	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	716.26		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.4
FECHA	dic-21	Denominacion	excavacion para fundacion superficial
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	240 m3

1- MATERIALES

unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retroscavadoras	94		0.5	\$ 14,987,500.00
camion volcador	140		0.2	\$ 4,480,000.00

TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 19,467,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	6000
TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 19,473,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,103.50

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 519.29 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 584.21$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 363.51

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 305 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E) /HS \$ 1,482.55

Rendimiento de Equipos (RE) 444.77

0.3 hs/ m3

\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	444.77	(2)	46%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
	0 Of. Especializados	375	0.00	0
	1 Oficiales	320	0.80	256
	0 Medio Oficiales	295	0.00	0
	1 Ayudantes	270	1.00	270

SUB-TOTAL (MO) 526

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	526.00	(3)	54%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	970.77	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 970.77	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	970.77		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.5
FECHA	dic-21	Denominacion	excavacion muro de tierra armada
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	396 m3

1- MATERIALES

unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retroscavadoras	94		0.2	\$ 14,987,500.00
camion volcador	140		0.2	\$ 4,480,000.00

TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 19,467,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	6000
TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 19,473,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,103.50

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 519.29 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 584.21$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 363.51

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 305 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,482.55

Rendimiento de Equipos (RE) 444.77

0.3 hs/ m3

\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	444.77	(2)	49%
----------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
	0 Of. Especializados	375	0.00	0
	1 Oficiales	320	0.60	192
	0 Medio Oficiales	295	0.00	0
	1 Ayudantes	270	1.00	270

SUB-TOTAL (MO) 462

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	462.00	(3)	51%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	906.77	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 906.77	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	906.77		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	3.6
FECHA	dic-21	Denominacion	llenado muro de tierra armada
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	246 m3

1- MATERIALES

unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retropala	65		0.2	\$ 8,000,000.00

TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 8,000,000.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	21000
TOTALES (Pot)	305	HP	VE	\$ 8,021,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 454.52

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 213.89	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 240.63
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 149.73
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 305 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 619.80

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 123.96
0.2 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	123.96	(2)	22%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
	0 Of. Especializados	375	0.00	0
	1 Oficiales	320	0.50	160
	0 Medio Oficiales	295	0.00	0
	2 Ayudantes	270	0.50	270

SUB-TOTAL (MO) 430

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	430.00	(3)	78%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	553.96	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 553.96	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	553.96		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.1
FECHA	dic-21	Denominacion	Pilotes de H°A°
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	300 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560		
Hierro	kg	85	301.6	25636		
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 37,551.68	(1)	94%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,127,900.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 913.91

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 430.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 483.84$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,230.52

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 123.05
0.1 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	123.05	(2)	0%
------------------------------	--------	--------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	4.00	1280
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	3.00	810
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	2090

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,090.00	(3)	5%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	2,213.05	(4)	6%
---------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 39,764.73	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	39,764.73
---------------------------------	---------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.2
FECHA	dic-21	Denominacion	cabezal de Pilotes H°A°
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	240 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560		
Hierro	kg	50	301.6	15080		
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 26,995.68	(1)	92%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,127,900.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 913.91

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 430.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 483.84$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,230.52

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 123.05
0.1 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	123.05	(2)	0%
------------------------------	--------	--------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	4.00	1280
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	3.00	810
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	2090

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,090.00	(3)	7%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	2,213.05	(4)	8%
---------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 29,208.73	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	29,208.73		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.3
FECHA	dic-21	Denominacion	Pilas de H°A° prefabricadas
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	7 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560	30%	
Hierro	kg	90	301.6	27144	69%	
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68	1%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 39,059.68	(1)	90%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,127,900.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 913.91

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 430.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 483.84$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,230.52

Rendimiento de Equipos (RE) 2 hs/ m3 2,461.03
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	2,461.03	(2)	6%
------------------------------	--------	----------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	4.00	1280
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	3.00	810
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	2090

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,090.00	(3)	5%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	4,551.03	(4)	10%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 43,610.71	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	43,610.71		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.4
FECHA	dic-21	Denominacion	Pilas de H°A° prefabricadas
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	7 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560	27%	
Hierro	kg	100	301.6	30160	72%	
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68	1%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 42,075.68	(1)	83%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,127,900.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 913.91

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 430.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 483.84$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,230.52

Rendimiento de Equipos (RE) 2 hs/ m3 2,461.03
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	2,461.03	(2)	5%
------------------------------	--------	----------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	10.00	3200
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	12.00	3240
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	6440

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	6,440.00	(3)	13%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	8,901.03	(4)	17%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 50,976.71	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	50,976.71		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.5
FECHA	dic-21	Denominacion	Dintel H°A°
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	20 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560	18%	
Hierro	kg	100	301.6	30160	47%	
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68	1%	
encofrado	m2	28.8	754	21715.2	34%	

COSTO TOTAL DE MATERIALE	\$/ m3	\$ 63,790.88	(1)	92%
---------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<u>herramientas menores</u>			0.5		10000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,131,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 914.12

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 430.17 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 483.95$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.12
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,230.79

Rendimiento de Equipos (RE) 1 hs/ m3 1,230.79
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	1,230.79	(2)	2%
----------------------------	--------	----------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	6.00	1920
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	8.00	2160
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	4080

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	4,080.00	(3)	6%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	5,310.79	(4)	8%
---------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 69,101.67	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	69,101.67
---------------------------------	---------------	------------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.6
FECHA	dic-21	Denominacion	Colocacion muro de tierra armada
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	360 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
paneles premoldeados	u	0.5	12400	6200	74%	
baranda de poliestireno	ml	3.5	560	1960	24%	
barra de anclaje y clavos	ml	2	84	168	2%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 8,328.00	(1)	47%
----------------------------------	---------------	--------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
retropala	65		0.2	\$ 8,000,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 8,000,000.00
<u>herramientas menores</u>			0.5	52500
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 8,052,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 456.31

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 214.73 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 241.58$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 150.31
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 622.17

Rendimiento de Equipos (RE) 3,110.85
5 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	3,110.85	(2)	18%
------------------------------	---------------	-----------------	--------------	------------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	6.00	1920
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	8.00	4320
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	6240

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	6,240.00	(3)	35%
------------------------------------	---------------	-----------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	9,350.85	(4)	53%
---------------------------------	---------------	-----------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 17,678.85	(5)	100%
--------------------------------	---------------	---------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	17,678.85		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.7
FECHA	dic-21	Denominacion	Estribos de H°A°
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	360 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560	22%	
Hierro	kg	80	301.6	24128	46%	
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68	1%	
encofrado	m2	40	423	16920	32%	

COSTO TOTAL DE MATERIALE	\$/ m3	\$ 52,963.68	(1)	93%
---------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.5	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 16,121,500.00
<u>herramientas menores</u>			0.5	52500
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 16,174,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.53

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 431.31 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.22$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.91
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,233.99

Rendimiento de Equipos (RE) 1 hs/ m3 1,233.99
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	1,233.99	(2)	2%
----------------------------	--------	----------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
2	Oficiales	320	2.00	640
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	4.00	2160
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	2800

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,800.00	(3)	5%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	4,033.99	(4)	7%
---------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 56,997.67	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	56,997.67		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	4.8
FECHA	dic-21	Denominacion	base superficial
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	240 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
Hormigon H-21	m3	1	11560	11560		
Hierro	kg	50	301.6	15080		
Alambre	kg	0.6	592.8	355.68		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 26,995.68	(1)	92%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.6	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.6	\$ 3,150,000.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		50325
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	16,171,825.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.40

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 431.25 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.15$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 301.87
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,233.83

Rendimiento de Equipos (RE) 246.77
0.2 hs/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	246.77	(2)	1%
------------------------------	--------	--------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ m3	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	4.00	1280
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	3.00	810
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u> 2090

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,090.00	(3)	7%
------------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	2,336.77	(4)	8%
---------------------------------	--------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 29,332.45	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	29,332.45		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.1
FECHA	dic-21	Denominacion	pilas metalicas
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	34116 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.05	\$ 1,200.00	\$ 60.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 355.00	(1)	64%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 34.76 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 39.11$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 34.12

0.3 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	34.12	(2)	6%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.50	135

SUB-TOTAL (MO) 167

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	167.00	(3)	30%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	201.12	(4)	36%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 556.12	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	556.12
---------------------------------	---------------	---------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.2
FECHA	dic-21	Denominacion	Vigas doble T puente de aproximacion
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	267895 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.04	\$ 1,200.00	\$ 48.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 343.00	(1)	76%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

0,8* (VE) = \$ 34.76 + $\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 39.11
 30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 22.75

0.2 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	22.75	(2)	5%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.20	54

SUB-TOTAL (MO) 86

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	86.00	(3)	19%
------------------------------------	---------------	--------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	108.75	(4)	24%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 451.75	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	451.75		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.3
FECHA	dic-21	Denominacion	Vigas dobe T tablero puente reticulado
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	103541 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.045	\$ 1,200.00	\$ 54.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 349.00	(1)	76%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<u>herramientas menores</u>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

0,8* (VE) = \$ 34.76 + $\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 39.11
 30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 22.75

0.2 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	22.75	(2)	5%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.20	54

SUB-TOTAL (MO) 86

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	86.00	(3)	19%
------------------------------------	---------------	--------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	108.75	(4)	24%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 457.75	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	457.75		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.4
FECHA	dic-21	Denominacion	Cajon inferior
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	66904 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.06	\$ 1,200.00	\$ 72.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 367.00	(1)	63%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

$0,8 * (VE) = \$ 34.76 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 39.11$
 30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33
 70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
 0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
 30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 45.50
 0.4 hs/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	45.50	(2)	8%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.50	135

SUB-TOTAL (MO) 167

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	167.00	(3)	29%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	212.50	(4)	37%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 579.50	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	579.50
---------------------------------	---------------	---------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.5
FECHA	dic-21	Denominacion	Montante vertical
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	49552 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.04	\$ 1,200.00	\$ 48.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 343.00	(1)	72%
----------------------------------	--------	-----------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 34.76 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 39.11$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) 0.4 hs/ kg 45.50

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	45.50	(2)	10%
------------------------------	--------	-------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.20	54

SUB-TOTAL (MO) 86

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	86.00	(3)	18%
------------------------------------	--------	-------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	131.50	(4)	28%
---------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 474.50	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	474.50		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.6
FECHA	dic-21	Denominacion	Cajon superior
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	60961 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.055	\$ 1,200.00	\$ 66.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 361.00	(1)	67%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

$0,8 * (VE) = \$ 34.76 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 39.11$
 30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33
 70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
 0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
 30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 39.81
 0.35 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	39.81	(2)	7%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.40	108

SUB-TOTAL (MO) 140

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	140.00	(3)	26%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	179.81	(4)	33%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 540.81	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	540.81		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.7
FECHA	dic-21	Denominacion	Diagonal horizontal
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	16274 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.04	\$ 1,200.00	\$ 48.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 343.00	(1)	70%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

0,8* (VE) = \$ 34.76 + $\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 39.11
30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 34.12
0.3 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	34.12	(2)	7%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.30	81

SUB-TOTAL (MO) 113

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	113.00	(3)	23%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	147.12	(4)	30%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 490.12	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	490.12		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.8
FECHA	dic-21	Denominacion	Demas elementos
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	146249 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.04	\$ 1,200.00	\$ 48.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 343.00	(1)	70%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

0,8* (VE) = \$ 34.76 + $\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 39.11
30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 34.12
0.3 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	34.12	(2)	7%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.30	81

SUB-TOTAL (MO) 113

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	113.00	(3)	23%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	147.12	(4)	30%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 490.12	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	490.12
---------------------------------	---------------	---------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	5.9
FECHA	dic-21	Denominacion	perfil armado doble T cercha
		Unidad	kg
		cantidad estimada total	12738 kg

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
acero	kg	1	\$ 295.00	\$ 295.00		
alambre,fundente, etc...	kg	0.03	\$ 1,200.00	\$ 36.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ kg	\$ 331.00	(1)	70%
----------------------------------	---------------	------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
equipo de arco sumergido	234		0.5	\$ 1,297,150.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,297,150.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		6400
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$	1,303,550.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 73.87

0,8* (VE) = \$ 34.76 + $\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 39.11
30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 24.33

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 113.75

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 28.44

0.25 hs/ kg

\$/ kg

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ kg	28.44	(2)	6%
------------------------------	---------------	--------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs/ kg	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.10	32
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
1	Ayudantes	270	0.30	81

SUB-TOTAL (MO) 113

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ kg	113.00	(3)	24%
------------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ kg	141.44	(4)	30%
---------------------------------	---------------	---------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	\$ 472.44	(5)	100%
--------------------------------	---------------	------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ kg	472.44		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.1
FECHA	dic-21	Denominacion	acarreo de la estructura metalica
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	40 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc. parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$	-	(1)	0%
----------------------------------	--------	----	---	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua neumatica 30 tn	234		0.5	\$ 21,035,600.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,035,600.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	60000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,095,600.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,195.42

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 562.55	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 632.87
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 393.78

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,604.75

Rendimiento de Equipos (RE) 1 1,604.75
\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	1,604.75	(2)	68%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
		1 Of. Especializados	375	2.00	750
		0 Oficiales	320	0.00	0
		0 Medio Oficiales	295	0.00	0
		0 Ayudantes	270	0.00	0

SUB-TOTAL (MO) 750

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	750.00	(3)	32%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	2,354.75	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 2,354.75	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	2,354.75		
---------------------------------	--------	-----------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.2
FECHA	dic-21	Denominacion	armado de la cerchas principales
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	45 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$	-	(1)	0%
----------------------------------	--------	----	---	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua neumatica 30 tn	234		0.5	\$ 21,035,600.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,035,600.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	60000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,095,600.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,195.42

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 562.55	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 632.87
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 393.78

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,604.75

Rendimiento de Equipos (RE)

1	hs/ hs					1,604.75
---	--------	--	--	--	--	----------

\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	1,604.75	(2)	50%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	1	Of. Especializados	375	2.00	750
	1	Oficiales	320	1.00	320
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	1.00	540

SUB-TOTAL (MO) 1610

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	1,610.00	(3)	50%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	3,214.75	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 3,214.75	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM		\$/ hs		3,214.75
---------------------------------	--	---------------	--	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.3
FECHA	dic-21	Denominacion	armados cerchas con vigas tablero
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	35 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua neumatica 30 tn	234		0.5	\$ 21,035,600.00

TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,035,600.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	60000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 21,095,600.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,195.42

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 562.55	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 632.87
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 393.78

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 234 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,604.75

Rendimiento de Equipos (RE)

1	hs/ hs			1,604.75
---	--------	--	--	----------

\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	1,604.75	(2)	50%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	1	Of. Especializados	375	2.00	750
	1	Oficiales	320	1.00	320
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	1.00	540

SUB-TOTAL (MO) 1610

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	1,610.00	(3)	50%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	3,214.75	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 3,214.75	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	3,214.75		
---------------------------------	---------------	-----------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.4
FECHA	dic-21	Denominacion	colocacion elementos
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	30 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$	-	(1)	0%
----------------------------------	--------	----	---	-------	----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua 5 tn	135		0.5	\$ 9,922,452.83

TOTALES (Pot)	135	HP	VE	\$ 9,922,452.83
<u>herramientas menores</u>			0.5	50000
TOTALES (Pot)	135	HP	VE	\$ 9,972,452.83

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 565.11

$0,8* (VE)$	=	\$ 265.93	+	$(VE) * 12%$	=	\$ 299.17
30000 hs				$2*2000 \text{ hs/año}$		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 186.15

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 135 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 766.81

Rendimiento de Equipos (RE)

1 766.81

\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	766.81	(2)	34%
------------------------------	--------	--------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	1	Of. Especializados	375	2.00	750
	1	Oficiales	320	1.00	320
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	0.80	432

SUB-TOTAL (MO) 1502

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	1,502.00	(3)	66%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	2,268.81	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 2,268.81	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	2,268.81
---------------------------------	---------------	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.5
FECHA	dic-21	Denominacion	montaje de las 3 tramos
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	12 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$	- (1)	0%
----------------------------------	--------	----	--------------	----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua 30 tn	234		0.5	\$ 21,035,600.00
grua 30 tn	234			\$ 21,035,600.00
grua especial	480			\$ 40,020,000.00

TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$	82,091,200.00
<u>herramientas menores</u>			0.5		50000
TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$	82,141,200.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4,654.67

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 2,190.43	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 2,464.24
---------------------------------------	---	-------------	---	---	---	-------------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1,533.30
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 480 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E) /HS \$ 6,203.52

Rendimiento de Equipos (RE) 1 \$ 6,203.52
\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	\$	6,203.52 (2)	62%
------------------------------	--------	----	---------------------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
3	Of. Especializados		375	2250
3	Oficiales		320	960
0	Medio Oficiales		295	0
3	Ayudantes		270	648

SUB-TOTAL (MO) 3858

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	\$	3,858.00 (3)	38%
------------------------------------	--------	----	---------------------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	\$	10,061.52 (4)	100%
---------------------------------	--------	----	----------------------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$	10,061.52 (5)	100%
--------------------------------	--------	----	----------------------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs		10,061.52	
---------------------------------	---------------	--	------------------	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.6
FECHA	dic-21	Denominacion	union entre tramos
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	24 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

equipos

potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$	-
<u>herramientas menores</u>			0.5		150000
TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$	150,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 8.50

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 4.00	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 4.50
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 2.80

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 480 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 26.85

Rendimiento de Equipos (RE) 1 \$ 26.85

\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	26.85	(2)	3%
------------------------------	--------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	0	Of. Especializados	375	0.00	0
	1	Oficiales	320	1.00	320
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	0.80	432

SUB-TOTAL (MO) 752

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	752.00	(3)	97%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	778.85	(4)	100%
---------------------------------	--------	--------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 778.85	(5)	100%
--------------------------------	--------	-----------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	778.85		
---------------------------------	---------------	---------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.7
FECHA	dic-21	Denominacion	montaje vigas puente de aproximacion
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	12 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$	-	(1)	0%
----------------------------------	--------	----	---	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua 30 tn	234		0.5	\$ 21,035,600.00

TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$ 21,035,600.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	150000
TOTALES (Pot)	480	HP	VE	\$ 21,185,600.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,200.52

$\frac{0,8* (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 564.95	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 635.57
--------------------------------------	---	-----------	---	---	---	-----------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 395.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 480 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,611.53

Rendimiento de Equipos (RE) 1 1,611.53
\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	1,611.53	(2)	52%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
		1 Of. Especializados	375	2.00	750
		1 Oficiales	320	1.00	320
		0 Medio Oficiales	295	0.00	0
		2 Ayudantes	270	0.80	432

SUB-TOTAL (MO) 1502

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	1,502.00	(3)	48%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	3,113.53	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 3,113.53	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	3,113.53		
---------------------------------	--------	-----------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	6.8
FECHA	dic-21	Denominacion	trabajo de union entre vigas y enc.
		Unidad	hs
		cantidad estimada total	35 hs

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
--	--------	----------	----------------	-------------	-------------	------------

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ hs	\$ -	(1)	0%
----------------------------------	--------	------	-------	----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
grua 5 tn	135		0.5	\$ 21,035,600.00

TOTALES (Pot)	135	HP	VE	\$ 21,035,600.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	150000
TOTALES (Pot)	135	HP	VE	\$ 21,185,600.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 1,200.52

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$ 564.95	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$ 635.57
30000 hs				2*2000 hs/año		

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 395.46

70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 135 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,611.53

Rendimiento de Equipos (RE)

1 1,611.53

\$/ hs

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ hs	1,611.53	(2)	52%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	1	Of. Especializados	375	2.00	750
	1	Oficiales	320	1.00	320
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	0.80	432

SUB-TOTAL (MO) 1502

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ hs	1,502.00	(3)	48%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ hs	3,113.53	(4)	100%
---------------------------------	--------	----------	-------	------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	\$ 3,113.53	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ hs	3,113.53		
---------------------------------	---------------	-----------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.1
FECHA	dic-21	Denominacion	hormigonado losa de aproximacion
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	200 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc. parcial	inc. Total
homigon H-30	m3	1	\$ 12,450.00	\$ 12,450.00	82%	
hierros	kg	10	\$ 280.80	\$ 2,808.00	18%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 15,258.00 (1)	37%
----------------------------------	---------------	---------------------------	------------

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.2	\$ 3,150,000.00
regla vibratoria	10		0.2	\$ 210,000.00

TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		60000
TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,181,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.95

0,8* (VE) = \$ 431.51 + $\frac{(VE) * 12\%}{2*2000 \text{ hs/año}}$ = \$ 485.45
30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 302.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 365 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,234.55

Rendimiento de Equipos (RE) 7,407.33
6 hs/ m3 \$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	7,407.33 (2)	18%
------------------------------	---------------	-----------------------	------------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
2	Oficiales	320	20.00	12800
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	10.00	5400
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u>
				18200

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	18,200.00 (3)	45%
------------------------------------	---------------	------------------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	25,607.33 (4)	63%
---------------------------------	---------------	------------------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 40,865.33 (5)	100%
--------------------------------	---------------	---------------------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	40,865.33	
---------------------------------	---------------	------------------	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.2
FECHA	dic-21	Denominacion	hormigonado puentes de aproximacion
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	312.5 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
homigon H-30	m3	1	\$ 12,450.00	\$ 12,450.00	82%	
hierros	kg	10	\$ 280.80	\$ 2,808.00	18%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 15,258.00	(1)	37%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.2	\$ 3,150,000.00
regla vibratoria	10		0.2	\$ 210,000.00

TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		60000
TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,181,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.95

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 431.51 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.45$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 302.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 365 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,234.55

Rendimiento de Equipos (RE) 7,407.33
6 hs/ m3 \$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	7,407.33	(2)	18%
------------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
2	Oficiales	320	20.00	12800
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	10.00	5400
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u>
				18200

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	18,200.00	(3)	45%
------------------------------------	--------	-----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	25,607.33	(4)	63%
---------------------------------	--------	-----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 40,865.33	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	40,865.33		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.3
FECHA	dic-21	Denominacion	hormigonado puente principal
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	225 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
homigon H-30	m3	1	\$ 12,450.00	\$ 12,450.00	82%	
hierros	kg	10	\$ 280.80	\$ 2,808.00	18%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 15,258.00	(1)	37%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.2	\$ 3,150,000.00
regla vibratoria	10		0.2	\$ 210,000.00

TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$ 16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5	60000
TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$ 16,181,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.95

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 431.51 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.45$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 302.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 365 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,234.55

Rendimiento de Equipos (RE) 6 hs/ m3 7,407.33
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	7,407.33	(2)	18%
----------------------------	--------	----------	-------	-----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
2	Oficiales	320	20.00	12800
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	10.00	5400
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	18200

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	18,200.00	(3)	45%
------------------------------------	--------	-----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	25,607.33	(4)	63%
---------------------------------	--------	-----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 40,865.33	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	40,865.33		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.4
FECHA	dic-21	Denominacion	juntas de dilatacion
		Unidad	ml
		cantidad estimada total	225 ml

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
junta placa dentada		1	\$ 210,940.00	\$ 378,000.00		

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ ml	\$ 378,000.00	(1)	94%
----------------------------------	--------	---------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ -
<u>herramientas menores</u>			0.5	56000
TOTALES (Pot)	234	HP	VE	\$ 56,000.00
<u>Amortizaciones e intereses</u>		(A+I)		\$ 3.17
$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 1.49	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$
				= \$ 1.68
<u>reparaciones y repuestos</u>		(R y R)		\$ 1.05
70% de la amortizacion				
<u>combustible</u>		(C)		\$ 11.96
0,13 lts/HO h *			234 HP *	\$ 92.00
<u>Lubricantes</u>		(L)		\$ 3.59
30% del combustible				
			<u>SUB-TOTAL (E)/HS</u>	\$ 19.77
<u>Rendimiento de Equipos</u>		(RE)		
1 hs/ ml				19.77
				\$/ ml

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ ml	19.77	(2)	0%
------------------------------	--------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	19.00	6080
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	30.00	16200
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	22280

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ ml	22,280.00	(3)	6%
------------------------------------	--------	-----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ ml	22,299.77	(4)	6%
---------------------------------	--------	-----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml	\$ 400,299.77	(5)	100%
--------------------------------	--------	---------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml	400,299.77		
---------------------------------	---------------	-------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.5
FECHA	dic-21	Denominacion	calzada peatonal
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	29.7 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
H° terminacion	m3	0.2	\$ 12,450.00	\$ 2,490.00	20%	
H° liviano	m3	0.8	\$ 12,100.00	\$ 9,680.00	80%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 12,170.00	(1)	75%
----------------------------------	---------------	---------------------	--------------	------------

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.2	\$ 3,150,000.00
regla vibratoria	10		0.2	\$ 210,000.00

TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,121,500.00
<u>herramientas menores</u>			0.5		60000
TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,181,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.95

$0,8 * (VE) = \$ 431.51 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.45$
30000 hs

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 302.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 365 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,234.55

Rendimiento de Equipos (RE) 1 1,234.55
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	1,234.55	(2)	8%
----------------------------	---------------	-----------------	--------------	-----------

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados		375	0.00
1	Oficiales		320	2.00
0	Medio Oficiales		295	0.00
2	Ayudantes		270	4.00
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u> 2800

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,800.00	(3)	17%
------------------------------------	---------------	-----------------	--------------	------------

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	4,034.55	(4)	25%
---------------------------------	---------------	-----------------	--------------	------------

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 16,204.55	(5)	100%
--------------------------------	---------------	---------------------	--------------	-------------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	16,204.55		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	7.6
FECHA	dic-21	Denominacion	carpeta de rodadura completa
		Unidad	m3
		cantidad estimada total	29.7 m3

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
H° terminacion	m3	0.2	\$ 12,450.00	\$ 2,490.00	20%	
H° liviano	m3	0.8	\$ 12,100.00	\$ 9,680.00	80%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m3	\$ 12,170.00	(1)	75%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<i>equipos</i>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
motomixer	330		0.5	\$ 12,971,500.00
maquina bombeo hormigon	25		0.2	\$ 3,150,000.00
regla vibratoria	10		0.2	\$ 210,000.00

TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,121,500.00
<i>herramientas menores</i>			0.5		60000
TOTALES (Pot)	365	HP	VE	\$	16,181,500.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 916.95

$$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 431.51 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 485.45$$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 302.05
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96
0,13 lts/HO h * 365 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 1,234.55

Rendimiento de Equipos (RE) 1 \$ 1,234.55
\$/ m3

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m3	1,234.55	(2)	8%
----------------------------	--------	----------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	2.00	640
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	4.00	2160

SUB-TOTAL (MO) 2800

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m3	2,800.00	(3)	17%
------------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m3	4,034.55	(4)	25%
---------------------------------	--------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	\$ 16,204.55	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m3	16,204.55		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.1
FECHA	dic-21	Denominacion	señales de transito
		Unidad	u
		cantidad estimada total	200 u

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
señales de transito estandar	u		1 \$ 760,500.00	\$ 760,500.00	100%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ u	\$ 760,500.00	(1)	99%
----------------------------------	-------	---------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
----------------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
<u>herramientas menores</u>			0.5		78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 2.08	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 2.34
---------------------------------------	---	---------	---	---	---	---------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 64.27

3 hs/ u

\$/ u

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ u	64.27	(2)	0%
------------------------------	-------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

	cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
	0	Of. Especializados	375	0.00	0
	1	Oficiales	320	6.00	1920
	0	Medio Oficiales	295	0.00	0
	2	Ayudantes	270	8.00	4320

SUB-TOTAL (MO) 6240

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ u	6,240.00	(3)	1%
------------------------------------	-------	----------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ u	6,304.27	(4)	1%
---------------------------------	-------	----------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	\$ 766,804.27	(5)	100%
--------------------------------	-------	---------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	766,804.27
---------------------------------	--------------	-------------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.2
FECHA	dic-21	Denominacion	pintura acabado
		Unidad	m2
		cantidad estimada total	200 m2

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc. parcial	inc. Total
pinturas especiales	lts	0.3	\$ 16,230.00	\$ 16,230.00	97%	
materiales menores	u	0.01	\$ 43,000.00	\$ 430.00	3%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ m2	\$ 16,660.00	(1)	96%
----------------------------------	--------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

<u>equipos</u>	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
----------------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
<i>herramientas menores</i>					78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 2.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 2.34$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) 3 hs/ m2 64.27

\$/ m2

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ m2	64.27	(2)	0%
------------------------------	--------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.50	160
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	1.00	540

SUB-TOTAL (MO) 700

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ m2	700.00	(3)	4%
------------------------------------	--------	--------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ m2	764.27	(4)	4%
---------------------------------	--------	--------	-------	----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	\$ 17,424.27	(5)	100%
--------------------------------	--------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ m2	17,424.27		
---------------------------------	---------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.3
FECHA	dic-21	Denominacion	cañeria desahue principal
		Unidad	ml
		cantidad estimada total	234 ml

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
caño pvc	ml	1	\$ 1,230.00	\$ 1,230.00	91%	
otros elementos	kg	0.1	\$ 1,200.00	\$ 120.00	9%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ ml	\$ 1,350.00	(1)	66%
----------------------------------	--------	-------------	-------	-----

2- ELABORACION

equipos	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
---------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
herramientas menores			0.5		78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

<u>0,8* (VE)</u>	=	\$	2.08	+	<u>(VE) * 12%</u>	=	\$	2.34
30000 hs					2*2000 hs/año			

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59
30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 2.14
0.1 hs/ ml

\$/ ml

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ ml	2.14	(2)	0%
------------------------------	--------	------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.50	160
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	1.00	540
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u>
				700

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ ml	700.00	(3)	34%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ ml	702.14	(4)	34%
---------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml	\$ 2,052.14	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml	2,052.14		
---------------------------------	---------------	-----------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.4
FECHA	dic-21	Denominacion	desague secundario
		Unidad	ml
		cantidad estimada total	40 ml

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
caño pvc	ml	1	\$ 1,130.00	\$ 1,130.00	90%	
otros elementos	kg	0.1	\$ 1,200.00	\$ 120.00	10%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ ml	\$ 1,250.00	(1)	64%
----------------------------------	--------	-------------	-------	-----

2- ELABORACION

equipos	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
---------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
<i>herramientas menores</i>			0.5		78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 2.08	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 2.34
---------------------------------------	---	---------	---	---	---	---------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 2.14

0.1 hs/ ml

\$/ ml

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ ml	2.14	(2)	0%
------------------------------	--------	------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.50	160
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	1.00	540
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u> 700

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ ml	700.00	(3)	36%
------------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ ml	702.14	(4)	36%
---------------------------------	--------	--------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml	\$ 1,952.14	(5)	100%
--------------------------------	--------	-------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ ml		1,952.14
---------------------------------	---------------	--	-----------------

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.5
FECHA	dic-21	Denominacion	armado del tablero electrico
		Unidad	u
		cantidad estimada total	2 u

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
tablero de mando	u	1	\$ 16,230.00	\$ 16,230.00	81%	
otros elementos	u	1	\$ 3,700.00	\$ 3,700.00	19%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ u	\$ 19,930.00	(1)	79%
----------------------------------	-------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

equipos	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
---------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
<i>herramientas menores</i>					78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}}$	=	\$ 2.08	+	$\frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}}$	=	\$ 2.34
---------------------------------------	---	---------	---	---	---	---------

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 64.27

3 hs/ u

\$/ u

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ u	64.27	(2)	0%
------------------------------	-------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	8.00	2560
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	5.00	2700
			<u>SUB-TOTAL (MO)</u>	5260

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ u	5,260.00	(3)	21%
------------------------------------	-------	----------	-------	-----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ u	5,324.27	(4)	21%
---------------------------------	-------	----------	-------	-----

COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	\$ 25,254.27	(5)	100%
--------------------------------	-------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	25,254.27		
---------------------------------	--------------	------------------	--	--

ANALISIS DE PRECIOS

OBRA	Viaducto Av. Alem	Item N°	8.6
FECHA	dic-21	Denominacion	luminaria
		Unidad	u
		cantidad estimada total	10 u

1- MATERIALES

	unidad	cantidad	costo unitario	costo total	inc.parcial	inc. Total
reflectores especiales	u	1	\$ 23,230.00	\$ 23,230.00	68%	
equipos auxiliares	u	1	\$ 10,750.00	\$ 10,750.00	32%	

COSTO TOTAL DE MATERIALES	\$/ u	\$ 33,980.00	(1)	98%
----------------------------------	-------	--------------	-------	-----

2- ELABORACION

equipos	potencia	HP	Cantidad	Valor Equipo
---------	----------	----	----------	--------------

TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	-
herramientas menores					78000
TOTALES (Pot)	0	HP	VE	\$	78,000.00

Amortizaciones e intereses (A+I) \$ 4.42

$\frac{0,8 * (VE)}{30000 \text{ hs}} = \$ 2.08 + \frac{(VE) * 12\%}{2 * 2000 \text{ hs/año}} = \$ 2.34$

reparaciones y repuestos (R y R) \$ 1.46
70% de la amortizacion

combustible (C) \$ 11.96

0,13 lts/HO h * 0 HP * \$ 92.00

Lubricantes (L) \$ 3.59

30% del combustible

SUB-TOTAL (E)/HS \$ 21.42

Rendimiento de Equipos (RE) \$ 64.27
3 hs/ u

\$/ u

COSTO DE QUIPOS (E)	\$/ u	64.27	(2)	0%
------------------------------	-------	-------	-------	----

MANO DE OBRA

cantidad	categoria	\$/hs	(Re) hs	
0	Of. Especializados	375	0.00	0
1	Oficiales	320	0.50	160
0	Medio Oficiales	295	0.00	0
2	Ayudantes	270	1.00	540
				<u>SUB-TOTAL (MO)</u>
				700

COSTO TOTAL DE MANO DE OBRA	\$/ u	700.00	(3)	2%
------------------------------------	-------	--------	-------	----

COSTO TOTAL DE EJECUCION	\$/ u	764.27	(4)	2%
---------------------------------	-------	--------	-------	----

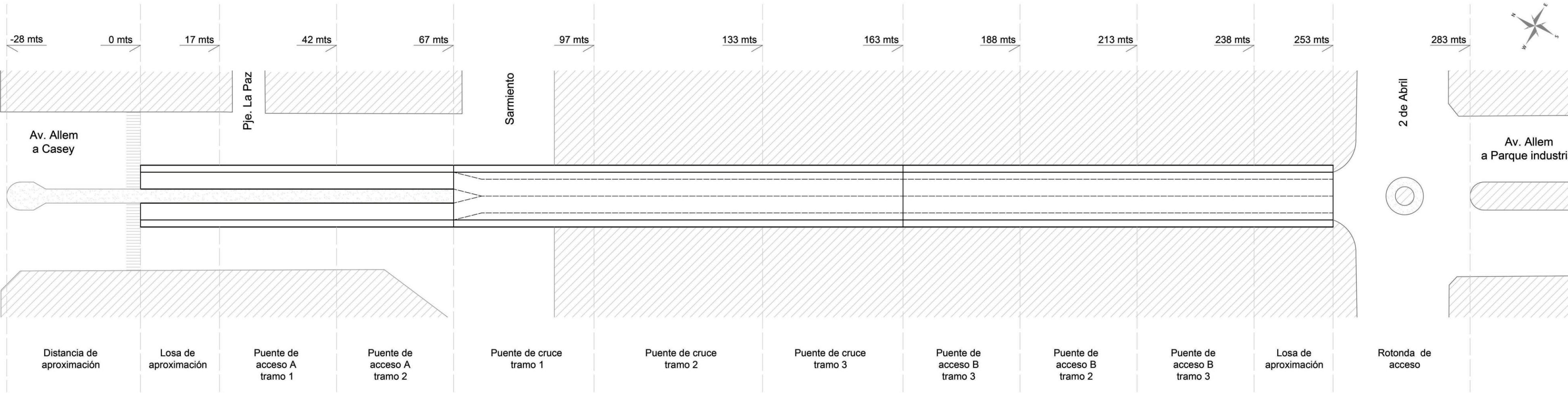
COSTO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	\$ 34,744.27	(5)	100%
--------------------------------	-------	--------------	-------	------

PRECIO UNITARIO DEL ITEM	\$/ u	34,744.27		
---------------------------------	--------------	------------------	--	--

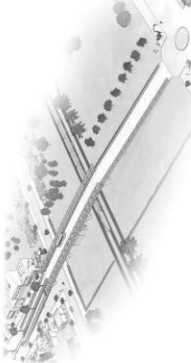


ANEXO IV

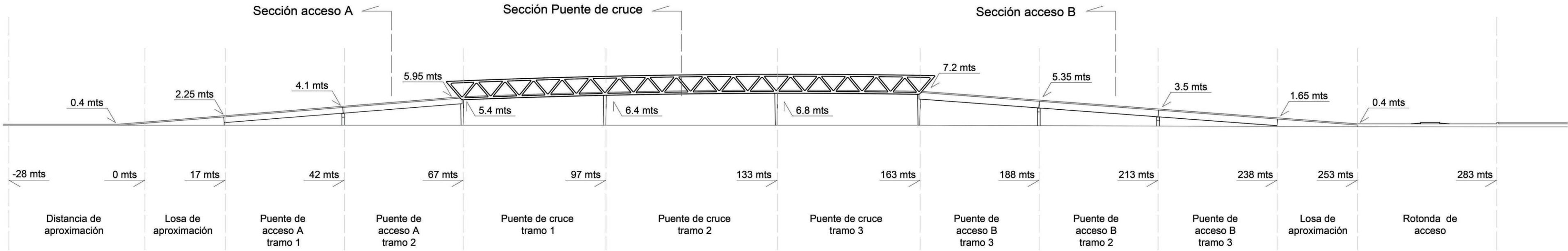
Planos del proyecto.



En el presente plano se representa la planimetría del proyecto con su entorno, las medidas del mismo y la identificación de las calles de la ciudad.
El puente de acceso A y el puente de acceso B están materializados mediante puentes vigas, mientras que el puente del cruce aéreo será materializado con vigas tipo reticulares en los lados. (ver plano de secciones).



En el presente plano se representa la altimetría del proyecto con sus medidas e identificación de las secciones y rotonda.
El puente de acceso A y el puente de acceso B están materializados mediante puentes vigas, mientras que el puente del cruce aéreo será materializado con vigas tipo reticulares en los lados. (ver plano de secciones).





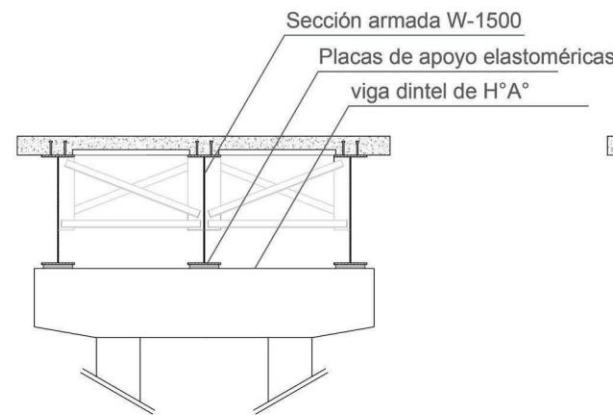
Secciones

Viaducto sobre la
avenida Alem

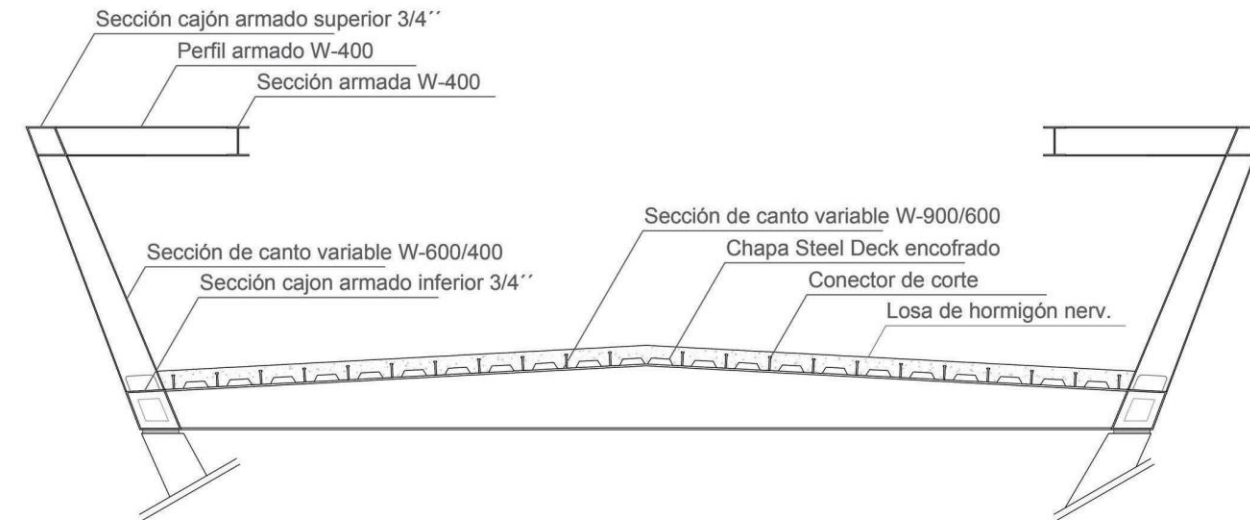
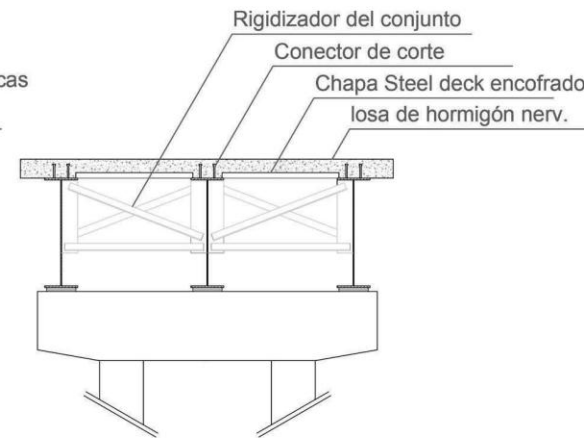


En el presente plano se
representa las secciones del
proyecto con sus respectivos
detalles.

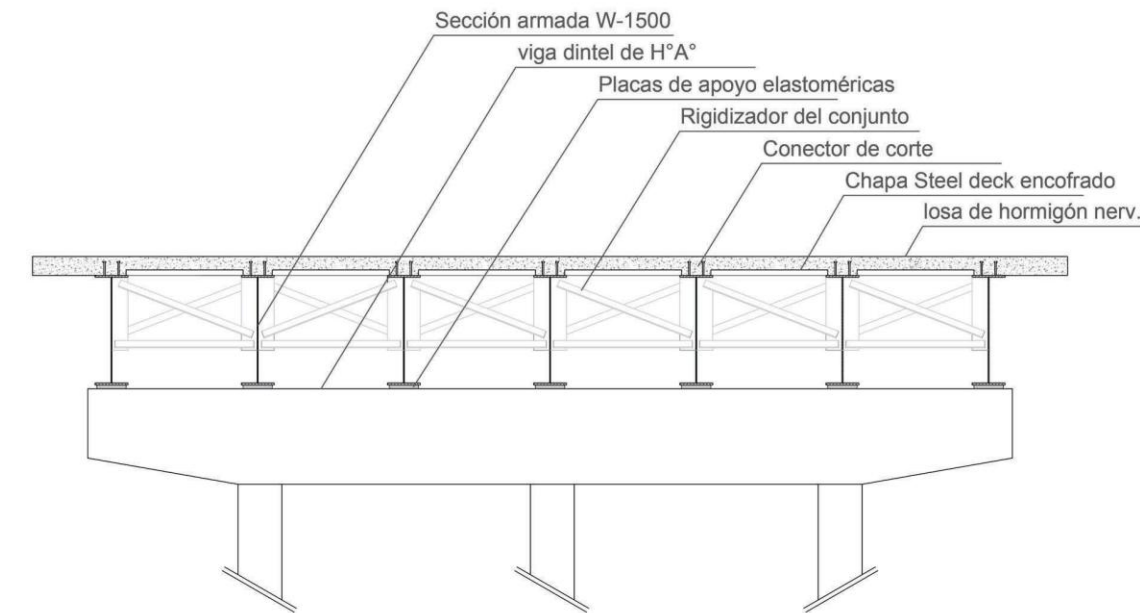
Los materiales empleados
corresponden a la
denominación M 270M según
AASHTO correspondientes al
acero de grado 345, para
soldaduras aplicara AWS D-1.5,
para encofrados lo establecido
por IRAM - IAS conforme al tipo
ZAR 250 y hormigones
estructurales H - 30.



Sección resistente
acceso A



Sección resistente
Puente de cruce



Sección resistente
acceso B