



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

**PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE
PUENTES CONVENCIONALES**

QUE PRESENTA:

YITZHAK YAIR CORTÉS SUÁREZ

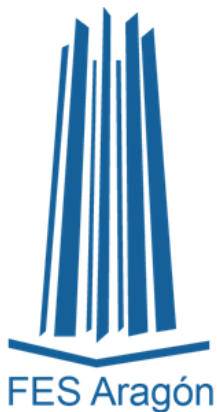
TESINA

QUE PARA OBTENER LA:

ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

TUTOR:

IGNACIO ENRIQUE HERNÁNDEZ QUINTO



CIUDAD NETZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO, 2021



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Ing. José Gerardo Teodoro Mejía Meléndez

Por confiar en mí, por ver madera puentera en mi persona, por ser mi mentor y enseñarme las bases que me ayudaron a ignorar menos cosas, por ser un jefe que tuvo demasiadas consideraciones conmigo en el trabajo, en mi educación y en mi formación como especialista. Por brindarme su amistad y compartirme aspectos personales de su vida.

Esta vez no le pude pedir permiso para “ir a jurar”.

Ing. Luis Carlos Campos De La Fuente

Por ser un extraordinario jefe y ser como un guía, por siempre ayudarme a entender todas las cosas que me llevarían años de experiencia para poder entenderlas por mí mismo, por tener siempre esa disposición a ayudarme y enseñarme con una paciencia insólita cosas que eran de mi interés aprender, por indicarme mis errores en privado y reconocer mis aciertos en público, por ayudarme con todo el conocimiento y experiencia que he aprendido de usted a facilitarme el desarrollo de esta tesina.

Ing. Especialista en Puentes Ignacio Enrique Hernández Quinto

Por darme en el lapso de 4 años, la primera oportunidad en el campo laboral que muchos estudiantes necesitan, por ser un jefe comprensivo, por brindarme la oportunidad de seguirme preparando en mi gusto por los puentes, el cual es un tema que usted ayudo a despertar mi interés, por ser mi maestro y exigirme más que los demás al saber que lo podía dar, por contemplarme en proyectos en los que confiaba que podía desarrollar, por aceptar ser mi asesor, apoyarme y darme su confianza incondicional para que yo desarrollara esta tesina y lo más importante por brindarme su amistad, gracias.

M.I. Miguel Martínez González

Por brindarme su amistad al corto tiempo que ingrese a Servicios Técnicos, por proporcionarme la documentación, información y todo el conocimiento que estuvo a su alcance con tal de ayudarme a mi formación como persona, como ingeniero y como estudiante de la Especialización en Puentes, por siempre creer en mí.

Dirección General de Servicios Técnicos

Por ser para mí como una biblioteca de Alejandría, en la cual el conocimiento está al alcance de quien lo busque.

DEDICATORIA

A mis hermanos Daniel y Javier.

La mayor virtud del hombre no es su talento, sino su empeño.

A mi madre.

Que este documento sea una retribución hacia ti y al lugar de donde vengo.

DEDICATORIA A MIS COMPAÑEROS DE LA ESPECIALIDAD

Saul Osvaldo González Quintana

Edwin Ambriz Gaytán

José Gamaliel Alonso Vargas

Daniel Alejandro Chávez Hernández

Patrocinio Arroyo Hernández

Por compartir conmigo esta Odisea, seré breve, Un Politécnico les gano.

A LOS LECTORES

El conocimiento no se vuelve conocimiento hasta que se comparte, si se busca que el país genere proyectos de calidad se debe poner al alcance de ingenieros que se encuentran en el ámbito de los puentes, así como de futuros ingenieros que busquen desempeñarse en el mismo, información técnica que les ayude a evaluar, revisar, diseñar, analizar, construir, modernizar, reforzar y conservar los mismos.

La formación de un ingeniero nunca termina, para adquirir el conocimiento científico y práctico, este será adquirido a través del entendimiento y la inteligencia, por lo cual su formación resulta un proceso de aprendizaje constante.

RECORDATORIO A

Yair cortés

Muchas personas querían saber que hubiera hecho si no me hubiera titulado, supongo que nunca lo sabremos.

El fracaso comienza en donde el esfuerzo termina.

Te conformas con todo, con nada y con más.

El hombre no es nada, la determinación lo es todo.

Forever and more, It's never really over.

INDICE

| | |
|--|-----|
| JUSTIFICACIÓN..... | 1 |
| OBJETIVOS Y ALCANCES..... | 2 |
| MARCO DE REFERENCIA | 3 |
| DEFINICIÓN DEL CASO DE ESTUDIO | 5 |
| METODOLOGÍA DE TRABAJO..... | 6 |
| DESARROLLO DE LA REVISION ESTRUCTURAL..... | 12 |
| REVISIÓN DE TRABE PRETENSADA | 13 |
| REVISIÓN DE LA LOSA ENTRE TRABES..... | 113 |
| REVISIÓN DE LA LOSA DE APROXIMACIÓN O DE ACCESO..... | 123 |
| REVISIÓN DE TOPES ANTISÍSMICOS-TOPES SÍSMICOS..... | 145 |
| REVISIÓN DE LOS DIAFRAGMAS..... | 158 |
| REVISIÓN DEL MURO DE RESPLADO..... | 186 |
| REVISIÓN DE LOS ALEROS (OREJAS) DE LOS CABALLETES..... | 194 |
| REVISIÓN DEL CABEZAL | 203 |
| REVISIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA PILA..... | 223 |
| CONCLUSIÓN GENERAL..... | 241 |
| BIBLIOGRAFIA..... | 243 |

JUSTIFICACIÓN

El presente documento se enfoca en mostrar un proceso detallado al momento de realizar revisiones estructurales a proyectos de puentes o estructuras similares, en este caso específico en la revisión del proyecto estructural de un puente que por sus características corresponde al tipo de estructura con más frecuencia utilizada en el país, a la vez se plantea mostrar explicativamente la metodología para realizar una revisión estructural completa de este tipo de proyectos de manera didáctica y clara.

De la misma manera este trabajo busca hacer énfasis en la relevancia de la realización de este tipo de revisiones a proyectos de puentes ya que corresponde a que en la práctica laboral cuando se presenta el proyecto ejecutivo por parte de empresas particulares encargadas de su elaboración en algunas ocasiones existen deficiencias en elementos estructurales, no aplican o simplemente no se ajustan a la normativa vigente, esto ocasiona que las revisiones de esta índole sean una forma de detectar errores que se llegaran a cometer desde el diseño y que se pudieran ignorar hasta la construcción de la obra, de la misma manera esta inspección en el proyecto sirve para garantizar el buen funcionamiento de la estructura al verificar que esta tenga los espesores, acero de refuerzo, resistencia, calidad, durabilidad y en concreto que sea capaz de soportar todos los esfuerzos a los que pudiera estar expuestos desde la concepción de la estructura hasta que finalice su vida útil. Tomando en cuenta que dichos esfuerzos serán generados por diversas fuerzas y efectos posibles. Comprobando que estos se encuentren dentro de los parámetros tolerables o permisibles.

La selección de este proyecto en específico para su revisión estructural fue debido a la importancia de la obra, la ubicación de la misma, al encontrarse dentro de una zona clasificada de alto riesgo sísmico, debido a la mala calidad del suelo sobre el cual se busca desplantar y al considerar la tipología de la estructura que correspondiente a la clase de puentes que con mayor frecuencia se encuentran en los caminos nacionales, con base en estos aspectos se supuso que sería un buen caso de estudio para una revisión estructural completa en proyectos de puentes.

OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo de este trabajo es mostrar un proceso detallado de una revisión estructural a proyectos de puentes y como a través de esta se puede conseguir proyectos de calidad de infraestructura terrestre en el país. Poniendo al alcance de los interesados información técnica sobre el desarrollo de este tipo de revisiones, describiendo en el proceso los puntos esenciales a considerar, la idealización de los diferentes elementos estructurales, la identificación de las diferentes cargas o fuerzas bajo las cuales estará sometido cada elemento y los esfuerzos que son generados por las mismas, de acuerdo con la normativa vigente, asegurando su cumplimiento. Asimismo, se revisará que la forma en que se presenta la información del proyecto estructural sea de una manera adecuada y completa. Como resultado se emitirá un informe técnico con observaciones y recomendaciones que suelen entregársele al diseñador del proyecto, indicando que para que el proyecto cumpla con lo anteriormente descrito será necesario que dichas observaciones y recomendaciones sean aclaradas y en su caso subsanadas de una forma escrita, numérica, gráfica, detallada, oportuna y completa según sea el caso.

Con el fin de que exista una mejor comprensión por parte de los lectores se mostrará de una forma ilustrativa y clara la teoría de diseño utilizada por el proyectista en la elaboración del proyecto, en este caso en particular será el uso de la teoría elástica o de esfuerzos permisibles.

La revisión de los elementos estructurales se hará por medio de métodos tradicionales, teniendo en cuenta los aspectos que se consideraron por el diseñador.

MARCO DE REFERENCIA

La razón principal de la elaboración de este trabajo en la que se busca mostrar un proceso completo y detallado de una revisión estructural a un proyecto de puentes se debe a que dentro de las funciones que se efectúan en la Dirección General de Servicios Técnicos (SCT), dentro de las cuales corresponden a la evaluación y revisión de proyectos estructurales de obras viales, donde la mayoría son estructuras de puentes, supervisando aspectos técnicos, viabilidad de las propuestas de solución, diseño, análisis, construcción, modernización, reconstrucción, reforzamiento y conservación de los mismos, vigilando que se realice conforme a la normativa vigente, cuidando aspectos de funcionalidad, factibilidad, seguridad y economía.

Del número de proyectos de obras de infraestructura que ingresaron a la Secretaría de comunicaciones y transportes (SCT), se consideraron 127 proyectos de manera aleatoria (registrados desde el mes de septiembre del año 2017 hasta el mes de mayo del año 2020 en que se realizó este documento) de los cuales 55 pertenecen a estructuras de puentes o estructuras similares (PSV, PIV, PSF, PIF, PIP, PSP, PSG, PIG, Viaductos, Entronques, Puente de FFCC), lo que representa un 43% del total de los proyectos revisados, el porcentaje restante de los proyectos están relacionados con accesos vehiculares, rampas de frenado de emergencia, túneles, rehabilitaciones de tramos de pavimento, cruzamientos elevados, señales bajas y elevadas, plazas de cobro, obras de drenaje menor, etc.

Del porcentaje obtenido de proyectos de puentes o estructuras similares cerca del 80% presentan inconsistencias o deficiencias en el diseño de los elementos estructurales, carecen de justificación numérica, no aplican, no se ajustan a la normativa o existe una mala interpretación de esta.

Alrededor del 9% de los proyectos presentan únicamente inconsistencias en la presentación de la información del proyecto, de los materiales o de las especificaciones de los elementos en la memoria descriptiva del proyecto, memoria de cálculo y en los planos de este.

Únicamente el 11% de los proyectos se presentan de manera adecuada y completa, por lo cual el informe técnico que se entrega correspondiente a cada proyecto es de carácter satisfactorio al considerarse sin observaciones relevantes que pongan en riesgo la seguridad estructural del puente.

Con base a lo anterior se tomó la iniciativa de la elaboración de este trabajo para mostrar la relevancia de la realización de este tipo de revisiones, con el fin de detectar a tiempo las

deficiencias en este tipo de proyectos, las cuales pueden deberse al desconocimiento de la normativa y reglamentación correspondiente (IMT, AASHTO, CFE, etc.), mal análisis o diseño de los elementos estructurales, combinación de teorías de diseño, no contar con memorias de cálculo que le den sustento al proyecto estructural, mala selección del anteproyecto en el cual puede estar sustentado por medio de su análisis y diseño, pero podría ser que no sea la solución más adecuada para el proyecto, o simplemente contar con un plazo corto de tiempo para la elaboración del proyecto. Realizándose así la revisión estructural con el fin de concebir el mayor número de proyectos de calidad de infraestructura terrestre en el país.

La revisión al proyecto estructural que se realiza a este tipo de proyectos es parte de un proceso que se realiza antes de la ejecución de la obra verificando detalladamente toda la información contenida en el proyecto estructural del proyecto ejecutivo. Cuidando que toda esta información sea presentada en planos ejecutivos y constructivos del proyecto, memorias de cálculo, cantidades de obra, especificaciones generales y particulares para proporcionar al constructor los datos que le permitan su correcta ejecución de la obra.

Los planos que se entreguen deberán contener toda la información anteriormente descrita y de los cuales deberán presentarse los siguientes, de acuerdo con lo indicado a la Norma N-PRY-CAR-6-01-009/04.

1. Plano general, Donde contendrá.
2. Un plano por cada elemento de la cimentación.
3. Un plano por cada elemento de la subestructura.
4. Un plano por cada elemento de la superestructura.
5. Un plano por cada obra secundaria que así lo requiera.
6. Plano de obras de drenaje y/o subdrenaje para las terracerías de acceso.
7. Los planos que se requieran para cada obra inducida, que, en su caso, deba ejecutar el Contratista de Obra.
8. Plano de procedimiento constructivo

Esta forma de presentar la información facilitara al revisor su labor para la detección oportuna de errores, deficiencias, omisiones o inconsistencias en el proyecto, donde como resultado se realizará un informe técnico en el cual contendrá las observaciones y recomendaciones que se consideren necesarias para la corrección, adecuación o complementación del proyecto estructural.

DEFINICIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Se ha elegido un proyecto en específico como caso de aplicación, el cual por sus características corresponde al tipo de estructura con más frecuencia utilizada en el país.

Dicho proyecto corresponde a un proyecto nuevo de puentes o estructuras similares de entre otro tipo de proyectos que se refieren a proyectos de, mantenimiento, construcción, modernización, reconstrucción, reforzamiento y conservación de estos, debido a que el objetivo de la realización de la revisión de proyectos estructurales es la aprobación de proyectos de calidad desde la concepción de estos. Otros aspectos considerados en la selección de este proyecto corresponden a la importancia de la obra, la ubicación de esta, calidad del suelo en donde se va a desplantar, además de la tipología de la estructura.

El proyecto corresponde a una estructura nueva de estructuras de puentes o estructuras similares, en este caso debido a que las dimensiones de la estructura quedan definidas por razones geométricas recibe la denominación de Viaducto, dicha estructura queda comprendida entre "Entronque Cayaco -Entronque Diamante", se encuentra en la carretera Escénica Alternativa en el estado de Guerrero, Esta obra pretende librar varios cuerpos de agua a lo largo de su estructuración.

El proyecto consiste en una estructura con de 52 claros de 40.00m para una longitud total del Viaducto de 2,080.00m aproximadamente, su superestructura está conformada por 8 Trabes AASHTO tipo VI, dichas trabes trabajan en conjunto con una losa maciza de 0.20m, teniendo un ancho de calzadas de 12.00m, guarniciones de 0.53m para un ancho total de la superestructura de 13.06m.

La subestructura consta de 2 caballetes extremos y 51 pilas intermedias, los caballetes están conformados por un cabezal, el cual se apoya sobre 4 columnas circulares de concreto reforzado que se prolongan por debajo del nivel de terreno natural para trabajar como cimentación profunda.

Las pilas intermedias están conformadas por un cabezal que se apoya sobre 4 columnas circulares formado una estructuración tipo marco rígido de concreto reforzado, donde las columnas de las pilas se prolongan por debajo del nivel de terreno natural para trabajar como cimentación profunda.

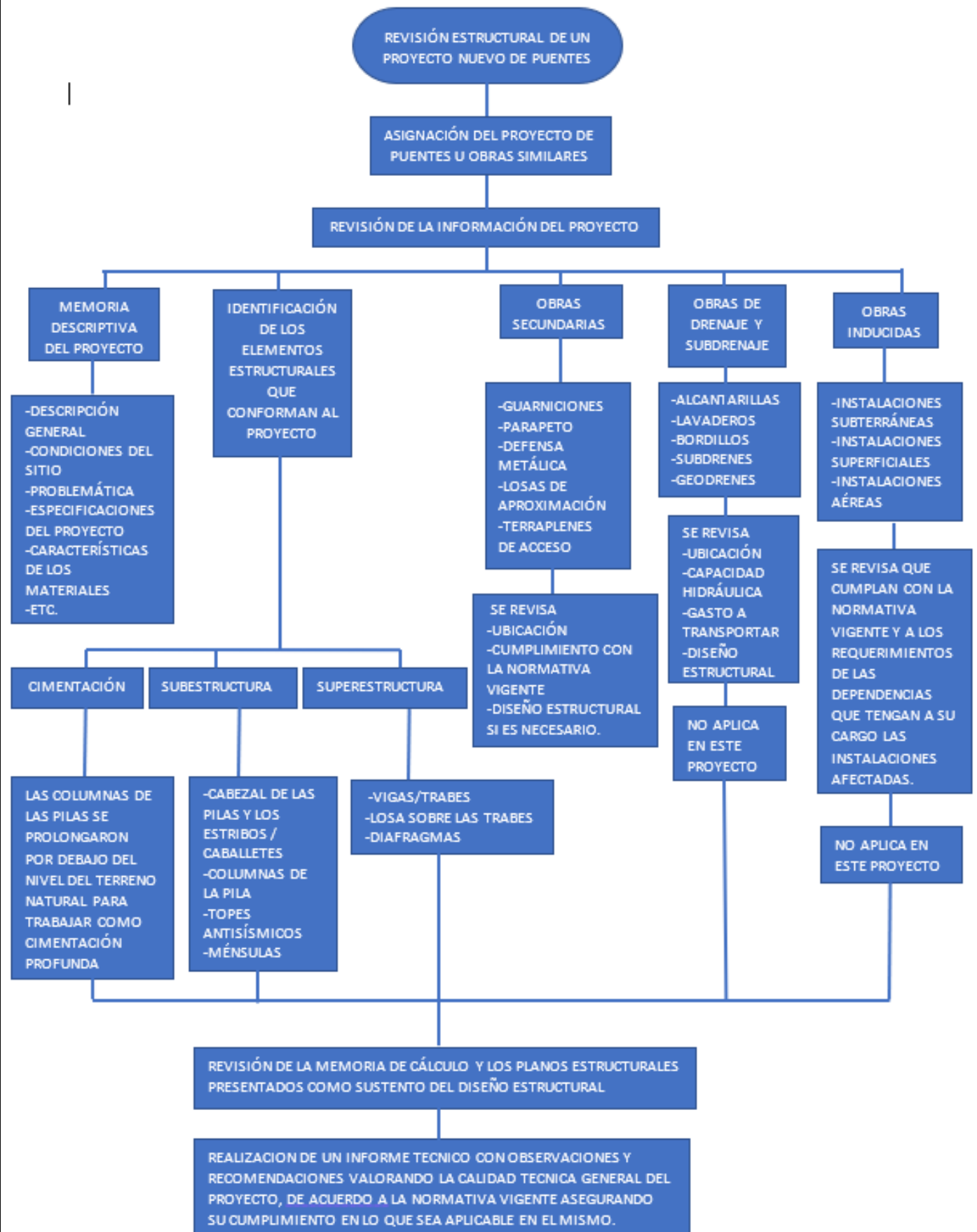
METODOLOGÍA DE TRABAJO

Una vez que se ha seleccionado el proyecto que se utilizará como caso de aplicación, se reunirá toda la información correspondiente al proyecto ejecutivo del mismo, posteriormente de que sea reunida la información, se dará lectura a la memoria descriptiva del proyecto para entrar en contexto en que consiste la obra, donde comúnmente agregan una descripción general de la estructura, además de contener información correspondiente a las condiciones del sitio de la obra, los diferentes elementos estructurales de la cimentación, subestructura, superestructura que conforman al proyecto, obras secundarias necesarias tal como las guarniciones, banquetas, parapetos, defensas metálicas, losas de aproximación, aleros y terraplenes de acceso, obras de drenaje (Alcantarillas, lavaderos, bordillos) y subdrenaje (subdrenes o geodrenes), obras inducidas, características de los materiales propuestos en el diseño, el tipo de acabado de cada uno de los elementos, lista de materiales con sus cantidades de obra correspondientes, especificaciones, reglamentos y normativas del proyecto utilizados en el diseño, tipos, factores y combinación de cargas, etcétera.

Después de haberse familiarizado con la información general del proyecto, se revisará información que se considere relevante para la revisión del proyecto estructural, como lo es la capacidad de carga del terreno, datos hidráulicos del cauce como gasto de diseño, periodo de retorno, NAME, datos de la socavación en la estructura, datos geométricos como esviaje en los apoyos, cadenamiento de estos, nivel de la rasante, y de tránsito, etc., toda esta información se puede obtener de los demás estudios y proyectos que conforman el proyecto ejecutivo de la estructura.

Una vez que se haya familiarizado con la información general del proyecto, se identificarán los elementos estructurales que conforman cada parte de la estructura, de los cuales se hace una explicación general de lo que consistirá su revisión bajo la normativa IMT, y como apoyo lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002 de las American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE PUENTES CONVENCIONALES



- Vigas (Trabes AASHTO tipo VI).

Se revisará el diseño de las vigas, verificando su resistencia a cargas muertas y vivas, se comparará los esfuerzos permisibles, de la misma manera se revisará que la estructura se comporte satisfactoriamente ante los efectos de flexión (Revisión por Momento Ultimo) y cortante, adicional se revisara la resistencia al cortante horizontal de los conectores o estribos verticales localizados entre la losa y las trabes, igualmente se revisaran las desadherencias (encamisados o enductados) de los torones, de una manera complementaria se revisara el numero necesario de cables tipo “cascabel” por trabe para su transporte, su izaje y su colocación, así como la revisión de la deflexión que se genera por las diferentes cargas.

- Losa sobre las trabes.

Para la revisión de la losa de concreto armado que se colocará sobre las vigas, se supondrá que esta estará trabajando como una viga continua colocada perpendicularmente a las vigas, en la revisión se considerará el efecto de carga muerta y carga viva considerando los efectos del impacto con un camión de diseño HS-20.

- Diafragmas.

En la revisión de los diafragmas, dado que para la verdadera comprensión de su comportamiento en la estructura de los puentes es necesario un análisis más detallado, por lo cual se considerará a los diafragmas como vigas en sustentación elástica, es decir, apoyados libremente en los bulbos inferiores de las trabes, por lo tanto, únicamente se revisará por la influencia de la carga muerta y viva, afectados por los efectos del impacto.

- Columnas de la pila.

Se revisará la resistencia de diseño proporcionada por estos elementos en términos de carga, momento, cortante, tensión, cumpliendo con los requisitos y suposiciones del método de diseño por resistencia, multiplicado por un factor de reducción de resistencia.

Se considerarán grupos que representan diversas combinaciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sometida una estructura, las columnas deberán tener la capacidad de soportar con toda seguridad todas las combinaciones grupales que sean aplicables al tipo o sitio particular.

- Cabezales

Para el cabezal de las pilas se considerará como una viga continua de la cual se utilizarán los elementos mecánicos obtenidos de la resolución de esta, comprobando el peralte, los efectos de cortante que se generan en el elemento y que se encuentren dentro del permisible.

- Topes antisísmicos/topes sísmicos

En su revisión se supondrá que trabajan como ménsulas, por lo cual se comprobara su aspecto-comportamiento como ménsula.

La revisión se realizará considerando el efecto de la carga muerta, así como el efecto que provoca el sismo dependiendo de la zona sísmica y el tipo de suelo donde se encuentra la estructura, obteniendo la fuerza horizontal que se supone que resistirán estos elementos.

- Ménsulas.

Para la revisión de las ménsulas se supondrá que estarán sujetas únicamente a cargas verticales, para lo cual se considerará la reacción generada por carga muerta en la losa de acceso y la reacción por carga viva generada por un vehículo de diseño HS-20.

- Losas de acceso/Losas de aproximación

En la revisión de las losas de acceso/losas de aproximación, se supondrá que estará trabajando como viga simplemente apoyada en sus extremos. La revisión se realizará considerando el efecto de carga muerta y carga viva, así como los efectos del impacto con un camión de diseño HS-20.

- Muros de respaldo

En la revisión de los muros de respaldo, se supondrá que el muro en su base estará empotrado al cabezal de los caballetes, Estando bajo la acción del empuje activo del material detrás de él (trasdós), considerando un incremento en la acción del empuje del terreno generado por cargas vehiculares.

Las memorias de cálculo que se presenten servirán como sustento del proyecto estructural y las cuales deberán de incluir el análisis de la estructura por proyectar, así como de las obras secundarias que lo requieran, obteniendo los elementos mecánicos internos y las diferentes deformaciones de cada elemento, diseño de los diferentes elementos estructurales que constituyen al puente anteriormente descritos, con respecto al diseño estructural de todos los elementos de la estructura, corresponderá al dimensionamiento definitivo de los mismos, detallando el acero de refuerzo, su posición, recubrimientos, etc., en donde deberá exhibirse de una forma ordenada y clara, indicando textualmente la metodología que se utilizó en el análisis y diseño, incluyendo los croquis del modelo estructural y las posiciones de las diferentes cargas consideradas, mostrando los resultados relevantes obtenidos, cantidades de obra, especificaciones generales y particulares para proporcionar al constructor los datos que le permitan su correcta ejecución de la obra.

Para cumplir con uno de los objetivos, el cual es poner al alcance de quien busque información técnica con respecto a la revisión de las memorias de cálculo, se presentara el desarrollo del análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales de una manera detallada y explicativa tomando en cuenta las consideraciones que implemento el diseñador en el proyecto, todo esto con el fin de poner al alcance de los interesados información relacionada a una revisión estructural completa de un proyecto de puentes, debido a que comúnmente el diseñador al presentar la memoria de cálculo sintetiza, simplifica, reduce o simplemente concentra los datos que considera relevante en el diseño, sin mostrar la obtención de los mismos, lo cual en muchas ocasiones puede llevar a que se comentan errores en el diseño al no realizar un desarrollo más detallado del análisis o diseño de los elementos, de igual manera esto podrá servir de guía o de punto de partida para los interesados que cuenten con poca experiencia y quieran profundizar más en el tema de los puentes.

Lo correspondiente a la revisión que se realizara a los planos de proyecto se verificara que contengan un adecuado conjunto de notas, detalles de las secciones, espesores, material, tipo de armado de cada elemento estructural y toda aquella información necesaria para armar la Estructura; además deberán presentarse en tal forma que puedan interpretarse rápida y correctamente. De los cuales deben presentarse los siguientes según sea el caso:

1. Plano general.
2. Un plano por cada elemento de la cimentación
3. Un plano por cada elemento de la subestructura.
4. Un plano por cada elemento de la superestructura.
5. Un plano por cada obra secundaria que así lo requiera
6. Plano de obras de drenaje y/o subdrenaje para las terracerías de acceso, en su caso
7. Los planos que se requieran para cada obra inducida, que, en su caso, deba ejecutar el Contratista de Obra.
8. Plano de procedimiento constructivo

Esta forma de presentar la información facilitara al revisor su labor para la detección oportuna de errores, deficiencias, omisiones o inconsistencias en el proyecto, donde como resultado se realizará un informe técnico en el cual contendrá las observaciones y recomendaciones que se consideren necesarias para la aceptación, corrección, adecuación o complementación del proyecto estructural.

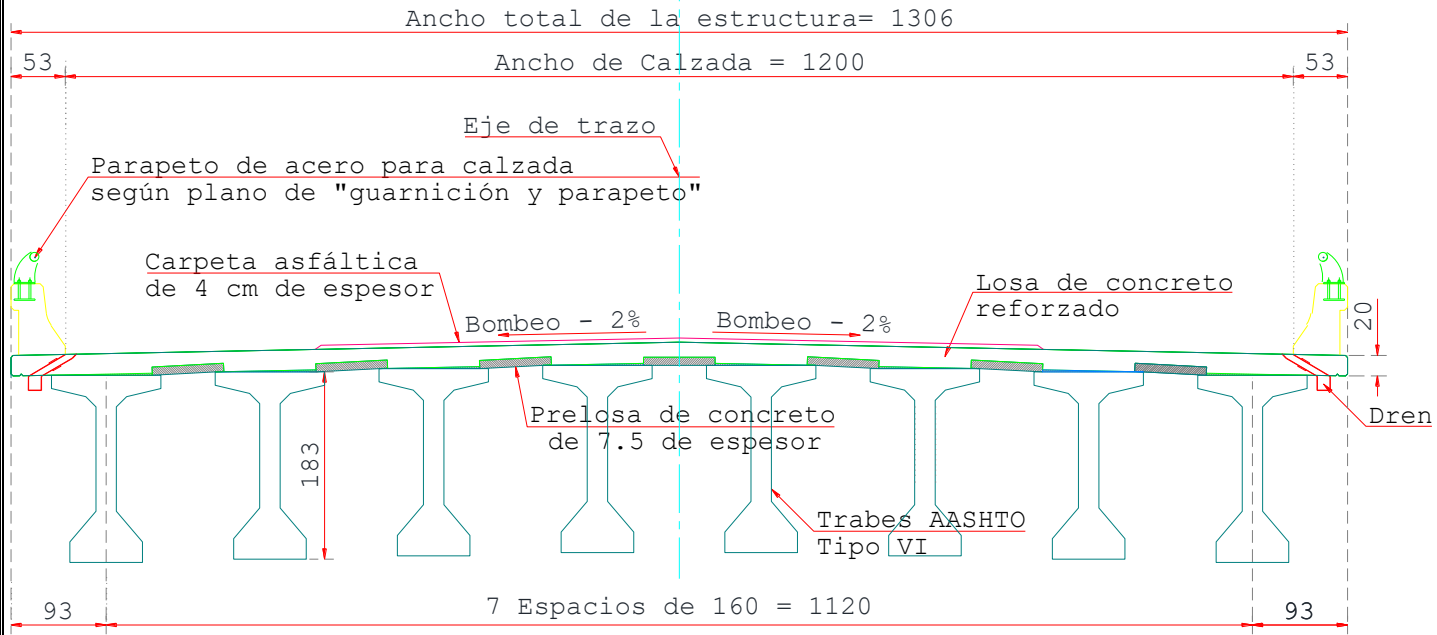
Esta manera de presentar la información se encuentra explicada en la normativa del IMT, más específicamente en la N-PRY-CAR-6-01-009/04 (Presentación del Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares).

DESARROLLO DE LA REVISION ESTRUCTURAL

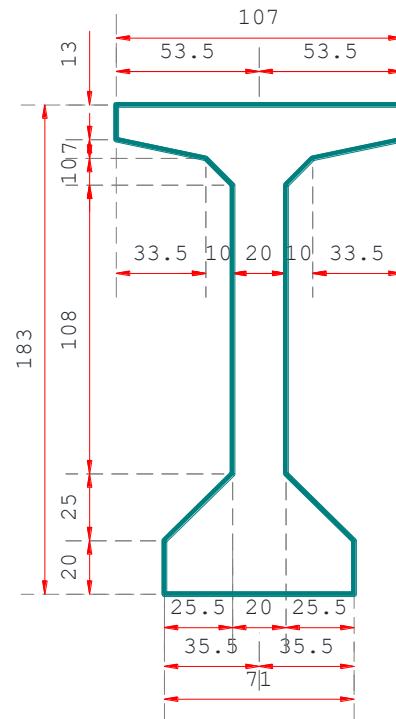
La memoria correspondiente al proyecto estructural del Viaducto presentada por la contratista contiene una descripción general del proyecto con la cual se pudo familiarizarse con la obra, de la misma manera contiene información correspondiente a las condiciones del sitio de la obra, sobre los diferentes elementos estructurales de la cimentación, subestructura, superestructura que conforman al proyecto, así como, obras secundarias tales como las guarniciones, banquetas, parapetos, defensas metálicas, losas de aproximación, aleros y terraplenes de acceso, características de los materiales propuestos en el diseño, el tipo de acabado de cada uno de los elementos, lista de materiales con sus cantidades de obra correspondientes, especificaciones, reglamentos y normativas del proyecto utilizados en el diseño, tipos, factores y combinación de cargas, etcétera.

Con base a la información anterior y como parte de los objetivos de este documento el cual es poner al alcance de los interesados información técnica sobre el desarrollo de este tipo de revisiones, se presenta de manera explicativa el desarrollo que se realizó en la revisión de cada uno de los elementos que conforman el proyecto estructural, describiendo en el proceso los puntos esenciales a considerar, la idealización de los diferentes elementos estructurales, la identificación de las diferentes cargas o fuerzas bajo las cuales estará sometido cada elemento y los esfuerzos que son generados por las mismas, respetado las consideraciones tomadas por el proyectista en el diseño de los mismos. Incluyendo al final de cada elemento una conclusión particular, indicando los resultados, la comparación entre el diseño y la revisión y a que conjetura se ha llegado, pudiendo así llegar a valorar la calidad técnica general del proyecto al finalizar la revisión estructural.

REVISIÓN DE TRABE PRETENSADA

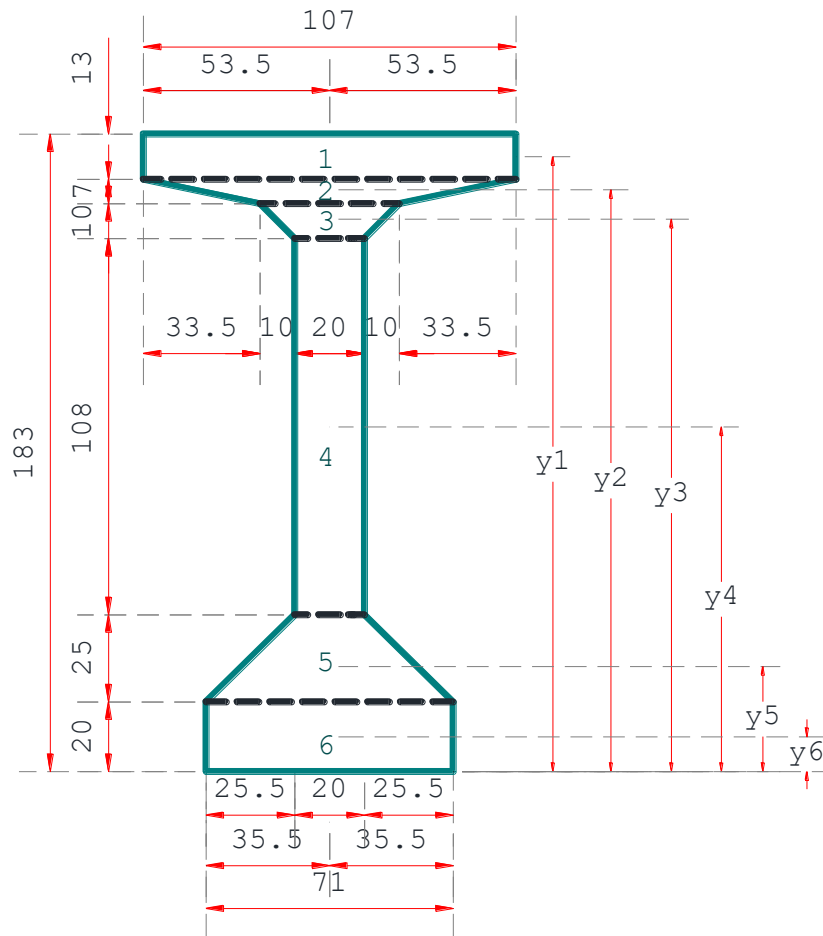


SECCIÓN TRANSVERSAL



Trabe AASHTO tipo VI
 (claros de 33.00m a 42.00m)

Para la revisión de las traveses que soportara ciertas cargas muertas y vivas, se obtendrán sus propiedades geométricas como sección simple, para lo cual se pueden obtener de diferentes maneras, en este trabajo se presenta la obtención de las propiedades geométricas por medio del fraccionamiento de la trabe en figuras geométricas como triángulos y rectángulos y se hará la comparativa con los resultados obtenidos por medio del Software AutoCAD 2017 versión Estudiantil, esto con el fin de mostrar de manera didáctica la posibilidad de obtener dichas propiedades sin la necesidad de la utilización de un software, para lo cual no se desprecia la gran utilidad y el ahorro de tiempo que implica el uso de un software.



Trabe AASHTO tipo VI
(claros de 33.00m a 42.00m)

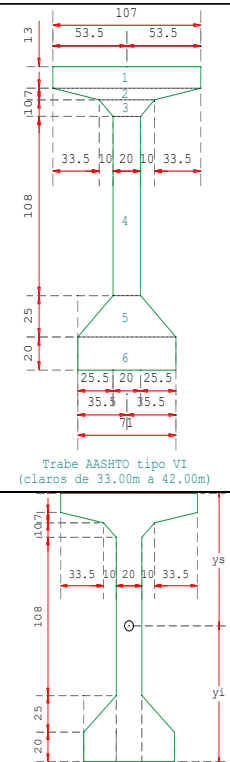
DISTANCIAS AL CENTROIDE DE CADA FIGURA

CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE COMO SECCIÓN SIMPLE Y SECCIÓN COMPUESTA

OBTENCIÓN DEL MOMENTO DE INERCIA DE LA TRABE POR MEDIO DEL TEOREMA DE LOS EJES PARALELOS

Se puede proponer la división de la trabe en las figuras que se considere más apropiadas a la persona que realiza el diseño o la revisión. Una vez que se hizo la división, se elaboró una tabla como la que se muestra a continuación, la cual representa la obtención del momento de inercia por medio del teorema de los ejes paralelos.

| CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE COMO SECCIÓN SIMPLE | | | | | | |
|--|--|--------------------|--------------------------|---------------|--|-------------------------------------|
| FIGURA (cm) | ÁREA (m ²) | y (m) CENTROIDE | (A)(y) m ³ | \bar{y} (m) | (A)(\bar{y}) ² (m ⁴) | I ₀ (m ⁴) |
| | A = (1.07m)(0.13m) A = 0.13910 m ² | 1.76500 | 0.24551 | -0.83860 | 0.09782 | 0.000195899 |
| | $A = \frac{b+B}{2}(h)$ A = 0.05145 m ² | 1.67030 | 0.08595 | -0.74390 | 0.02847 | 0.000064884 |
| | $A = \frac{b+B}{2}(h)$ A = 0.03000 m ² | 1.58560 | 0.04757 | -0.65920 | 0.01304 | 0.000083333 |
| | A = (0.20m)(1.08m) A = 0.21600 m ² | 0.99000 | 0.21384 | -0.06360 | 0.00087 | 0.020995200 |
| | $A = \frac{b+B}{2}(h)$ A = 0.11375 m ² | 0.30160 | 0.03431 | 0.62480 | 0.04441 | 0.001705729 |
| | A = (0.71m)(0.20m) A = 0.14200 m ² | 0.10000 | 0.01420 | 0.82640 | 0.09670 | 0.000473333 |
| | ΣA = 0.6923 m ² | | Σ=0.64138m ³ | | Σ=0.28131m ⁴ | Σ=0.02352m ⁴ |
| <p>MOMENTO DE INERCIA</p> <p>Rectángulo $I_0 = \frac{(b)(h)^3}{12}$ $y_i = \frac{\Sigma(A)(y)}{\Sigma A}$ $y_i = \frac{0.64138 \text{ m}^3}{0.6923 \text{ m}^2}$ $y_i = 0.9264 \text{ m}$ $\bar{y} = y_i - y$</p> <p>Triángulo $I_0 = \frac{(b)(h)^3}{36}$ $y_s = \text{Altura trabe} - y_i$ $y_s = 1.83 \text{ m} - 0.9264 \text{ m}$ $y_s = 0.9036 \text{ m}$</p> <p>Trapezio $I_0 = \frac{(h)^3(3a+b)}{12}$ $I_0 \text{ Total} = \Sigma I_0 + \Sigma(A)(\bar{y})^2$ $I_0 \text{ Total} = 0.28131 \text{ m}^4 + 0.02352 \text{ m}^4$</p> | | | | | | |
| <p>MÓDULOS DE SECCIÓN</p> <p>$S_s = \frac{I}{y_s}$ $S_i = \frac{I}{y_i}$</p> <p>$S_s = \frac{0.30483 \text{ m}^4}{0.9036 \text{ m}}$ $S_i = \frac{0.30483 \text{ m}^4}{0.9264 \text{ m}}$</p> <p>$S_s = 0.33735 \text{ m}^3$ $S_i = 0.32905 \text{ m}^3$</p> | | | | | | |



En la tabla anterior se obtuvo la mayoría de las propiedades geométricas de la trabe como sección simple, como son área de la trabe, centroide de la trabe, momento de Inercia de la trabe.

Se continuó para la obtención de las demás propiedades geométricas con la obtención de los módulos de sección de la trabe.

MÓDULOS DE SECCIÓN

$$S_S = \frac{I_0}{y_s} \quad S_i = \frac{I_0}{y_i}$$

$$y_s = \text{Altura de la trabe} - y_i \quad y_s = 1.83 \text{ m} - 0.9264 \text{ m} \quad y_s = 0.90336 \text{ m}$$

$$S_i = \frac{0.30483 \text{ m}^4}{0.9264 \text{ m}} \quad S_i = 0.32905 \text{ m}^3$$

$$S_S = \frac{0.30483 \text{ m}^4}{0.9036 \text{ m}} \quad S_S = 0.33735 \text{ m}^3$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA LA TRABE COMO SECCIÓN SIMPLE (RESUMEN)

$$A = 0.69230 \text{ m}^2 \quad y_i = 0.92640 \text{ m} \quad y_s = 0.90360 \text{ m}$$

$$I_0 = 0.30483 \text{ m}^4 \quad S_i = 0.32905 \text{ m}^3 \quad S_S = 0.33735 \text{ m}^3$$

Una vez determinadas las características geométricas de la trabe como sección simple por medio del teorema de los ejes paralelos, se obtuvo las mismas características geométricas de la trabe con la ayuda del software AutoCAD las cuales se muestran a continuación.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA LA TRABE COMO SECCIÓN SIMPLE OBTENIDAS CON AutoCAD (RESUMEN)

$$A = 0.69230 \text{ m}^2 \quad y_i = 0.92640 \text{ m} \quad y_s = 0.90360 \text{ m}$$

$$I_0 = 0.30380 \text{ m}^4 \quad S_i = 0.32794 \text{ m}^3 \quad S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

Al comparar los resultados obtenidos por medio del teorema de los ejes paralelos y los obtenidos por medio del software AutoCAD se observa que las características geométricas de la trabe no difieren considerablemente.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA LA TRABE COMO SECCIÓN COMPUESTA

Para la obtención de las características geométricas de la trabe como sección compuesta se consideró que debido a que la losa de concreto reforzado que sirve como sistema de piso, trabaja en conjunto con las trabes por medio del amarre que se da al sujetar el acero de los estribos salientes del patín superior de las trabes con el armado de la losa y asegurando esta unión a través del colado de la losa, formando una sola unidad mecánica permitiendo el trabajo en conjunto de ambos elementos cuando se presentan efectos de flexión.

El ancho que trabaja en conjunto con la trabe no es una medida fija, ya que los esfuerzos de compresión máximos que se presentan en el eje de la sección disminuyen constantemente conforme se alejan de dicho eje.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.8 (Effective Flange Width).

El ancho efectivo de la losa como patín de una viga T, no deberá exceder.

1. La cuarta parte del claro de diseño de la trabe.
2. Doce veces el espesor del espesor de la losa más el ancho del nervio (alma).
3. La distancia de separación entre trabes.

b = Longitud del Claro

t' = Espesor del patín

b = Espesor del Alma de la Trabe

- | | | |
|------------------------------------|--|-----------------------|
| 1. $b = \frac{40.00 \text{ m}}{4}$ | | $b = 10.00 \text{ m}$ |
| 2. Separación entre Trabes | | $b = 1.60 \text{ m}$ |
| 3. $b = 12 t' + b$ | $b = 12 (0.20 \text{ m}) + 0.20 \text{ m}$ | $b = 2.60 \text{ m}$ |

∴ La b que rige es la "b" de la separación entre trabes por ser la más desfavorable.

$b = 1.60 \text{ m}.$

Para la obtención del ancho efectivo de la losa para trabajar como sección compuesta, se requirió de la utilización de relación de módulos para la uniformización del diferente tipo de concreto utilizados en la losa del sistema de piso y el concreto utilizado en las trabes.

$$L = (b) \frac{(E_c \text{ Losa}) \sqrt{f'c \text{ de la Losa}}}{(E_c \text{ Trabe}) \sqrt{f'c \text{ de la Trabe}}}$$

Reduciendo términos, se elimina el módulo de elasticidad del concreto de la losa con el módulo de elasticidad del concreto de la trabe, quedando únicamente.

$$L = (b) \sqrt{\frac{f'c \text{ de la Losa}}{f'c \text{ de la Trabe}}}$$

$$L = 1.60 \text{ m} \sqrt{\frac{250 \text{ kg/cm}^2}{400 \text{ kg/cm}^2}} \qquad L = 1.265 \text{ m}$$

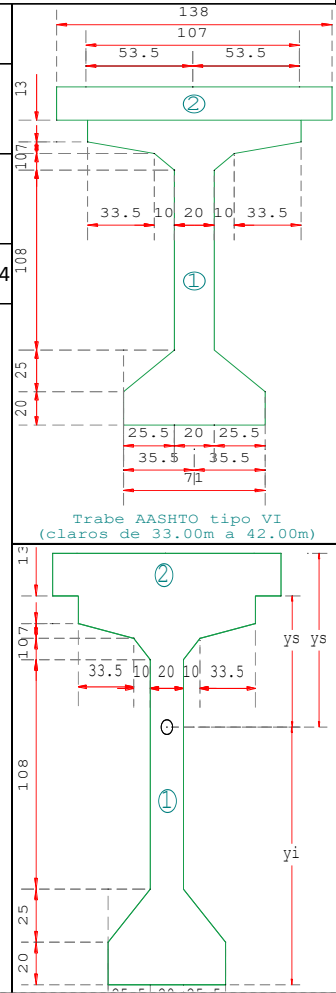
Por lo tanto, el patín superior (losa) quedara ya transformado a un ancho $L = 1.265 \text{ m}$

Después de obtener el ancho efectivo, se elaboró una tabla como la que se muestra a continuación, la cual representa la obtención del momento de inercia de la sección compuesta por medio del teorema de los ejes paralelos.

Nota. Las características geométricas de la trabe como sección compuesta se obtuvieron por medio del teorema de los ejes paralelos y por medio del software AutoCAD, aunque se presenta la siguiente tabla con los valores de las características geométricas de la trabe como sección simple obtenidas por medio del software AutoCAD y mostrando la comparativa por los dos métodos.

PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE PUENTES CONVENCIONALES

| CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE COMO SECCIÓN COMPUESTA | | | | | | |
|--|---|--------------------|-----------------------------------|---------------|--|-------------------------------------|
| FIGURA (cm) | ÁREA (m ²) | y (m) CENTROIDE | (A)(y) m ³ | \bar{y} (m) | (A)(\bar{y}) ² (m ⁴) | I ₀ (m ⁴) |
| No.1 | A = 0.6923 m ² | 0.92640 | 0.64135 | 0.28610 | 0.05667 | 0.30483 |
| No.2 | A = (1.38m)(0.20m) A = 0.2760 m ² | 1.93000 | 0.53268 | -0.71750 | 0.14209 | 0.00092 |
| | $\Sigma A = 0.9683$ m ² | | $\Sigma = 1.17403$ m ³ | | $\Sigma = 0.19876$ m ⁴ | $\Sigma = 0.30575$ m ⁴ |
| <p>MOMENTO DE INERCIA</p> <p>$y_i = \frac{\Sigma(A)(y)}{\Sigma A}$ $y_i = \frac{1.17403 \text{ m}^3}{0.9683 \text{ m}^2}$ $y_i = 1.2125 \text{ m}$</p> <p>Rectangulo $I_0 = \frac{(b)(h)^3}{12}$ $\bar{y} = y_i - y$</p> <p>Triangulo $I_0 = \frac{(b)(h)^3}{36}$ $y_s = \text{Altura trabe} - y_i$ $y_s = 1.83 \text{ m} - 1.2125 \text{ m}$ $y_s = 0.6175 \text{ m}$</p> <p>$y'_s = y_s + \text{Espesor losa}$ $y'_s = 0.6175 \text{ m} + 0.20 \text{ m}$ $y'_s = 0.8175 \text{ m}$</p> <p>$I_0 \text{ Total} = \Sigma I_0 + \Sigma(A)(\bar{y})^2$ $I_0 \text{ Total} = 0.19876 \text{ m}^4 + 0.30575 \text{ m}^4$ $I_0 \text{ Total} = 0.50451 \text{ m}^4$</p> <p>MÓDULOS DE SECCIÓN</p> <p>$S_s = \frac{I}{y_s}$ $S_s = \frac{0.50451 \text{ m}^4}{0.6175 \text{ m}}$ $S_s = 0.81702 \text{ m}^3$</p> <p>$S_i = \frac{I}{y_i}$ $S_i = \frac{0.50451 \text{ m}^4}{1.2125 \text{ m}}$ $S_i = 0.41609 \text{ m}^3$</p> <p>$S'_s = \frac{I}{y'_s}$ $S'_s = \frac{0.50451 \text{ m}^4}{0.8175 \text{ m}}$ $S'_s = 0.61714 \text{ m}^3$</p> | | | | | | |



MÓDULOS DE SECCIÓN

$$S_s = \frac{I_0}{y_s} \qquad S_i = \frac{I_0}{y_i} \qquad S'_s = \frac{I_0}{y'_s}$$

$$y_s = \text{Altura de la trabe} - y_i \qquad y_s = 1.83 \text{ m} - 1.19501 \text{ m} \qquad y_s = 0.63499 \text{ m}$$

$$y'_s = y_s + \text{Espesor de la losa} \qquad y'_s = 0.63499 \text{ m} + 0.20 \text{ m} \qquad y'_s = 0.83499 \text{ m}$$

$$S_i = 0.41195 \text{ m}^3 \qquad S_i = \frac{0.49229 \text{ m}^4}{1.19501 \text{ m}}$$

$$S_s = 0.77527 \text{ m}^3 \qquad S_s = \frac{0.49229 \text{ m}^4}{0.63499 \text{ m}}$$

$$S'_s = 0.58958 \text{ m}^3 \qquad S'_s = \frac{0.49229 \text{ m}^4}{0.83499 \text{ m}}$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA LA TRABE COMO SECCIÓN COMPUESTA (RESUMEN)

$$A = 0.94530 \text{ m}^2 \quad y_i = 1.19501 \text{ m} \quad y_s = 0.63499 \text{ m} \quad y'_s = 0.83499 \text{ m}$$

$$I_0 = 0.49229 \text{ m}^4 \quad S_i = 0.41195 \text{ m}^3 \quad S_s = 0.77527 \text{ m}^3 \quad S'_s = 0.58958 \text{ m}^3$$

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS PARA LA TRABE COMO SECCIÓN COMPUESTA OBTENIDAS CON AutoCAD (RESUMEN)

$$A = 0.94530 \text{ m}^2 \quad y_i = 1.1950 \text{ m} \quad y_s = 0.6350 \text{ m} \quad y'_s = 0.8350 \text{ m}$$

$$I_0 = 0.49130 \text{ m}^4 \quad S_i = 0.41113 \text{ m}^3 \quad S_s = 0.77370 \text{ m}^3 \quad S'_s = 0.58838 \text{ m}^3$$

Al comparar los resultados obtenidos por medio del teorema de los ejes paralelos y los obtenidos por medio del software AutoCAD se observa que las características geométricas de la trabe no difieren considerablemente. Sin embargo, para lo subsecuente del cálculo se utilizaron los resultados obtenidos por medio del software AutoCAD.

ANÁLISIS DE CARGAS

Para la obtención del peso del elemento estructural de análisis se considerará la siguiente ecuación.

$$W = (A)(\gamma)$$

Dónde:

W = Peso del Elemento Estructural en estudio.

A = Área o Volumen del elemento en estudio para el análisis.

γ = Peso específico del Concreto o del Asfalto, dependiendo del elemento en estudio para el análisis.

Para la obtención de momento se considerará la siguiente ecuación.

$$M = \frac{(W)(L)^2}{8}$$

Dónde:

M = Momento Máximo producido al centro del claro.

W = Peso del elemento en análisis por metro.

L = Longitud del Claro de Diseño.

Para la obtención de cortante se considerará la siguiente ecuación.

$$V = \frac{(W)(L)}{2}$$

Dónde:

V = Cortante Máxima producida al centro del claro.

W = Peso del elemento en análisis por metro.

L = Longitud del Claro de Diseño.

PESO PROPIO DE LA TRABE COMO SECCIÓN SOLA

$$W = (Area_{Trabe})(\gamma_{Concreto})$$

$$W = (0.6923 \text{ m}^2)(2.40 \text{ T/m}^3) \quad W = 1.66 \text{ T/m}$$

$$M = \frac{(1.66 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^2}{8} \quad M = 332.00 \text{ T} - \text{m}$$

$$V = \frac{(1.66 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})}{2} \quad V = 33.20 \text{ T}$$

LOSA COMO SECCIÓN SOLA

$$W = \frac{(Espesor \text{ losa})(Ancho \text{ total del puente})(\gamma_{Concreto})}{No. \text{ Trabes}}$$

$$W = (0.20 \text{ m})(13.06 \text{ m})(2.40 \text{ T/m}^3) \left(\frac{1}{8}\right) \quad W = 0.78 \text{ T/m}$$

Nota: Se divide entre el número de trabes para considerar la carga de losa que soporta cada trabe.

$$M = \frac{(0.78 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^2}{8} \quad M = 156.00 \text{ T} - \text{m}$$

$$V = \frac{(0.78 T/m)(40.00 m)}{2}$$

$$V = 15.60 T$$

DIAFRAGMAS COMO SECCIÓN SOLA

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.10.2 (T-Beams).

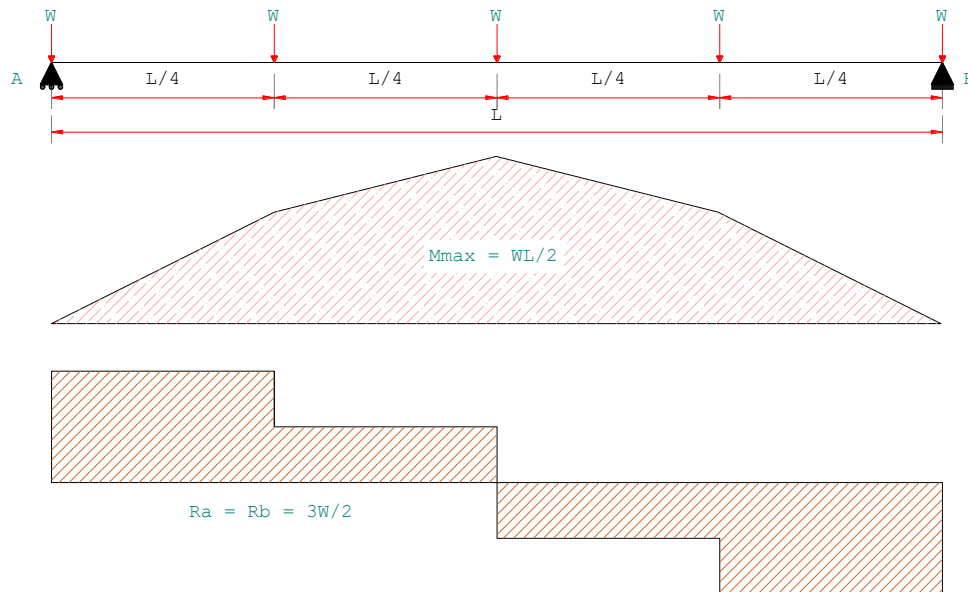
Se deberá usar diafragmas u otros elementos en los extremos de cada tramo del puente para fortalecer el borde libre de la losa y transmitir lateralmente fuerzas a la subestructura. Se colocarán Diafragmas intermedios, estos se colocarán entre las vigas en los puntos de máximo momento para tramos de más de 40 pies.

$$1 ft = 0.3048 m$$

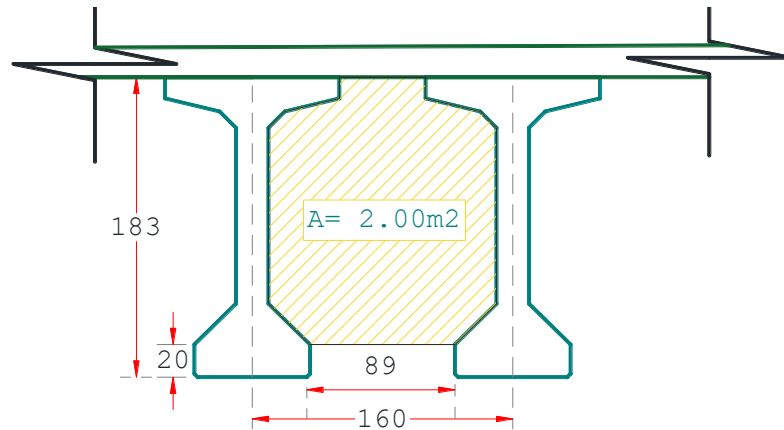
$$40ft = (40)(0.3048 m)$$

$$40ft = 12.20 m$$

A lo largo de longitud de la trabe se colocaron 5 diafragmas, 2 extremos y 3 diafragmas intermedios, por lo cual para el análisis de cargas provocadas por los diafragmas se consideraron de la siguiente manera.



OBTENCIÓN DE DIAGRAMA DE MOMENTO Y CORTANTE PROVOCADO POR LOS DIAFRAGMAS



ÁREA DEL DIAFRAGMA ENTRE DOS TRABES AASHTO TIPO VI

El área del diafragma se puede obtener por diferentes maneras, una opción puede ser a través del Software AutoCAD como se mostró arriba, u otra forma puede ser como se indica a continuación.

$$\begin{aligned} \text{Área}_{\text{Diafragma}} &= (\text{Separación entre traveses})(\text{Altura de la trabe}) - (\text{El área de una trabe}) \\ &\quad - (\text{El área del rectángulo debajo del diafragma}) \end{aligned}$$

$$\text{Área}_{\text{Diafragma}} = (1.60 \text{ m})(1.83 \text{ m}) - (0.6923 \text{ m}^2) - ((0.89 \text{ m})(0.20 \text{ m}))$$

$$\text{Área}_{\text{Diafragma}} = 2.00 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen} = (\text{Área del diafragma})(\text{Espesor del diafragma})$$

$$\text{Volumen} = (2.00 \text{ m}^2)(0.30 \text{ m}) \qquad \text{Volumen} = 0.60 \text{ m}^3$$

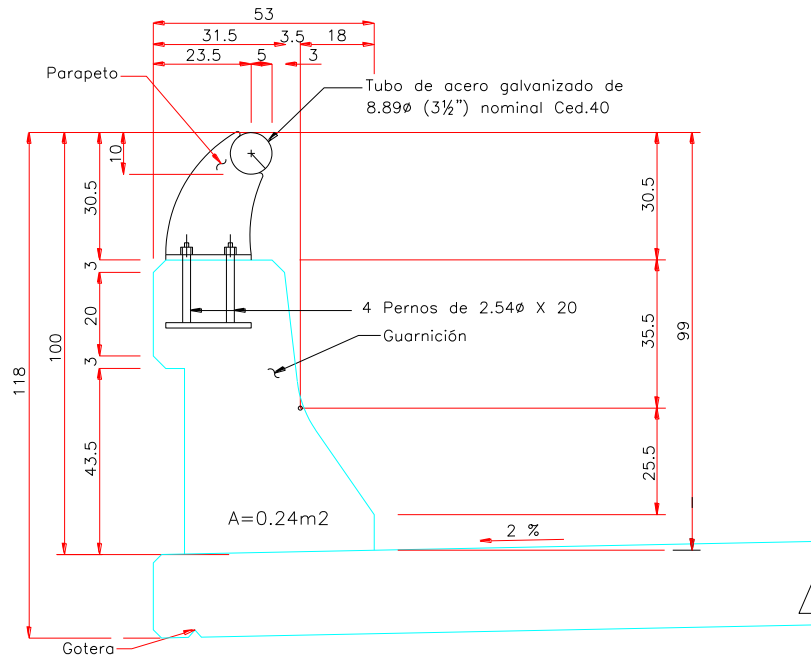
$$W = (0.60 \text{ m}^3)(2.40 \text{ T/m}^3) \qquad W = 1.44 \text{ T}$$

$$M = \frac{(1.44 \text{ T})(40.00 \text{ m})}{2} \qquad M = 29.00 \text{ T} - \text{m}$$

$$V = \frac{(3)(1.44 \text{ T})}{2} \qquad V = 2.16 \text{ T}$$

CARGA MUERTA ADICIONAL COMO SECCIÓN COMPUESTA

GUARNICIÓN SEGÚN PLANO “GUARNICIÓN Y PARAPETO” (53 CM).



$$W = (0.24 \text{ m}^2)(2.40 \text{ T/m}^3)(2) \qquad W = 1.15 \text{ T/m}$$

Nota: Se multiplica por dos, ya que se colocan a lo largo de ambos lados del puente.

PARAPETO DE ACERO PARA CALZADA TIPO T-34.3.1 COMO SECCIÓN COMPUESTA.

Para determinar la carga producida por el parapeto de manera aproximada se consideró lo siguiente.

Tubo de acero galvanizado de 7.6 ø (3”) cedula 40 (por metro) $W = 11.3 \text{ kg}$

Tubo de acero galvanizado de 6.4 ø (2 ½”) cedula 40 (por junta) $W = 3.0 \text{ kg}$

PILASTRA

Acero A-36 (por pilastra) $W = 17 \text{ kg}$

Pernos de 2.54 ø x 20 con tuerca (por pilastra) **4 piezas**

$$W = (11.3 \text{ kg} + 3.0 \text{ kg} + 17 \text{ kg})(2) \qquad W = 0.06 \text{ T/m}$$

Nota: Se multiplica por dos, ya que se colocan a lo largo de ambos lados del puente.

$$W_{Total} = \frac{(Peso\ de\ la\ guarnicion + Peso\ del\ parapeto)}{No.\ de\ trabes}$$

$$W_{Total} = \frac{(1.15\ T/m + 0.06\ T/m)}{8}$$

$$W_{Total} = 0.15\ T/m$$

$$M = \frac{(0.15\ T/m)(40.00\ m)^2}{8}$$

$$M = 30.00\ T - m$$

$$V = \frac{(0.15\ T/m)(40.00\ m)}{2}$$

$$V = 3.00\ T$$

CARPETA ASFÁLTICA COMO SECCIÓN COMPUESTA.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 1.8 (Floor Surfaces).

La superficie de rodamiento de los puentes deberá tener una superficie antiderrapante.

$$W = \frac{(Espesor\ de\ diseño\ de\ la\ carpeta\ asfáltica)(Ancho\ de\ calzada)(\gamma_{Asfalto})}{No.\ de\ trabes}$$

$$W = \frac{(0.12\ m)(12.00\ m)(2.2\ T/m^3)}{8}$$

$$W = 0.396\ T/m$$

Nota: De acuerdo con el inciso 3.3.3 si se va a colocar una superficie de desgaste separada del puente cuando este ya está construido o se espera que se coloque en el futuro una sobre carpeta, se hará una asignación adecuada para su peso en La carga muerta de diseño.

Nota: Se considera un espesor mayor a 0.10m de asfalto debido a los posibles reencarpetamientos que se le puede dar en el futuro a la estructura, lo cual representa carga muerta adicional.

$$M = \frac{(0.396\ T/m)(40.00m)^2}{8}$$

$$M = 79.00\ T - m$$

$$V = \frac{(0.396\ T/m)(40.00m)}{2}$$

$$V = 7.92\ T$$

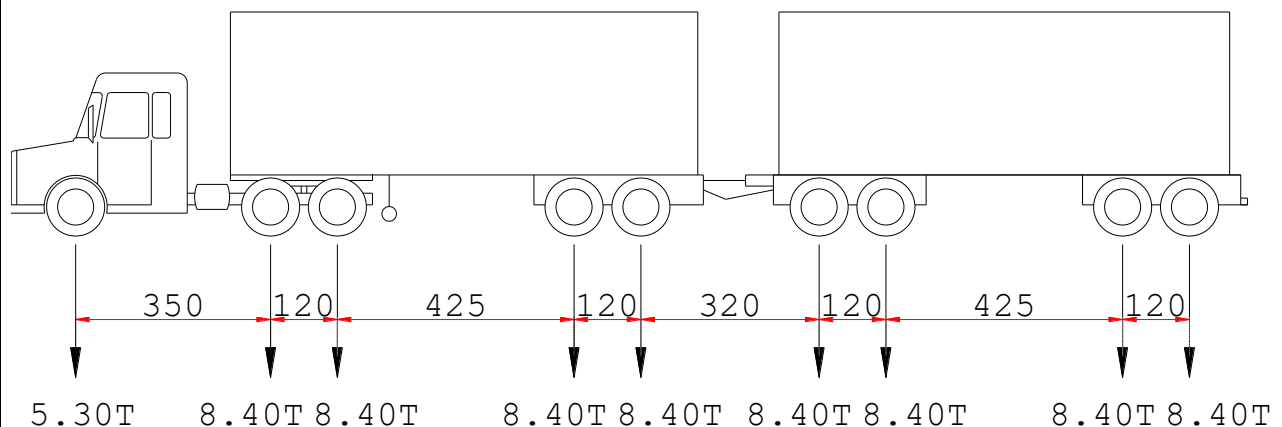
CARGA VIVA COMO SECCIÓN COMPUESTA

La carga viva que se considera en el diseño de un puente puede depender de la importancia del camino, del TDPA del camino, del tipo de vehículos que usualmente transita en la zona, o bien el vehículo de diseño puede estar sujeto a lo establecido en los términos de referencia del proyecto.

Para la revisión se considerará la carga viva estipulada en el proyecto, la cual corresponde a un camión de diseño T3-S2-R4 tipo I (72.50 Ton).

Nota: De manera didáctica, se agrega la obtención de los elementos mecánicos provocados por la carga de los camiones tipo T3-S3, HS-20, IMT-66.5 para claros mayores de 30.00m, para observar la comparativa de los diferentes elementos mecánicos generados por los distintos tipos de camiones de diseño.

OBTENCIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE MÁXIMO PROVOCADO POR UN CAMIÓN DE DISEÑO T3-S2-R4 TIPO I (72.50T)

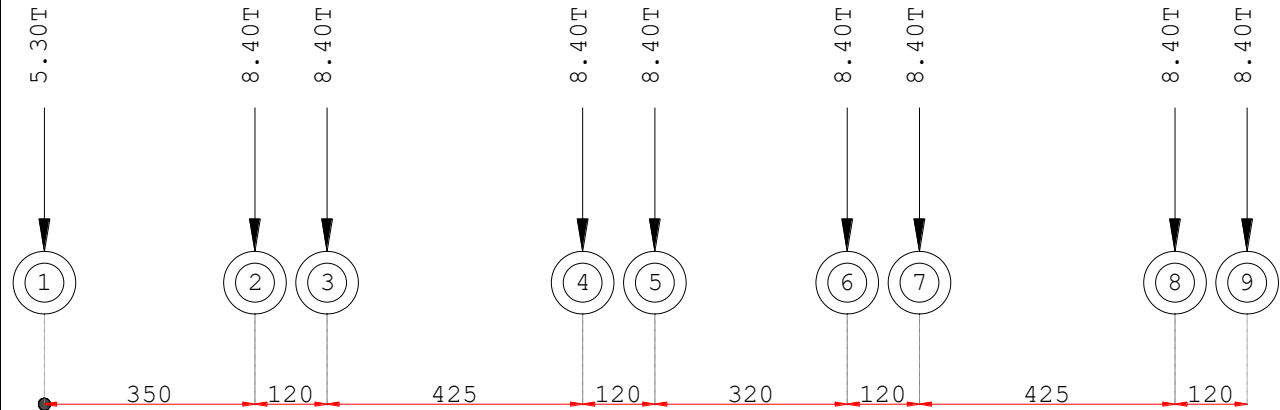


CAMION T3-S2-R4 TIPO I
PESO =72.50 TON.

Los elementos mecánicos generados por la carga viva se obtendrán por medio del método de líneas de influencia, las cuales son la representación de la variación de las reacciones de momento y cortante en un punto determinado de la estructura a medida que la carga o cargas concentradas se desplazan sobre la longitud de la estructura.

Con las líneas de influencia es posible determinar la posición de las cargas que generaran los elementos mecánicos máximos.

PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE PUENTES CONVENCIONALES



Primero se obtendrá el punto donde se concentra la resultante de las fuerzas concentradas de las llantas del camión de diseño, para lo cual se hará uso del Teorema de Varignon, el cual establece que el momento de una fuerza con respecto a un punto es igual a la suma de los momentos de las componentes de la fuerza con respecto al punto.

$$X = \frac{(C_{llanta\ 1})(D_{Cllanta\ 1\ al\ punto\ 0}) + (C_{llanta\ 2})(D_{Cllanta\ 2\ al\ punto\ 0}) + \dots .etc}{Peso\ de\ la\ sumatoria\ de\ las\ cargas\ concentradas\ de\ las\ llantas\ consideradas}$$

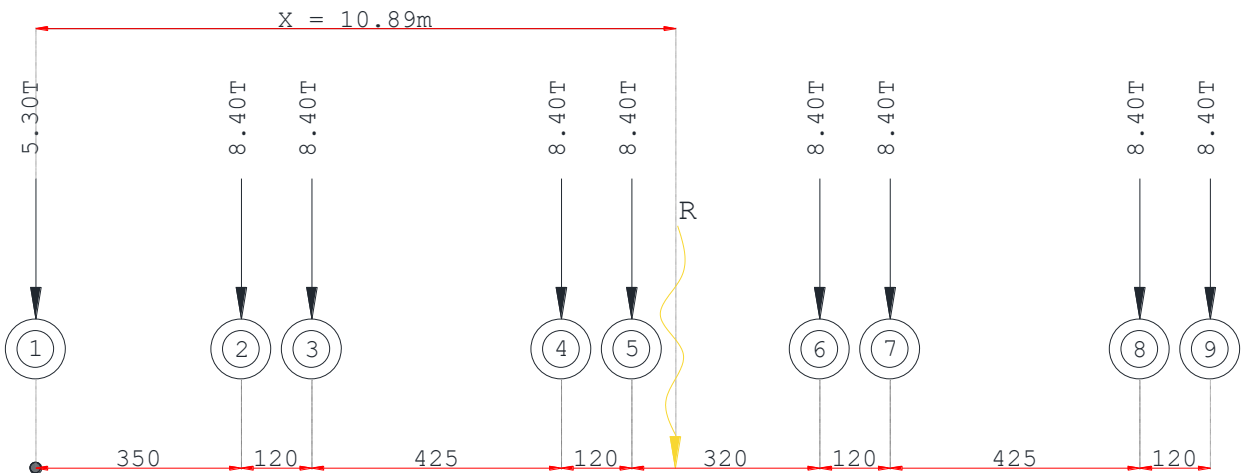
Dónde:

C_{llanta} = Carga Concentrada en la llanta.

$D_{Cllanta}$ = Distancia de la Carga Concentrada al punto "0".

$$X = \frac{(5.30\ T)(0.00\ m) + (8.4\ T)(3.50\ m + 4.70\ m + 8.95\ m + 10.15\ m + 13.35\ m + 14.55\ m + 18.80\ m + 20.00\ m)}{72.50\ T}$$

$X = 10.89\ m$



La resultante se acomodará a una distancia “a” equivalente entre el centro de línea de la sección y la llanta más cercana a la resultante de las cargas.

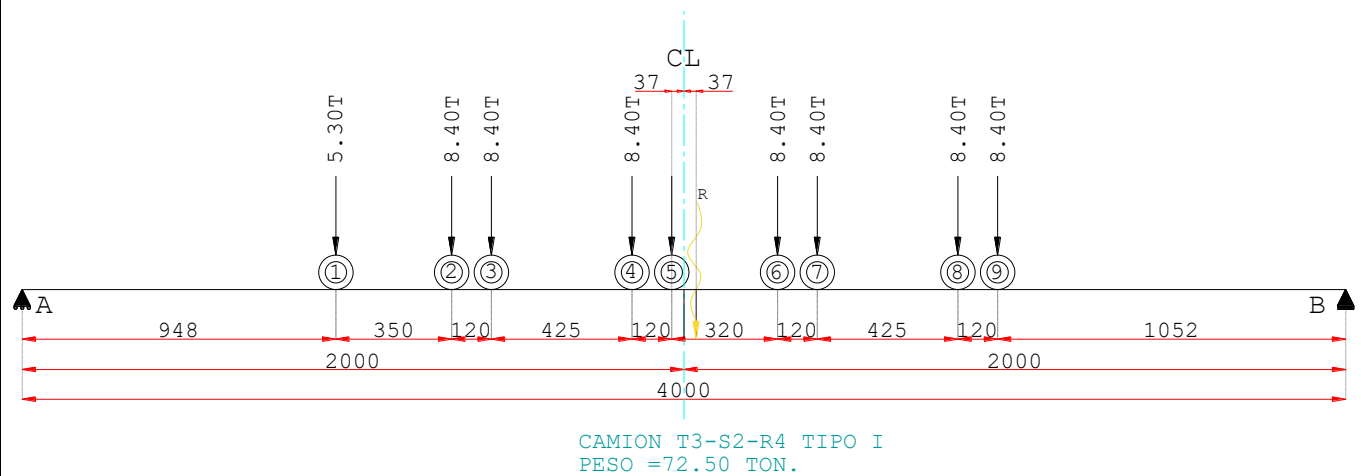
$$a = X - \text{Las distancias entre las llantas a la izquierda de la resultante}$$

$$a = 10.89 \text{ m} - 1.20 \text{ m} - 4.25 \text{ m} - 1.20 \text{ m} - 3.50 \text{ m} \quad a = 0.74 \text{ m}$$

Para obtener la distancia equivalente entre la resultante, el centro de línea de la sección y la llanta más cercana a la resultante se divide “a” entre 2.

$$a = \frac{0.74 \text{ m}}{2} \quad a = 0.37 \text{ m}$$

Quedando el acomodo de las llantas del camión de diseño de la siguiente manera.



Se hace suma de momentos en el Apoyo “A”, considerando valores positivos en el sentido contrario a las manecillas del reloj, para obtener la reacción en el apoyo “B”.

$$\Sigma M_A^{\curvearrowright} = 0$$

$$(-5.30 \text{ T})(9.48 \text{ m}) - (8.40 \text{ T})(12.98 \text{ m} + 14.18 \text{ m} + 18.43 \text{ m} + 19.63 \text{ m} + 22.83 \text{ m} + 24.03 \text{ m} + 28.28 \text{ m} + 29.48 \text{ m}) + B_y(40.00 \text{ m}) = 0$$

$$0 = (-1476.90 \text{ T} - m) + (B_y)(40.00 \text{ m}) \quad B_y = \frac{1476.90 \text{ T}-m}{40.00 \text{ m}}$$

$$B_y = 36.9225 \text{ T}$$

Se hace suma de momentos en el Apoyo "B", considerando valores positivos en el sentido contrario a las manecillas del reloj, para obtener la reacción en el apoyo "A".

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = 0$$

$$(8.40 T)(10.52 m + 11.72 m + 15.97 m + 17.17 m + 20.37 m + 21.57 m + 25.82 m + 27.02 m) + (5.3 T)(30.52 m) - A_y(40.00 m) = 0$$

$$0 = (1,423.10 T - m) - (A_y)(40.00 m) \quad A_y = \frac{1,423.10 T - m}{40.00 m}$$

$$A_y = 35.5775 T$$

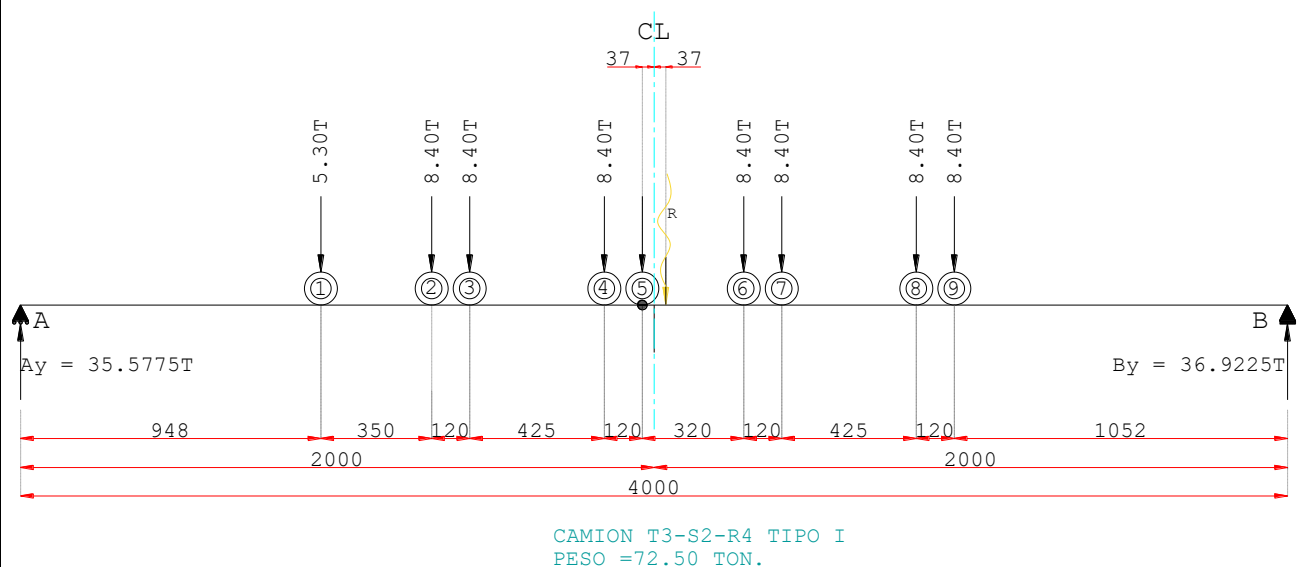
Una forma de comprobar que la suma de momentos se realizó de manera correcta es realizando la sumatoria de los resultados obtenidos de las reacciones "B_y" y "A_y", cuyo resultado debe ser al total de la sumatoria de las cargas verticales.

Comprobación:

$$B_y + A_y = \Sigma \text{Cargas verticales}$$

$$36.9225 T + 35.5775 T = 72.50 T \quad \therefore \text{La obtención de las reacciones fue correcta.}$$

Para la obtención del momento máximo para diseño se realiza sumatoria de momentos a la izquierda y a la derecha de la llanta más cercana a la resultante (en este caso es la llanta No.5) considerando los valores de las reacciones previamente obtenidos.



$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ izquierda} = 0$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ izq} = (8.40\ T)(1.20\ m + 5.45\ m + 6.65\ m) + (5.30\ T)(10.15\ m) - (35.575\ T)(19.63\ m)$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ izq} = 532.87\ T - m \quad \therefore \text{Se puede usar cualquiera de los dos para diseñar}$$

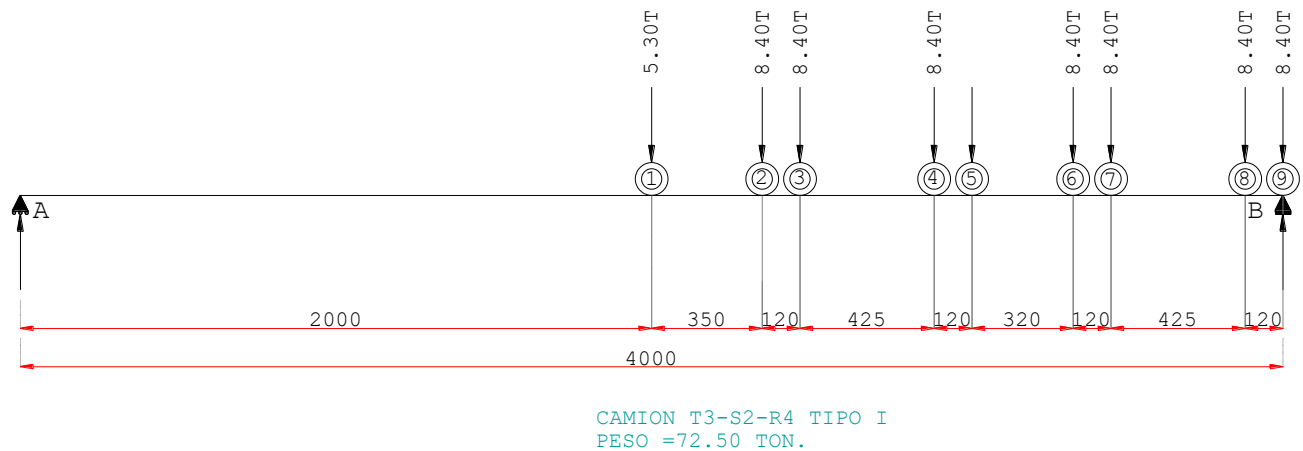
$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ derecha} = 0$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ der} = (-8.40\ T)(3.20\ m + 4.40\ m + 8.65\ m + 9.85\ m) + (36.925\ T)(20.37\ m)$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.5\ a\ la\ der} = 532.87\ T - m \quad \therefore \text{Se puede usar cualquiera de los dos para diseñar}$$

OBTENCIÓN DE LA CORTANTE MÁXIMA PROVOCADA POR UN CAMIÓN DE DISEÑO T3-S2-R4 TIPO I (72.50T)

Para la obtención de la cortante máxima se procede con colocar las llantas del camión de diseño en el extremo de los apoyos y haciendo suma de momentos para obtención de las reacciones.



$$\Sigma M_A^{\wedge+} = 0$$

$$\Sigma M_A^{\wedge+} = (-5.30\ T)(20.00\ m) - (8.40\ T)(23.50\ m + 24.70\ m + 28.95\ m + 30.15\ m + 33.35\ m + 34.55\ m + 38.80\ m + 40.00\ m) + (B_y)(40.00\ m) = 0$$

$$0 = (B_y)(40.00\ m) - 2,239.60\ T - m \qquad 2,239.60\ T - m = (B_y)(40.00\ m)$$

$$B_y = \frac{2,239.60\ T-m}{40.00\ m} \qquad B_y = 55.99\ T \quad \therefore \text{Este Cortante es el que se utiliza para el diseño}$$

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = 0$$

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = (8.40 T)(0.00 m + 1.20 m + 5.45 m + 6.65 m + 9.84 m + 11.05 m + 15.30 m + 16.50 m) + (5.30 T)(20.00 m) - (A_y)(40.00 m) = 0$$

$$0 = -(A_y)(40.00 m) + 660.316 T - m \qquad 660.316 T - m = (A_y)(40.00 m)$$

$$A_y = \frac{660.316 T - m}{40.00 m} \qquad A_y = 16.51 T$$

Una forma de comprobar que la suma de momentos se realizó de manera correcta es realizando la sumatoria de los resultados obtenidos de las reacciones “ B_y ” y “ A_y ”, cuyo resultado debe ser al total de la sumatoria de las cargas verticales.

Comprobación:

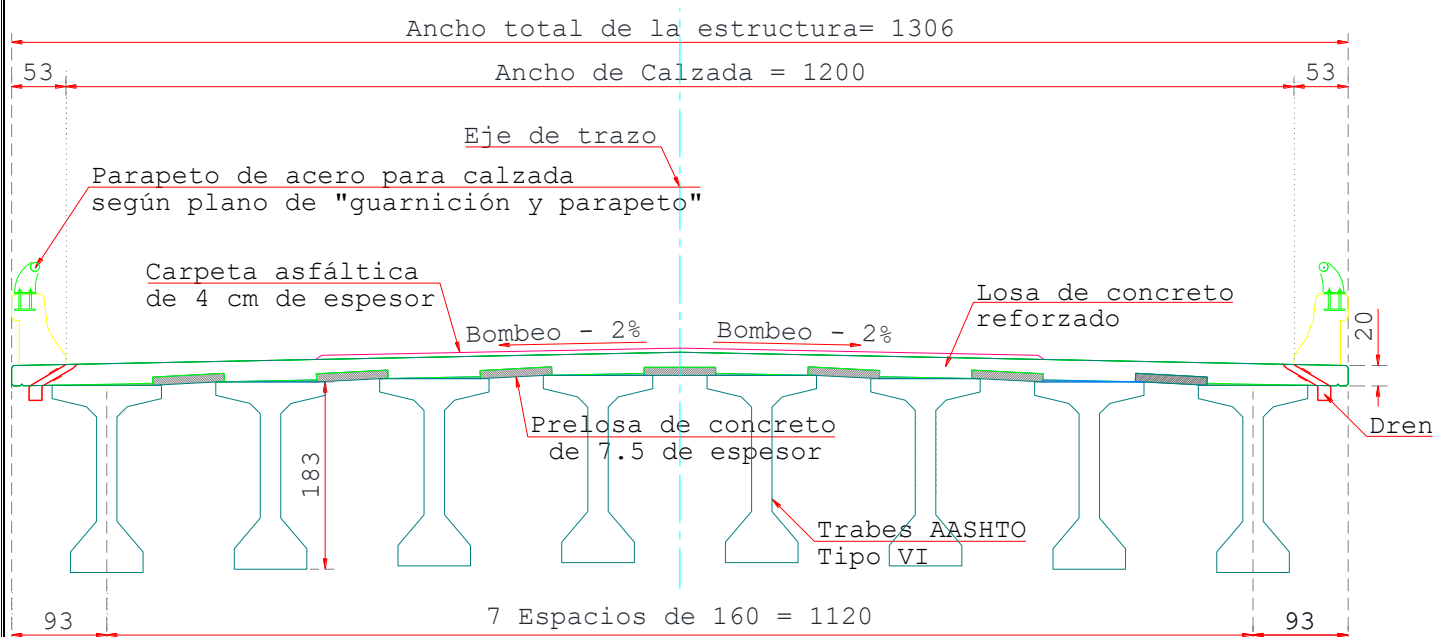
$$B_y + A_y = \Sigma \text{Cargas verticales}$$

$$55.99 T + 16.51 T = 72.50 T \quad \therefore \text{La obtención de las reacciones fue correcta.}$$

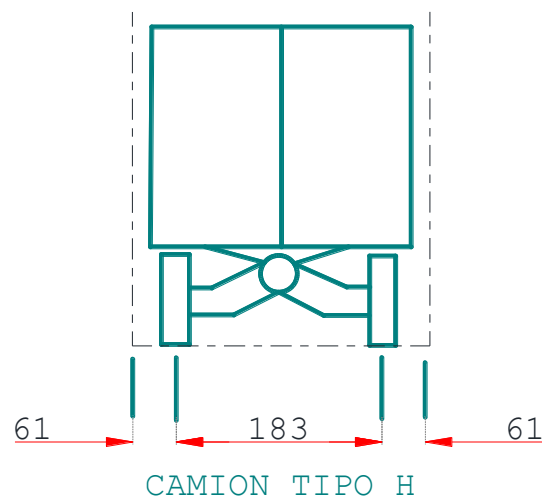
ANÁLISIS TRANSVERSAL DEL REPARTO DE CARGAS EN EL TABLERO DE UN PUENTE

El análisis transversal consiste en determinar el efecto que produce la excentricidad de la carga viva que actúa en un puente sobre las vigas colocadas longitudinalmente.

Mediante ciertos métodos se pueden determinar ciertos coeficientes de distribución transversal, los cuales indican la proporción de una carga concentrada unitaria "P", que resiste cada una de las vigas del puente, cuando dicha carga actúa con una excentricidad "e".



SECCIÓN TRANSVERSAL



PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE PUENTES CONVENCIONALES

Primero se debe determinar el número de carriles completos que pueden alojarse en el ancho de calzada.

$$\text{Ancho de carril} = 3.50 \text{ m}$$

$$\text{No de carriles} = \frac{\text{Ancho de calzada}}{\text{Ancho de un carril}}$$

$$\text{No de carriles} = \frac{12.00 \text{ m}}{3.50 \text{ m}}$$

$$\text{No de carriles} = 3.43 \quad \therefore$$

$$\text{No de carriles} = 3.00 \text{ Carriles completos}$$

Se determina la resultante "X" de la carga del camión.

$$X = \text{Separación de la guarnición a la cara exterior del camión} + \frac{\text{Ancho entre ejes del camión de diseño}}{2}$$

$$X = 0.61 \text{ m} + \frac{1.83 \text{ m}}{2}$$

$$X = 1.525 \text{ m}$$

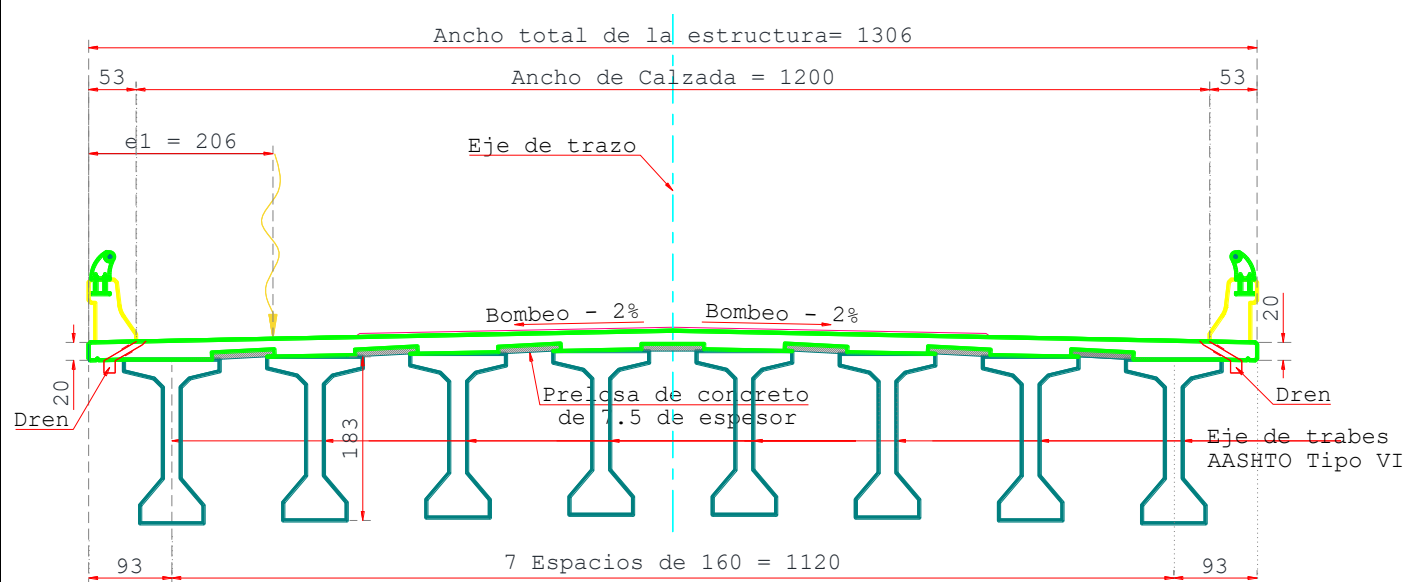
Obtención de las excentricidades de las resultantes del número de camiones que pueden alojarse en el ancho de calzada.

$$e_1 = \text{Ancho de la guarnición} + X$$

$$e_1 = 0.53 \text{ m} + 1.525 \text{ m}$$

$$e_1 = 2.06 \text{ m}$$

La ubicación de la resultante del primer camión se muestra de la siguiente manera.



SECCION TRANSVERSAL

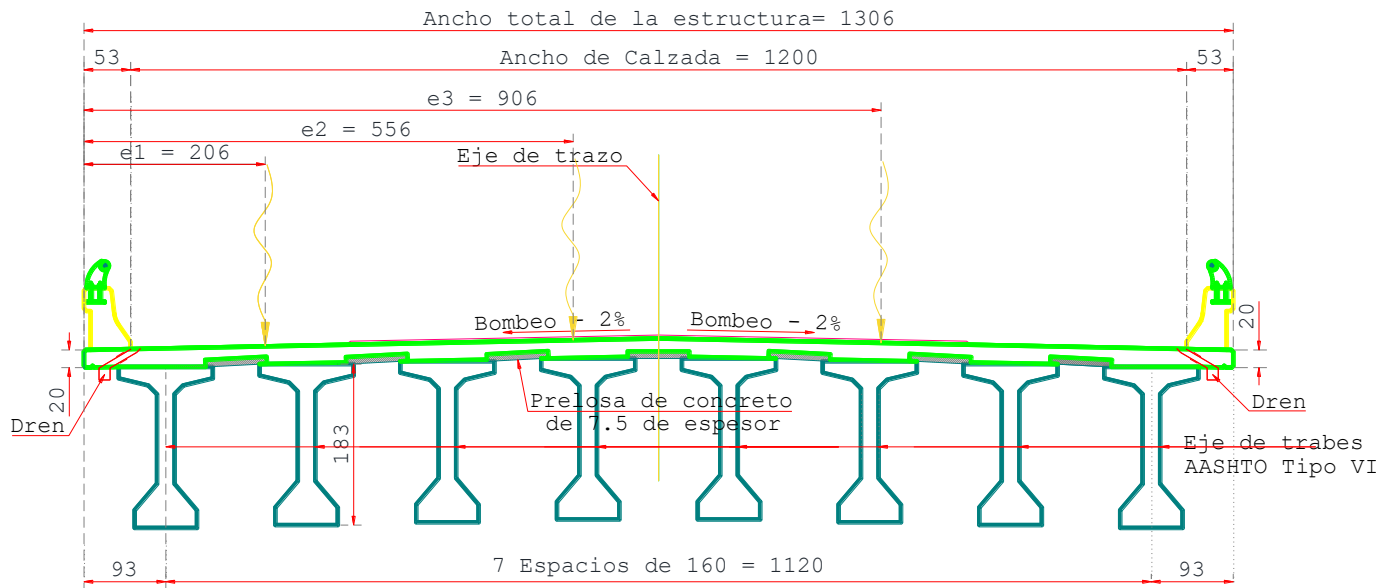
$$e_2 = e_1 + 1 \text{ Ancho de un carril}$$

$$e_2 = 2.06 \text{ m} + 3.50 \text{ m} \qquad e_2 = 5.56 \text{ m}$$

$$e_3 = e_2 + 1 \text{ Ancho de un carril}$$

$$e_3 = 5.56 \text{ m} + 3.50 \text{ m} \qquad e_3 = 9.06 \text{ m}$$

La ubicación de la resultante de los camiones No.2 y 3 se muestran de la siguiente manera.



SECCION TRANSVERSAL

Se prosigue con la obtención de las Excentricidades reales.

$$e_{1real} = \frac{\text{Ancho de la estructura}}{2} - e_1 \qquad e_{1real} = \frac{13.06 \text{ m}}{2} - 2.06 \text{ m}$$

$$e_{1real} = 4.47 \text{ m}$$

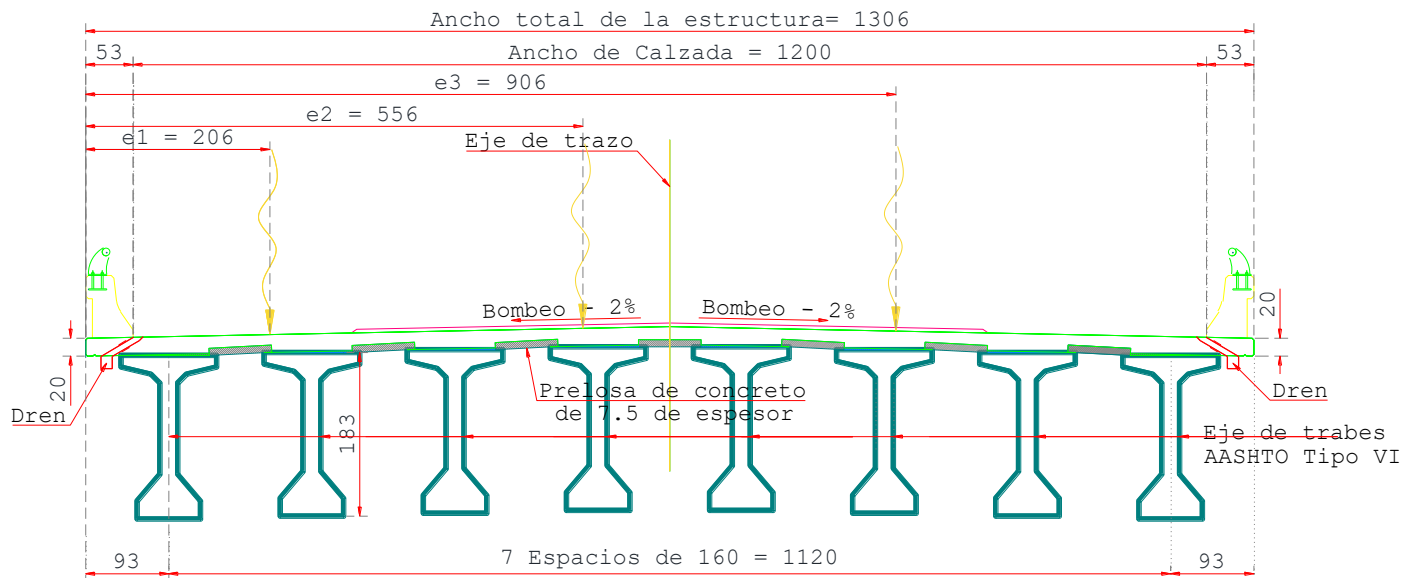
$$e_{2real} = \frac{\text{Ancho de la estructura}}{2} - e_2 \qquad e_{2real} = \frac{13.06 \text{ m}}{2} - 5.56 \text{ m}$$

$$e_{2real} = 0.97 \text{ m}$$

$$e_{3real} = \frac{\text{Ancho de la estructura}}{2} - e_3 \qquad e_{3real} = \frac{13.06 \text{ m}}{2} - 9.06 \text{ m}$$

$$e_{3real} = -2.53 \text{ m}$$

Las excentricidades reales de los camiones con respecto al centro del claro se representan de la siguiente manera.



Una vez obtenidas las excentricidades reales, se aplica la fórmula de Engesser-Courbon

$$F_c = \frac{1}{n} \left(1 \pm 6 \left(\frac{1}{n+1} \right) \left(\frac{e}{s} \right) \right)$$

Donde:

F_c = Factor de concentración en la resultante del camión con respecto al acomodo de las traveses en la sección transversal.

n = Numero de Traveses.

e = Excentricidad real de cada camión.

s = Separación entre traveses.

$$F_{c1} = \frac{1}{8} \left(1 + 6 \left(\frac{1}{8+1} \right) \left(\frac{4.47 \text{ m}}{1.60 \text{ m}} \right) \right) \quad F_{c1} = 0.35781$$

$$F_{c2} = \frac{1}{8} \left(1 + 6 \left(\frac{1}{8+1} \right) \left(\frac{0.97 \text{ m}}{1.60 \text{ m}} \right) \right) \quad F_{c2} = 0.17552$$

$$F_{c3} = \frac{1}{8} \left(1 - 6 \left(\frac{1}{8+1} \right) \left(\frac{2.53 \text{ m}}{1.60 \text{ m}} \right) \right) \quad F_{c3} = -0.00677$$

Nota: El valor de F_{C3} no se considerará por tener valor negativo, lo que indica que este camión esta contrarrestando el efecto de distorsión transversal del puente. Por lo cual solo consideraremos el efecto de las dos bandas de camiones.

Existe una consideración de la reducción de los efectos máximos de esfuerzo provocados por la coincidencia de camiones simultáneamente en los carriles de tránsito. Para lo cual se hace uso de ciertos porcentajes de reducción de coincidencia para los esfuerzos resultantes por carga viva, partiendo de la consideración de la poca probabilidad de coincidencia de todas las cargas para generar un esfuerzo máximo.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.12 (Reduction in Load Intensity).

AASHTO FACTOR DE REDUCCIÓN POR PRESENCIA MÚLTIPLE

| | |
|------------------|--|
| 1 Carril | $= (F_{C1})(100\%)$ |
| 2 Carriles | $= (F_{C1} + F_{C2})(100\%)$ |
| 3 Carriles | $= (F_{C1} + F_{C2} + F_{C3})(90\%)$ |
| 4 Carriles o más | $= (F_{C1} + F_{C2} + F_{C3} + F_{Cn...})(75\%)$ |

IMT FACTOR DE REDUCCIÓN POR PRESENCIA MÚLTIPLE

| | |
|------------------|---------|
| 1 Carril | = 100 % |
| 2 Carriles | = 90 % |
| 3 Carriles | = 80 % |
| 4 Carriles | = 70 % |
| 5 Carriles | = 60 % |
| 6 o más carriles | = 55 % |

$$F_c = (0.35781 + 0.17552)(100\%) \qquad F_c = 0.53333$$

IMPACTO

El impacto es un incremento porcentual que se aplica a las cargas vehiculares que transitan por la calzada, este incremento se realiza para considerar los efectos de la vibración de la estructura, que es generada por la respuesta dinámica producida por las ruedas de los vehículos.

La norma IMT N-PRY-CAR-06-01-003/01

Indica que:

Se aplicará un 40% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por un solo eje del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 30% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por dos o tres ejes del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 25% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por más de tres ejes del modelo IMT 66.5.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.8.2 (Impact Formula).

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Dónde:

I = Porcentaje del efecto del impacto.

L = Longitud del claro de diseño del puente en ft.

1 ft = 0.3048 m

Quedando la ecuación de la siguiente manera para cambiar a metros:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

$$I = \frac{15.24}{40+38.10}$$

$$I = 0.20 \leq 0.30$$

$$M_{CV+I} = (M_{CV})(I)(F_C)$$

$$V_{CV+I} = (V_{CV})(I)(F_C)$$

$$M_{CV+I} = (532.87 T - m)(1.20)(0.53333)$$

$$M_{CV+I} = 341.00 T - m$$

$$V_{CV+I} = (55.99 T)(1.20)(0.53333)$$

$$V_{CV+I} = 36.00 T$$

ESFUERZOS PRODUCIDOS POR LAS CARGAS

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{I} (y)$$

Como no hay esfuerzos o cargas axiales se elimina el primer término

$$f_s = + \frac{M_{Trabe}}{S_s} \qquad f_i = - \frac{M_{Trabe}}{S_i}$$

PESO PROPIO DE LA TRABE COMO SECCIÓN SOLA

$$f_s = + \frac{M_{Trabe}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{332.00 \text{ T-m}}{0.33621 \text{ m}^3} \qquad f_s = +987 \text{ T/m}^2$$

$$f_i = - \frac{M_{Trabe}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{332.00 \text{ T-m}}{0.32794 \text{ m}^3} \qquad f_i = -1,012 \text{ T/m}^2$$

LOSA COMO SECCIÓN SOLA

$$f_s = + \frac{M_{Losa}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{156.00 \text{ T-m}}{0.33621 \text{ m}^3} \qquad f_s = +464 \text{ T/m}^2$$

$$f_i = - \frac{M_{Losa}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{156.00 \text{ T-m}}{0.32794 \text{ m}^3} \qquad f_i = -476 \text{ T/m}^2$$

DIAFRAGMA COMO SECCIÓN SOLA

$$f_s = + \frac{M_{Diafragma}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{29.00 \text{ T-m}}{0.33621 \text{ m}^3} \qquad f_s = + 86 \text{ T/m}^2$$

$$f_i = - \frac{M_{Diafragma}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{29.00 \text{ T-m}}{0.32794 \text{ m}^3} \qquad f_i = -88 \text{ T/m}^2$$

CARGA MUERTA ADICIONAL

GUARNICIÓN Y PARAPETO COMO SECCIÓN COMPUESTA

$$f_s = + \frac{M_{Guarnición y Parapeto}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{30.00 \text{ T-m}}{0.77370 \text{ m}^3} \qquad f_s = + 39 \text{ T/m}^2$$

$$f_i = - \frac{M_{Guarnición y Parapeto}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{30.00 \text{ T-m}}{0.41113 \text{ m}^3} \qquad f_i = -73 \text{ T/m}^2$$

$$f'_s = + \frac{M_{Guarnición y Parapeto}}{S'_s} \qquad f'_s = + \frac{30.00 \text{ T-m}}{0.58838 \text{ m}^3} \qquad f'_s = +51 \text{ T/m}^2$$

CARPETA ASFÁLTICA COMO SECCIÓN COMPUESTA

$$f_s = + \frac{M_{Carpeta\ Asfáltica}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{79.00\ T-m}{0.77370\ m^3} \qquad f_s = +102\ T/m^2$$

$$f_i = - \frac{M_{Carpeta\ Asfáltica}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{79.00\ T-m}{0.41113\ m^3} \qquad f_i = -193\ T/m^2$$

$$f'_s = + \frac{M_{Carpeta\ Asfáltica}}{S'_s} \qquad f'_s = + \frac{79.00\ T-m}{0.58838\ m^3} \qquad f'_s = +135\ T/m^2$$

CARGA VIVA +IMPACTO COMO SECCIÓN COMPUESTA

$$f_s = + \frac{M_{CV+I}}{S_s} \qquad f_s = + \frac{341.00\ T-m}{0.77370\ m^3} \qquad f_s = + 441\ T/m^2$$

$$f_i = - \frac{M_{CV+I}}{S_i} \qquad f_i = - \frac{341.00\ T-m}{0.41113\ m^3} \qquad f_i = -829\ T/m^2$$

$$f'_s = + \frac{M_{CV+I}}{S'_s} \qquad f'_s = + \frac{341.00\ T-m}{0.58838\ m^3} \qquad f'_s = +580\ T/m^2$$

| ETAPAS/MOMENTO (Ton-m) | $\sigma_s(Ton/m^2)$ | | $\sigma_i(Ton/m^2)$ | | $\sigma'_s(Ton/m^2)$ | |
|---------------------------------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|----------------------|-----------|
| | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado |
| Po.Po. Trabe | 987 | ----- | -1012 | ----- | ----- | ----- |
| Losa y Diafragma | 550 | 1537 | -564 | -1576 | ----- | ----- |
| Guarnición, Parapeto y Banqueta | 39 | 1576 | -73 | -1649 | 51 | ----- |
| Carpeta Asfáltica | 102 | 1678 | -193 | -1842 | 135 | 186 |
| Carga Viva +I | 441 | 2119 | -829 | -2671 | 580 | 766 |

PRESFUERZO (PRETENSADO)

Para obtener una primera idea de la cantidad de presfuerzo necesario para anular los esfuerzos de tensión en la fibra inferior.

No. Probable de Torones

$$\sigma_i = T \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Donde:

σ = Esfuerzos de tensión en la fibra inferior.

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

e = Excentricidad del acero de presfuerzo.

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

$$e = y_i - 0.14919 \text{ m} \qquad y_i = 0.92640 \text{ m}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.14919 \text{ m} \qquad e = 0.77721 \text{ m}$$

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3 \qquad \sigma_i = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$2,671 \text{ T/m}^2 = T \left(\frac{1}{0.69230 \text{ m}^2} + \frac{0.77721 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$2,671 \text{ T/m}^2 = T(3.81444 \text{ m}^2) \qquad T = \frac{2,671 \text{ T/m}^2}{3.81444 \text{ m}^2} \qquad T = 700.23 \text{ Ton}$$

La fuerza de tensado obtenida para contrarrestar las cargas que actuaran en la estructura se consideró un 20% de pérdidas de presfuerzo.

$$T = \frac{700.23 \text{ Ton}}{0.80} \qquad T = 875.29 \text{ Ton} \qquad T = 875.00 \text{ Ton}$$

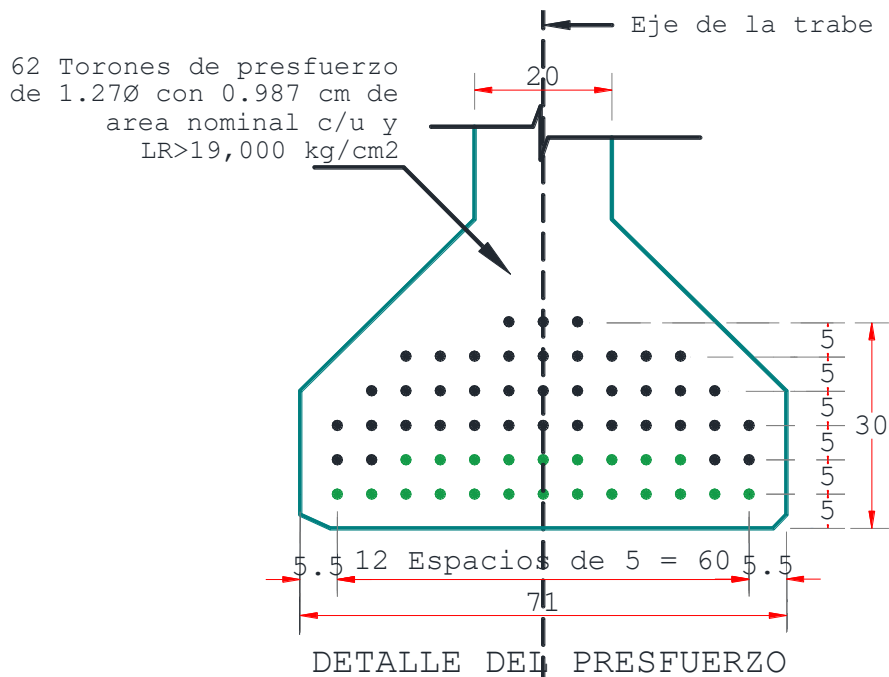
La capacidad de un torón de $\frac{1}{2}$ " ϕ con un Límite de Ruptura L.R. = 19,000 Kg/cm² (250 ksi) trabajando a 0.75 L.R. = 14,250 kg/cm² de manera permanente.

$$t = (\text{As de un toron de } 1/2") (\% \text{ al cual se hara trabajar el acero de presfuerzo}) (L. R. \text{ de un toron})$$

$$t = (0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ Ton/cm}^2) \quad t = 13.965 \text{ Ton}$$

$$\text{No. de Torones} = \frac{T}{t} \quad \text{No. de Torones} = \frac{875.00 \text{ Ton}}{13.965 \text{ Ton}} \quad \text{No. de Torones} = 62.66$$

Se utilizarán 62 Torones como se indica en el diseño.



CÁLCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO

$$y = \frac{(\text{No. Torones en el 1er lecho})(\text{Altura al lecho}) + (\text{No. Torones en el 2er lecho})(\text{Altura al lecho}) \dots etc}{\text{No. total de torones}}$$

$$y = \frac{(13 \text{ Torones})(5 \text{ cm} + 10 \text{ cm} + 15 \text{ cm}) + (11 \text{ Torones})(20 \text{ cm}) + (9 \text{ Torones})(25 \text{ cm}) + (3 \text{ Torones})(30 \text{ cm})}{62 \text{ torones}}$$

$$y = 0.14919 \text{ m}$$

Con 62 Torones tensados a 0.75 L.R.

$$\sigma_{\text{Presfuerzo}} = (\text{No. de Torones})(\text{Resistencia de tensado de un toron } 1/2" \text{ a } 0.60 \text{ L. R.})$$

$$\sigma_{\text{Presfuerzo}} = (62 \text{ Torones})(13.965 \text{ Ton/Toron}) \quad \sigma_{\text{Presfuerzo}} = 866 \text{ Ton}$$

EXCENTRICIDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO

$$e = y_i \text{ Trabe como seccion simple} - \text{centro de gravedad de los torones}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.14919 \text{ m} \qquad e = 0.77721 \text{ m}$$

IMPLEMENTACIÓN DE LA ESCUDRIA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T_{Presfuerzo}) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T_{Presfuerzo}) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right) \qquad \sigma_i = (T_{Presfuerzo}) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

$T_{Presfuerzo}$ = Fuerza de tensado de presfuerzo.

$$T_{Presfuerzo} = 866 \text{ Ton}$$

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.6923 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad.

$$e = 0.77721 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = 866 \text{ Ton} \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.77721}{0.33621 \text{ m}^3} \right) \qquad \sigma_s = -751 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 866 \text{ Ton} \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.77721}{0.32794 \text{ m}^3} \right) \qquad \sigma_s = 3,303 \text{ T/m}^2$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS EN EL CENTRO DEL CLARO, EN LA TRANSFERENCIA O A PUENTE VACÍO, CONSIDERANDO EL 10 % DE PÉRDIDAS DE PRESFUERZO EN EL MOMENTO DE LA TRANSFERENCIA DE PRESFUERZO.

Las únicas pérdidas que se consideran que han ocurrido en el momento de la transferencia de presfuerzo a la trabe son:

- **Perdidas por contracción del concreto**
- **Relajación del acero de presfuerzo**

En esta etapa se considera que el 10% de perdidas ya han ocurrido de manera instantánea, o a corto plazo.

$$\sigma_s = -751 T/m^2 \qquad \sigma_i = 3,303 T/m^2$$

$$\sigma_s = (\sigma_s)(1.00 - 0.10) \qquad \sigma_s = (-751 T/m^2)(1.00 - 0.10)$$

$$\sigma_s = (-751 T/m^2)(0.90) \qquad \sigma_s = -676 T/m^2$$

$$\sigma_i = (\sigma_i)(1.00 - 0.10) \qquad \sigma_i = (3,303 T/m^2)(1.00 - 0.10)$$

$$\sigma_i = (-3,303 T/m^2)(0.90) \qquad \sigma_i = +2,973 T/m^2$$

| ETAPAS/MOMENTO (Ton-m) | $\sigma_s(Ton/m^2)$ | | $\sigma_i(Ton/m^2)$ | | $\sigma_s(Ton/m^2)$ | |
|-----------------------------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|---------------------|-----------|
| | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado |
| Po.Po. Trabe | 987 | ----- | -1012 | ----- | ----- | ----- |
| Transferencia de Presfuerzo | -676 | 311 | 2973 | 1961 | ----- | ----- |

ESFUERZOS PERMISIBLES EN LA TRANSFERENCIA DEL PRESFUERZO -A PUENTE VACÍO

La transferencia del presfuerzo ocurre antes de que se presenten las pérdidas diferidas del presfuerzo, en el concreto pretensado, se presenta la transferencia cuando se cortan los torones o se retira la presión del gato en el elemento, en los elementos postensados se presenta la transferencia cuando se anclan los torones.

Los esfuerzos serán los regenerados por el peso del elemento y por la fuerza en los torones, reducido por las pérdidas inmediatas.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.15.2.1 (Temporary Stresses Before Losses Due to Creep and Shrinkage).

Los esfuerzos temporales previos a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción no deben exceder los siguientes valores para compresión y tensión.

COMPRESIÓN

$$0.60 f'_{ci}$$

$$f'_{ci} =$$

Resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto presforzado

$$f'_{ci} = (\text{Porcentaje de la resistencia del concreto en la transferencia})(f'_c \text{ de la trabe})$$

$$f'_{ci} = (0.95)(400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'_{ci} = 380 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.60 f'_{ci} = (0.60)(380 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0.60 f'_{ci} = 228 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.60 f'_{ci} = 2,280 \text{ Ton/m}^2$$

$$311 \text{ Ton/m}^2 < 2,280 \text{ Ton/m}^2 \text{ OK}$$

$$1,961 \text{ Ton/m}^2 < 2,280 \text{ Ton/m}^2 \text{ OK}$$

TENSIÓN

$$200 \text{ psi}$$

$$200 \text{ psi} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$200 \text{ psi} = -140 \text{ Ton/m}^2$$

$$1 \text{ psi} (\text{lb/plg}^2) = 0.70 \text{ kg/cm}^2$$

O´ también:

$$0.80 \sqrt{f'_{ci}}$$

$$f'_{ci} =$$

Resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia en el concreto presforzado

$$f'_{ci} = (\text{Porcentaje de la resistencia del concreto en la transferencia})(f'c \text{ de la trabe})$$

$$0.80\sqrt{f'_{ci}} = 0.80\sqrt{(0.95)(400 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$0.80\sqrt{380 \text{ kg/cm}^2} = 15.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.80\sqrt{f'_{ci}} = -156 \text{ Ton/m}^2$$

REVISIÓN DE ESFUERZOS TOTALES EN EL CENTRO DEL CLARO, FINALES O PERMANENTES, CONSIDERANDO QUE EL 20% DE PÉRDIDAS DE PRESFUERZO SE HAN PRESENTADO.

Se considera que todas las pérdidas de presfuerzo han ocurrido:

- **Perdidas por contracción del concreto**
- **Relajación del acero de presfuerzo**
- **Acortamiento elástico**
- **Flujo plástico del concreto**

En esta etapa se considera que el 20 % de perdidas ya han ocurrido.

$$\sigma_s = -751 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 3,303 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = (\sigma_s)(1.00 - 0.20)$$

$$\sigma_s = (-751 \text{ T/m}^2)(1.00 - 0.20)$$

$$\sigma_s = (-751 \text{ T/m}^2)(0.80)$$

$$\sigma_s = -601 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (\sigma_i)(1.00 - 0.20)$$

$$\sigma_i = (3,303 \text{ T/m}^2)(1.00 - 0.20)$$

$$\sigma_i = (-3,303 \text{ T/m}^2)(0.80)$$

$$\sigma_i = +2,642 \text{ T/m}^2$$

| ETAPAS/MOMENTO (Ton-m) | $\sigma_s(\text{Ton/m}^2)$ | | $\sigma_i(\text{Ton/m}^2)$ | | $\sigma_s(\text{Ton/m}^2)$ | |
|-----------------------------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------|----------------------------|-----------|
| | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado | Parcial | Acumulado |
| Po.Po. Trabe | 987 | ----- | -1014 | ----- | ----- | ----- |
| Transferencia de Presfuerzo | -601 | 386 | 2642 | 1628 | ----- | ----- |
| Losa y Diafragma | 550 | 936 | -564 | 1064 | ----- | ----- |
| Carga Muerta Adicional | 141 | 1077 | -266 | 798 | 186 | ----- |
| Carga Viva + I | 441 | 1518 | -829 | -31 | 580 | 766 |

ESFUERZOS PERMISIBLES PARA CARGAS DE SERVICIO (POSTERIOR A LAS PÉRDIDAS).

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.15.2.2 (Stress at Service Load After Losses Have Occurred).

ESFUERZOS PERMISIBLES

Serán los esfuerzos presentados por las cargas gravitacionales muertas y vivas.

COMPRESIÓN

$$0.40 f'c$$

$$0.40 f'c = (0.40)(400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0.40 f'c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.40 f'c = 1,600 \text{ Ton/m}^2$$

$$1,518 \text{ Ton/m}^2 \leq 1,600 \text{ Ton/m}^2 \text{ Ok}$$

TENSIÓN

$$0.80\sqrt{f'c}$$

$$0.80\sqrt{f'c} = 0.80\sqrt{400 \text{ kg/cm}^2}$$

$$0.80\sqrt{400\text{kg/cm}^2} = 16.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.80\sqrt{f'c} = -160 \text{ Ton/m}^2$$

$$-31 \text{ Ton/m}^2 \leq -160 \text{ Ton/m}^2 \text{ Ok}$$

PÉRDIDAS DEL PRESFUERZO EN EL CONCRETO

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.16.2 (Prestress Losses)

La fuerza de presfuerzo efectiva que se presenta en el elemento suele ser menor que la aplicada a través de los gatos. Esta reducción se le conoce como perdidas de presfuerzo.

Las pérdidas de presfuerzo debidas a todas las causas, excluyendo la de fricción, pueden estimarse por el siguiente método. El método está basado considerando cables de siete alambres con esfuerzo de 18,900 kg/cm² (270ksi), así como concreto de peso normal, por lo que se refiere a las propiedades de agregados ligeros y acero de presfuerzo de baja relajación en los cables.

$$\Delta f_s = C_C + AE + C_{RC} + C_{RS}$$

Dónde:

$\Delta f_s =$ Perdida total del presfuerzo, excluyendo la fricción

$C_C =$ Perdida de presfuerzo por contracción del concreto

$AE =$ Perdida de presfuerzo debido al acortamiento elástico

$C_{RC} =$ Perdida de presfuerzo debido al escurrimiento plástico del concreto

$C_{RS} =$ Perdida de presfuerzo debido a la relajación del acero de presfuerzo

CONTRACCIÓN DEL FRAGUADO-PERDIDA DIFERIDA O A LARGO PLAZO

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002.

En el inciso 9.16.2.1.1 (shrinkage)

La contracción por el secado del concreto produce una reducción en la deformación del acero del presfuerzo, igual a la deformación que produce esa contracción.

$$C_c = 1,200 - 10.60(HR)$$

Dónde:

C_c = Contracción del fraguado del concreto.

HR = Porcentaje promedio anual de la humedad relativa ambiental (%)

HR = 70% (Guerrero)

$$C_c = 1,200 - 10.60(70)$$

$$C_c = 458 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_c = 4,000 \text{ Ton/m}^2$$

ACORTAMIENTO ELÁSTICO-PERDIDA INSTANTÁNEA

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.16.2.1.2 (Elastic Shortening)

Cuando se transfiere el presfuerzo al elemento se presentará un acortamiento elástico en el concreto debido a la fuerza de compresión axial.

Se puede determinar a partir de la relación esfuerzo-deformación del concreto.

$$AE = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

Dónde:

E_s =Modulo de Elasticidad del acero de presfuerzo 2, 100,000 kg/cm²

E_{ci} = Modulo de Elasticidad del concreto.

$$E = 14,100\sqrt{f'_{ci}}$$

$$E = 14,100\sqrt{(400 \text{ kg/cm}^2)(0.95)}$$

$$E = 274,860 \text{ kg/cm}^2$$

f'_{ci} = Resistencia nominal del concreto a compresión cuando ocurre la transferencia del presfuerzo.

f_{cir} = Esfuerzo medio en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a la fuerza de presfuerzo y a la carga muerta de la trabe inmediatamente después de la transferencia.

Otro método para obtener el Módulo de elasticidad del concreto.

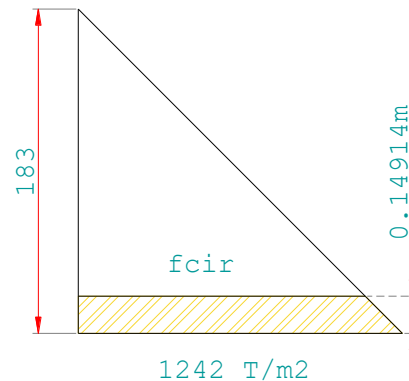
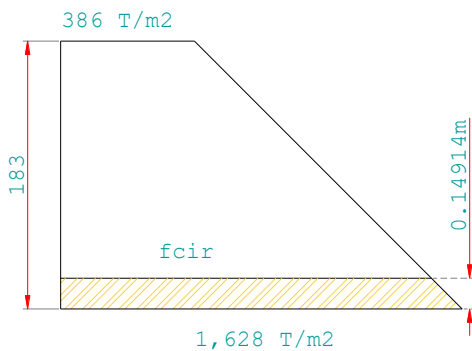
$$E_{ci} = 4,250(W)^{1.5} \sqrt{f'_{ci}}$$

$$E_{ci} = 4,250(2.4 T/m^3)^{1.5} \sqrt{(400 Kg/cm^2)(0.95)} \quad E_{ci} = 308,033 kg/cm^2$$

f_{cir} = Considerar σ_s y σ_i de los de los esfuerzos totales en el centro del claro, finales o permanentes, considerando que el 20% de pérdidas de presfuerzo se han presentado.

$$\sigma_s \text{ Acumulado de Po. Po. + Presfuerzo} \quad \sigma_s = 386 \text{ Ton}/m^2$$

$$\sigma_i \text{ Acumulado de Po. Po. + Presfuerzo} \quad \sigma_i = 1,628 \text{ Ton}/m^2$$



$$\frac{1,242 T/m^2}{1.83 m} = \frac{f_{cir}}{1.68 m}$$

$$f_{cir} = \frac{(1,242 T/m^2)(1.68 m)}{1.83 m}$$

$$f_{cir} = 1,140 T/m^2 + 386 T/m^2$$

$$f_{cir} = 1,526 T/m^2$$

$$AE = \frac{2,100,000 Kg/cm^2}{274,860 Kg/cm^2} (152.6 Kg/cm^2)$$

$$AE = 1,166 Kg/cm^2$$

$$AE = 11,660 T/m^2$$

PERDIDA POR FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO- PERDIDA DIFERIDA O A LARGO PLAZO

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.16.2.1.3 (Creep of Concrete)

Esta pérdida se presenta por la deformación del concreto entre la acción de cargas sostenidas como lo es la carga muerta y el presfuerzo.

$$C_{RC} = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

Dónde:

f_{cds} = Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad de los cables debido a todas las cargas muertas excepto la carga muerta en el momento en que se aplica el presfuerzo.

$$f_{cds} = \Sigma\sigma_s(Ton/m^2)$$

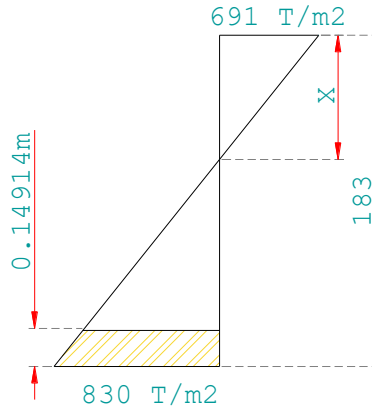
$$f_{cds} = \Sigma\sigma_i(Ton/m^2)$$

- Diafragma.
- Losa.
- Guarnición y Parapeto.
- Asfalto.

No se consideran:

- Presfuerzo.
- Po.Po. de la trabe.
- Carga Viva + I

| $\Sigma\sigma_s(Ton/m^2)$ | | $\Sigma\sigma_i(Ton/m^2)$ | |
|---------------------------|-----------------------|---------------------------|-----------------------|
| 86.00 T/m ² | Diafragma | - 88.00 T/m ² | Diafragma |
| 464.00 T/m ² | Losa | -476.00 T/m ² | Losa |
| 39.00 T/m ² | Guarnición y Parapeto | - 73.00 T/m ² | Guarnición y Parapeto |
| 102.00 T/m ² | Asfalto | -193.00 T/m ² | Asfalto |
| <hr/> | | <hr/> | |
| 691.00 T/m ² | | -830.00 T/m ² | |



$$\frac{830 T/m^2}{1.83 m - X} = \frac{691 T/m^2}{X}$$

$$(830 T/m^2)(X) = (1.83 m)(691 T/m^2) - (691 T/m^2)(X)$$

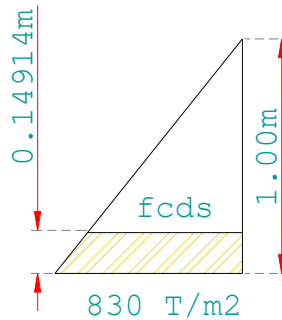
$$(830 T/m^2)(X) = (1,265 T - m/m^2) - (691 T/m^2)(X)$$

$$(830 T/m^2)(X) + (691 T/m^2)(X) = 1,265 T - m/m^2$$

$$(1,521 T/m^2)(X) = 1,265 T - m/m^2$$

$$X = \frac{1,265 T - m/m^2}{1,521 T/m^2}$$

$$X = 0.83 m$$



$$\frac{830 T/m^2}{1.00 m} = \frac{fcds}{0.85 m}$$

$$fcds = \frac{(830 T/m^2)(0.85 m)}{1.00 m}$$

$$fcds = 706 T/m^2$$

$$C_{RC} = (12)(fcir) - (7)(fcds)$$

$$C_{RC} = (12)(1,526 T/m^2) - (7)(706 T/m^2)$$

$$C_{RC} = 13,370 T/m^2$$

PERDIDA POR RELAJACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.16.2.1.4 (Relaxation of Prestressing Steel).

Cuando el acero del presfuerzo se tensa hasta los niveles usuales experimenta relajamiento, el relajamiento se puede expresar como una pérdida de esfuerzo en un material con una longitud constante.

$$C_{RS} = 350 - 0.1AE - 0.05(CC + CRC) \quad kg/cm^2$$

$$C_{RS} = 350 - 0.1(11,660 T/m^2) - 0.05(4,000 T/m^2 + 13,370 T/m^2)$$

$$C_{RS} = 350 - 0.1(1,166 Kg/cm^2) - 0.05(400 Kg/cm^2 + 1,337 Kg/cm^2)$$

$$C_{RS} = 147 kg/cm^2 \quad C_{RS} = 1,470 T/m^2$$

RESUMEN DE PÉRDIDAS

$$\Delta fs = CC + AE + CRC + CRS$$

$$\Delta fs = 4,000 T/m^2 + 11,660 T/m^2 + 13,370 T/m^2 + 1,470 T/m^2$$

$$\Delta fs = 30,500 T/m^2$$

| | |
|----------------------|----------------------------------|
| Esfuerzo Permissible | 0.75 X 19,000 kg/cm ² |
|----------------------|----------------------------------|

$$14,250 kg/cm^2$$

$$142,500 T/m^2$$

| | |
|--|---------------------------|
| Sumatoria de las perdidas por presfuerzo $\Delta fs =$ | + 30,500 T/m ² |
|--|---------------------------|

| | |
|-------------------------------|--------------------------|
| Esfuerzos Iniciales del Gateo | 173,000 T/m ² |
|-------------------------------|--------------------------|

$$\% \Delta fs = \frac{30,500 T/m^2}{173,000 T/m^2} (100 \%)$$

$$\% \Delta fs = 18.00 \% \approx 20.00 \%$$

Las perdidas consideradas por presfuerzo resultaron similares a las propuestas.

REVISIÓN POR MOMENTO ÚLTIMO

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.17 (Flexural Strength).

Se considera que elementos de concreto presforzado actuaran como elementos sin agrietamientos bajo la combinación de esfuerzos axiales y de flexión y bajo cargas específicas de servicio.

POSICIÓN DEL EJE NEUTRO

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.17.2 (Rectangular Sections)

Para secciones rectangulares o con patín cuyo eje neutro quede contenido dentro del espesor de dicho patín, la determinación del eje neutro puede quedar determinada por la siguiente ecuación.

$$\text{Eje Neutro} = \frac{(1.4)(d)(p^*)(f_{su}^*)}{f'c}$$

Dónde:

d = Distancia de la fibra mas alejada a compresion al centroide de la fuerza de presfuerzo

$$d = (\text{Peralte de la trabe} + \text{Espesor de la losa}) - \bar{y}$$

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo

$$\bar{y} = 0.14919 \text{ m}$$

p^* = Cuantía del acero de presfuerzo

f_{su}^* = Esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga ultima

$f'c$ = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = (183 \text{ cm} + 20 \text{ cm}) - 14.919 \text{ cm}$$

$$d = 188 \text{ cm}$$

CUANTÍA DEL ACERO DE PRESFUERZO

$$p^* = \frac{A_s^*}{(b)(d)}$$

Dónde:

A_s^* = Area de acero para presfuerzo

b = Ancho del patin de un elemento o ancho de su seccion rectangular

$$b = 1.265 \text{ m}$$

d = Distancia de la fibra mas alejada a compresion al centroide de la fuerza de presfuerzo

$$p^* = \frac{(No. Torones)(Área de un toron)}{(Ancho efectivo de la losa como sección compuesta)(d)}$$

$$a_s \text{ de 1 toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$p^* = \frac{(62 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)}{(126.5 \text{ cm})(188 \text{ cm})} \qquad p^* = 0.00255$$

CÁLCULO DEL ESFUERZO PROMEDIO EN EL ACERO DE PRESFUERZO A CARGA ÚLTIMA

A menos que el valor de f_{su}^* puede ser determinado con mayor exactitud mediante un análisis detallado, se podrán hacer uso de la siguiente ecuación.

$$f_{su}^* = (f'_s) \left(1 - \frac{(0.50)(p^*)(f'_s)}{f'_c} \right)$$

Dónde:

f_{su}^* = Esfuerzo medio en el acero de presfuerzo en la carga ultima

f'_s = Resistencia última del acero de presfuerzo

$$f'_s = 19,000 \text{ kg/cm}^2$$

p^* = Cuantía del acero de presfuerzo

$$p^* = 0.00255$$

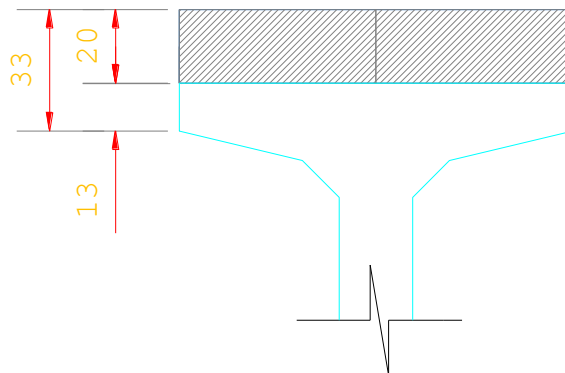
f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

$$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{su}^* = (19,000 \text{ kg/cm}^2) \left(1 - \frac{(0.50)(0.00255)(19,000 \text{ kg/cm}^2)}{400 \text{ kg/cm}^2} \right) \qquad f_{su}^* = 17,849 \text{ kg/cm}^2$$

$$Eje \text{ Neutro} = \frac{(1.4)(188 \text{ cm})(0.00255)(17,849 \text{ kg})}{400 \text{ kg/cm}^2}$$

$$Eje \text{ Neutro} = 29.95 \text{ cm}$$



$$Eje \text{ Neutro} = 29.95 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

∴ Es sección rectangular

MOMENTO ÚLTIMO RESISTENTE

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.17.2 (Rectangular Sections).

$$M_{UR} = \phi \left[(A_s^*)(f_{su}^*)(d) \left(1 - 0.6 \frac{(p^*)(f_{su}^*)}{f'c} \right) \right] (10^{-5})$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de fuerza para flexión según inciso 8.16.1.2.2 Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002.

En este caso el factor de reducción de capacidad de fuerza de la sección para flexión (ϕ) será.

$\phi = 1.00$ Para miembros de concreto presforzado precolados y producidos en fabrica

$A_s^* = (No. Torones)(\text{Área de un toron})$

$a_s \text{ de 1 toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$

(10^{-5}) Es para cambiar las unidades a Ton – m

$$M_{UR} = 1.00 \left[(62 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(17,849 \text{ kg/cm}^2)(188 \text{ cm}) \left(1 - 0.6 \frac{(0.00255)(17,849 \text{ kg/cm}^2)}{400 \text{ kg/cm}^2} \right) \right] (10^{-5})$$

$$M_{UR} = 1.00(189,967,126.20 \text{ kg/cm}^2)(10^{-5})$$

$$M_{UR} = 1,900 \text{ Ton – m}$$

MOMENTO ÚLTIMO ACTUANTE

Los elementos sujetos a combinaciones de cargas y fuerzas deberán diseñarse para el efecto combinado de.

$$\text{Grupo No. 1} = \frac{1.30}{\phi} \left(M_{CM} + \frac{5}{3} (M_{CV+I}) \right)$$

Donde:

ϕ = Factor de reducción de fuerza para flexión de acuerdo con el inciso 8.16.1.2.2 Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002.

En este caso el factor de reducción de fuerza para flexión (ϕ) será.

$\phi = 0.90$

$$M_{UA} = \frac{1.30}{0.90} \left(M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CV+I} \right)$$

MOMENTOS DE CARGA MUERTA

| | |
|-----------------------|----------------|
| TRABE | = 332.00 Ton-m |
| LOSA | = 156.00 Ton-m |
| DIAFRAGMA | = 29.00 Ton-m |
| GUARNICIÓN Y PARAPETO | = 30.00 Ton-m |
| ASFALTO | = 79.00 Ton-m |

$$M_{CM} = 626.00 \text{ Ton} - m$$

MOMENTO DE CARGA VIVA

$$M_{CV+I} = 341.00 \text{ Ton} - m$$

$$M_{UA} = \frac{1.30}{0.90} \left(626.00 \text{ Ton} - m + \frac{5}{3} (341 \text{ Ton} - m) \right) \quad M_{UA} = 1,725 \text{ Ton} - m$$

$$M_{UA} < M_{UR}$$

1,725 Ton - m < 1,900 Ton - m ∴ Se acepta el peralte de la trabe, así como el acero de presfuerzo calculo.

REVISIÓN POR CORTANTE

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.20 (Shear)

Los elementos de concreto presforzado se reforzarán para resistir los esfuerzos de tensión diagonal. El refuerzo para cortante se colocará perpendicularmente al eje del elemento.

CORTANTE EN EL APOYO

$$V_{CM} = 60.88 \text{ Ton}$$

$$V_{CV+I} = 36.00 \text{ Ton}$$

Para la zona de máximo cortante

$$V_{UA} = \frac{1.30}{0.90} \left(V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV+I} \right)$$

$$V_{UA} = \frac{1.30}{0.90} \left(60.88 \text{ Ton} + \frac{5}{3} (36.00 \text{ Ton}) \right) \quad V_{UA} = 175.00 \text{ Ton}$$

CORTANTE QUE TOMA EL CONCRETO

$$V_c = (12.60)(b')(j)(d)$$

Donde:

b' = Espesor del alma de la trabe

j = Relación de la distancia entre los centroides de compresión y tensión del peralte d

$j = 0.90$

d = Distancia de la fibra más alejada a compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo

$d = (\text{Peralte de la trabe} + \text{Espesor de la losa}) - \bar{y}$

$$d = (183 \text{ cm} + 20 \text{ cm}) - 14.919 \text{ cm} \quad d = 188 \text{ cm}$$

$$V_c = (12.60)(20 \text{ cm})(0.90)(188 \text{ cm}) \quad V_c = 42,638 \text{ kg} \quad \therefore \text{Rige}$$

También puede obtenerse de la siguiente manera

$$V_c = (0.06)(f'c)(b')(j)(d_p)$$

$$V_c = (0.06)(400 \text{ kg/cm}^2)(20 \text{ cm})(0.90)(188 \text{ cm}) \quad V_c = 81,216 \text{ kg}$$

ÁREA DEL ACERO DE CORTANTE

$$A_V = \frac{(V_u - V_C)}{2(f_{sy})(j)(d)} Sep$$

$(V_u - V_C)$ = Cortante última – Cortante que toma el concreto

f_{sy} = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo en compresión no presforzado

$$f_{sy} = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_V = \frac{(175,000 \text{ kg} - 42,638 \text{ kg})}{2(4,200 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(188 \text{ cm})} Sep \quad A_V = 0.09 \text{ cm Sep} \quad \therefore \text{Rige}$$

También puede obtenerse de la siguiente manera

$$A_V = \frac{7(b')}{f_{sy}} Sep$$

$$A_V = \frac{7(20 \text{ cm})}{4,200 \text{ kg/cm}^2} Sep \quad A_V = 0.03 \text{ cm Sep}$$

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO DULCE PARA RESISTIR EL CORTANTE

$$Sep = \frac{2(a_s)}{A_V}$$

Sep = Separación del acero dulce

a_s = Diámetro del acero nominal de la varilla

A_V = Área del acero de cortante

$$Sep = \frac{2(0.71 \text{ cm}^2)}{0.09 \text{ cm}} \quad S = 15.79 \text{ cm}$$

∴ Se colocaron E#3@15cm, en el apoyo (2.55 m) medido en 1/8's será del apoyo a 1/8 del claro.

E#3@20 cm, de 1/8 del claro a 1/4 del claro.

E#3@25 cm, de 1/4 del claro a 3/8 del claro.

E#3@30 cm, de 3/8 del claro a 1/2 del claro.

REVISIÓN DE LOS AMARRES ENTRE LA LOSA Y LOS CONECTORES O ESTRIBOS VERTICALES DE LAS TRABES (CORTANTE HORIZONTAL)

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 9.20.4 (Horizontal Shear Design-Composite Flexural Members).

En estructuras compuestas, en las cuales se considere que la losa de piso forma parte integral de las trabes, estas deberán incluir un amarre que permita transmitir el esfuerzo cortante horizontal a lo largo de la superficie de contacto, evitando la separación entre estos elementos.

TRANSFERENCIA DEL ESFUERZO CORTANTE HORIZONTAL

Se podrá considerar que la transferencia del cortante ultimo horizontal será completa, cuando la superficie de contacto se encuentre limpia e intencionalmente rugosa, esta deberá de contar con un número mínimo de estribos o conectores verticales. Todos los estribos o conectores verticales deberán estar completamente anclados dentro de las partes interconectadas, y el alma de los miembros se diseñará para resistir todo el cortante vertical.

CORTANTE ÚLTIMO HORIZONTAL

El esfuerzo cortante entre la superficie de contacto entre la trabe y la losa se calculará con la siguiente expresión:

$$v = \frac{(V_{\text{última}})(Q)}{(I)(b)}$$

Donde:

v = Fluctuación del esfuerzo cortante horizontal por centímetro lineal, en la unión de la losa y la trabe, de la sección considerada del claro.

$V_{\text{última}}$ = Fluctuación de la fuerza cortante originada por la carga viva + impacto. en cualquier sección, es igual a la diferencia entre los valores mínimos y máximos de la envolvente. (excluyendo las cargas muertas).

$V_{\text{última}} = 175.00 \text{ Ton}$

$V_{\text{última}} = 175,000 \text{ kg}$

Anteriormente calculado.

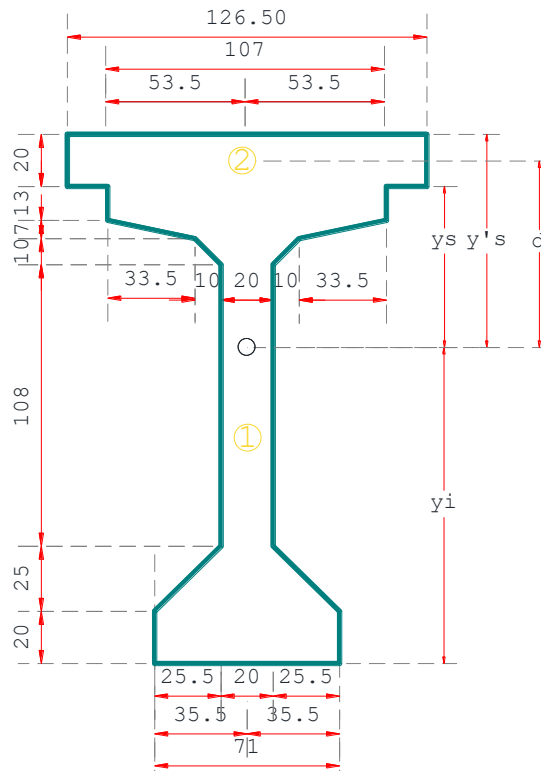
Q = Momento estático (respecto del eje neutro de la sección compuesta del área transformada de concreto sujeta a compresión, o bien del área del acero de refuerzo ahogada en el concreto, para momento negativo).

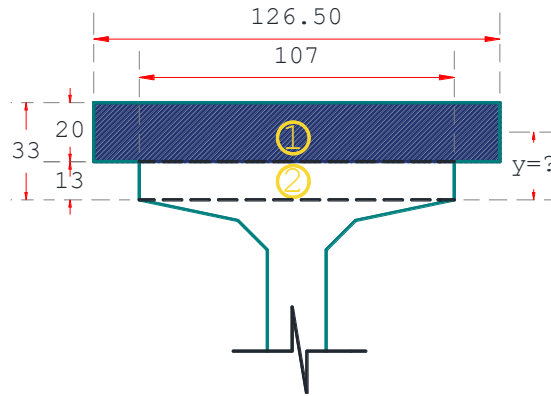
I = Momento de inercia del área transformada de la trabe compuesta, en las zonas de momento positivo, o el momento de inercia de la viga de acero, incluyendo o excluyendo el área del acero de refuerzo ahogada en el concreto, en zonas de momento negativo.

$I = 0.49130 \text{ m}^4$ $I = 49,130,000.00 \text{ cm}^4$ Anteriormente calculado.

b = Ancho efectivo de la losa como sección compuesta

$b = 1.265 \text{ m}$ $b = 126.50 \text{ cm}$





| CARACTERISTICAS GEOMETRICAS | | | | |
|-----------------------------------|--|----------------------|-----------------|-------------------------------------|
| FIGURA (cm) | AREA (m ²) | | CENTROIDE y (m) | (A)(y) (m ³) |
| No.1 (Losa) | (1.265m)(0.200m) =0.253m ² | | 0.230m | 0.05819 |
| No.2 (Patin superior de la Trabe) | (1.070m)(0.130m) 0.1391m ² | | 0.065m | 0.00904 |
| Σ = | 0.39210 | m² | Σ = | 0.06723 m³ |

$$y_i = \frac{\Sigma(A)(y)}{\Sigma(A)}$$

$$y_i = \frac{0.06723 \text{ m}^3}{0.39210 \text{ m}^2}$$

$$y_i = 0.17146 \text{ m}$$

OBTENCIÓN DE “d”

$$d = y_s + y_i$$

Donde:

$y_s =$ De la seccion compuesta

$$y_s = 0.635 \text{ m}$$

Anteriormente calculado.

$$d = 0.635 \text{ m} + 0.17146 \text{ m}$$

$$d = 0.80646 \text{ m}$$

$$d = 80.65 \text{ cm}$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO ESTÁTICO (Q)

$$Q = (A)(d)$$

$$A = 0.3921 \text{ m}^2$$

$$A = 3,921 \text{ cm}^2$$

$$Q = (3,921 \text{ cm}^2)(80.65 \text{ cm})$$

$$Q = 316,229 \text{ cm}^3$$

Sabiendo el momento de inercia de la sección compuesta y el momento estático se puede obtener la fluctuación del esfuerzo cortante horizontal por centímetro lineal.

$$v = \frac{(175,000 \text{ kg})(316,229 \text{ cm}^3)}{(49,130,000.00 \text{ cm}^4)(126.50 \text{ cm})}$$

$$v = 8.90 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZO CORTANTE HORIZONTAL PERMISIBLE

Cuando la superficie de los elementos en contacto, sean limpias y artificialmente rugosas el esfuerzo cortante horizontal permisible será.

$$v_{\text{permisible}} = 21 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo cual.

$$8.90 \text{ kg/cm}^2 \leq 21 \text{ Kg/cm}^2$$

Lo cual nos indica que el esfuerzo cortante horizontal se encuentra dentro de lo permisible.

CONECTORES O ESTRIBOS VERTICALES MÍNIMOS

El esfuerzo del alma de la viga deberá de prolongarse dentro de la losa de piso colada en el sitio.

El área de acero de refuerzo mínimo vertical no será menor que 2V#3c@30 cm.

El refuerzo del alma podrá usarse para satisfacer los requisitos de los estribos o conectores verticales si es que cumplen con los requerimientos respectivos.

∴ Se colocaron E#3@15cm, en el apoyo (2.55 m) medido en 1/8's será del apoyo a 1/8 del claro.

E#3@20 cm, de 1/8 del claro a 1/4 del claro.

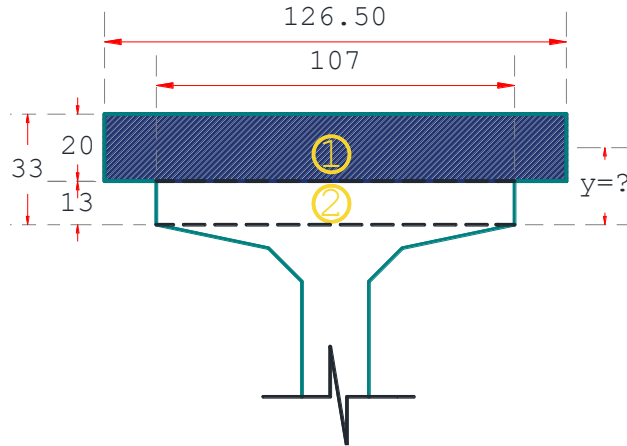
E#3@25 cm, de 1/4 del claro a 3/8 del claro.

E#3@30 cm, de 3/8 del claro a 1/2 del claro.

Por lo cual se considera adecuado.

ESPACIAMIENTO DE LOS ESTRIBOS VERTICALES MÁXIMO

El espaciamiento de los estribos verticales no será mayor que 4 veces el espesor medio del patín de la losa que forma la sección compuesta y en ningún caso mayor que 60cm.



$$S = \frac{(4)(\text{Espesor de la losa})(\text{Espesor del patín de la trabe})}{2}$$

$$S = \frac{(4)(0.20 \text{ m})(0.13 \text{ m})}{2}$$

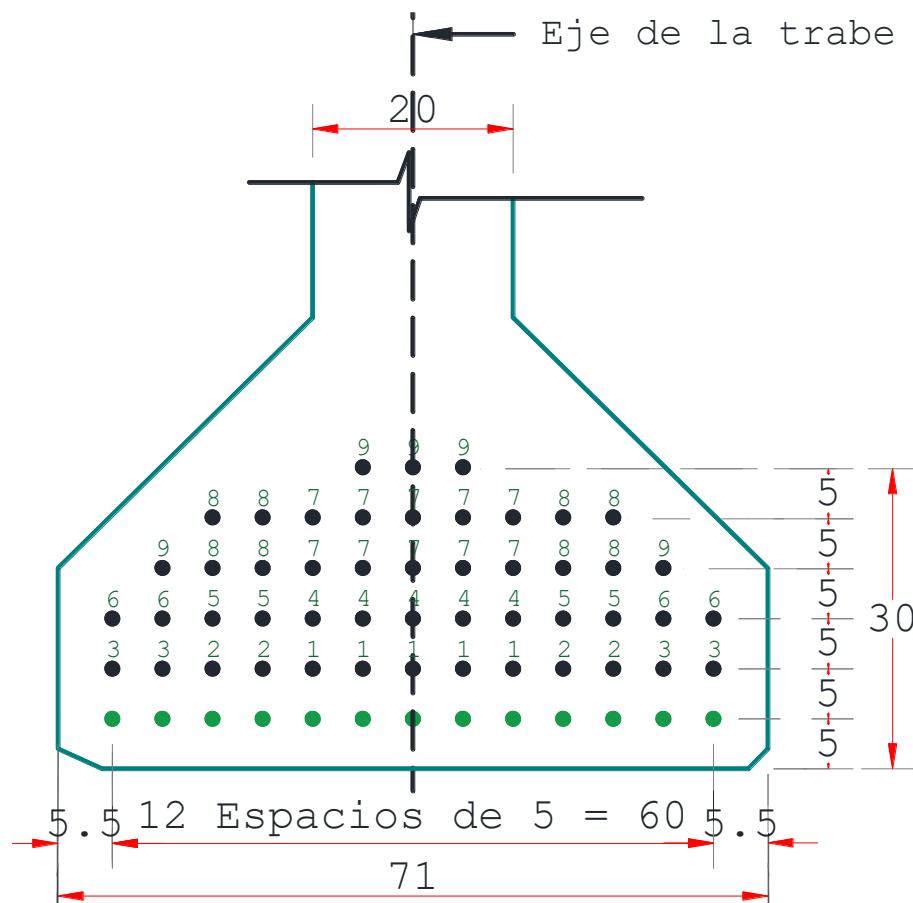
$$S = 0.66 \text{ m}$$

El espaciamiento propuesto es menor que el espaciamiento máximo permisible de los estribos verticales, por lo cual se considera adecuado.

ENCAMISADO DE TORONES

La cantidad de acero de presfuerzo en un elemento presforzado - pretensado se rige por las condiciones de flexión más críticas, tanto en niveles de servicio como finales. En el caso de elementos simplemente apoyados (isostáticos), la sección que rige el diseño es la del centro del claro por lo que, en los extremos del elemento, si no se desviaron los torones (como pasa en elemento con presfuerzo – postensado), el presfuerzo es excesivo y en la mayoría de los casos se sobrepasen los esfuerzos permisibles. El instante más crítico se presenta durante la transferencia de presfuerzo al elemento prefabricado, donde el concreto aún no ha alcanzado el cien por ciento de la resistencia, y la única carga que contrarresta la acción del presfuerzo es el peso propio. La solución a esto es encamisar o enductar algunos torones en los extremos para eliminar la acción del presfuerzo. En este análisis las pérdidas que deben considerarse son las instantáneas o iniciales.

En la siguiente figura se muestra el acomodo de los 62 torones en la trabe, así como la numeración por torones enductados en cada sección:



Por experiencia en elementos simplemente apoyados normalmente se prolongan sin doblar hasta dentro del apoyo cuando menos la tercera parte del acero refuerzo de presfuerzo de tensión para momento positivo máximo.

El diseñador propuso dejar 13 torones corridos a todo lo largo de la trabe en el 1er lecho de torones de la trabe. por lo cual se desadheriran 49 torones.

Se enductaron los 49 torones como se muestra en la siguiente tabla.

| RESUMEN DE LONGITUDES DE ADHERENCIA Y DESADHERENCIA DE CADA GRUPO DE TORONES ENDUCTADOS O ENCAMISADOS | | | | | | | | | |
|--|---|----------------------|--------------------------|---|-----------------|---|---|----------------------|---|
| | $X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60cm$ | | | | | $L_m = \frac{(L + \text{Ancho de la culata})}{2}$ | | $L_d = L_m - X$ | |
| Grupo de Torones | No. Torones por Grupo | No. Total de torones | Longitud adherida de los | | | mas una longitud de seguridad | | Longitud desadherida | |
| 10 | 0 | 0 | 0.00 | m | X ₁₀ | 0.00 | m | 0.00 | m |
| 9 | 5 | 5 | 6.28 | m | X ₉ | 20.40 | m | 14.12 | m |
| 8 | 8 | 9 | 8.22 | m | X ₈ | 20.40 | m | 12.18 | m |
| 7 | 10 | 13 | 9.76 | m | X ₇ | 20.40 | m | 10.64 | m |
| 6 | 4 | 18 | 11.38 | m | X ₆ | 20.40 | m | 9.02 | m |
| 5 | 4 | 22 | 12.51 | m | X ₅ | 20.40 | m | 7.89 | m |
| 4 | 5 | 26 | 13.55 | m | X ₄ | 20.40 | m | 6.85 | m |
| 3 | 4 | 36 | 15.84 | m | X ₃ | 20.40 | m | 4.56 | m |
| 2 | 4 | 44 | 17.45 | m | X ₂ | 20.40 | m | 2.95 | m |
| 1 | 5 | 49 | 18.38 | m | X ₁ | 20.40 | m | 2.02 | m |
| Total = | 49 | | | | | | | | |

Donde:

X = Longitud adherida de los torones

A_d = Grupo de torones desadheridos

A_t = Presfuerzo total de los torones

L = Longitud del Claro

L_m = La mitad de la longitud total de la trabe

L_d = Longitud desadherida de los torones

A continuación, se muestra cómo se obtuvo la longitud adherida de cada grupo de torones que se pretende encamisar o enductar.

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm}$$

$$X_1 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_1 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{5 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_1 = 6.28 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_2 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{9 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_2 = 8.22 \text{ m}$$

$$X_3 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_3 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{13 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_3 = 9.76 \text{ m}$$

$$X_4 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_4 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{18 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_4 = 11.38 \text{ m}$$

$$X_5 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_5 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{22 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_5 = 12.51 \text{ m}$$

$$X_6 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_6 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{26 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_6 = 13.55 \text{ m}$$

$$X_7 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_7 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{36 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_7 = 15.84 \text{ m}$$

$$X_8 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_8 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{44 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_8 = 17.45 \text{ m}$$

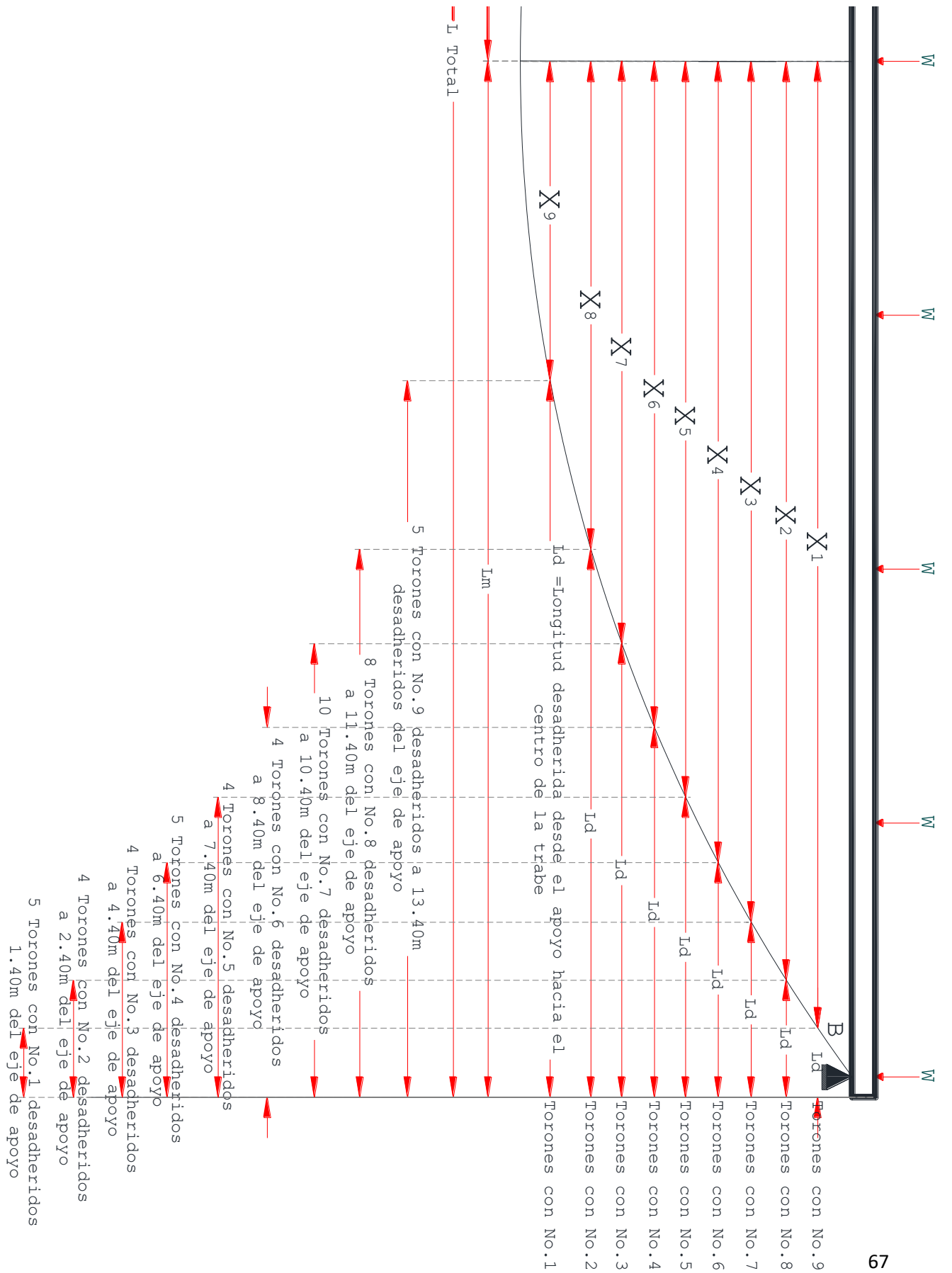
$$X_9 = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60 \text{ cm} \quad X_9 = \frac{40.00 \text{ m}}{2} \sqrt{\frac{49 \text{ Torones}}{62 \text{ Torones}}} + 0.60 \text{ m} \quad X_9 = 18.38 \text{ m}$$

$$L_m = \frac{(L + \text{Ancho de la Culata})}{2}$$

Nota: La longitud extra a partir del punto de apoyo en los extremos de las traveses es de 0.40m por lado de la trabe.

$$L_m = \frac{(40.00 \text{ m} + 0.80 \text{ m})}{2}$$

$$L_m = 20.40 \text{ m}$$



Se propone dejar 13 torones totalmente adheridos y desadherir 49 torones formados en los siguientes grupos: 5 torones en el primer grupo, 4 torones en el segundo grupo, 4 torones en el tercer grupo, 5 torones en el cuarto grupo, 4 torones en el quinto grupo, 4 torones en el sexto grupo, 10 torones en el séptimo grupo, 8 torones en el octavo grupo y 5 torones en el noveno grupo.

OBTENCIÓN DEL CENTROIDE DE LOS TORONES DESADHERIDOS POR GRUPOS

Primer grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, mas 5 torones desadheridos en el primer grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)+(No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)...etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm)+(5\ Torones)(10\ cm)}{18\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.06389\ m$$

Segundo grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)+(No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)...etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm)+(9\ Torones)(10\ cm)}{22\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.07045\ m$$

Tercer grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)+(No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho)...etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm)+(13\ Torones)(10\ cm)}{26\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.07500\ m$$

Cuarto grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (5\ Torones)(15\ cm)}{31\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.08710\ m$$

Quinto grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto grupo, más 4 torones desadheridos en el quinto grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (9\ Torones)(15\ cm)}{35\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.09429\ m$$

Sexto grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto grupo, más 4 torones desadheridos en el quinto grupo, más 4 torones desadheridos en el sexto grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (13\ Torones)(15\ cm)}{39\ Torones} \qquad \bar{y} = 0.10000\ m$$

Séptimo grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto

grupo, más 4 torones desadheridos en el quinto grupo, mas 4 torones desadheridos en el sexto grupo, mas 10 torones desadheridos en el séptimo grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (13\ Torones)(15\ cm) + (5\ Torones)(20\ cm) + (5\ Torones)(25\ cm)}{49\ Torones}$$

$$\bar{y} = 0.12551\ m$$

Octavo grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto grupo, más 4 torones desadheridos en el quinto grupo, mas 4 torones desadheridos en el sexto grupo, mas 10 torones desadheridos en el séptimo grupo, mas 8 torones desadheridos en el octavo grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (13\ Torones)(15\ cm) + (9\ Torones)(20\ cm) + (9\ Torones)(25\ cm)}{57\ Torones}$$

$$\bar{y} = 0.13947\ m$$

Noveno grupo de torones enductados o encamisados.

El centroide será el correspondiente a 13 torones completamente adheridos en el primer lecho, más 5 torones desadheridos en el primer grupo, más 4 torones desadheridos en el segundo grupo, más 4 torones desadheridos en el tercer grupo, más 5 torones desadheridos en el cuarto grupo, más 4 torones desadheridos en el quinto grupo, mas 4 torones desadheridos en el sexto grupo, mas 10 torones desadheridos en el séptimo grupo, mas 8 torones desadheridos en el octavo grupo, mas 5 torones desadheridos en el noveno grupo.

$$\bar{y} = \frac{(No.Torones\ adheridos\ en\ el\ 1er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) + (No.Torones\ desadheridos\ en\ el\ 2er\ lecho)(Altura\ al\ lecho) \dots etc}{No.Total\ de\ torones}$$

$$\bar{y} = \frac{(13\ Torones)(5\ cm) + (13\ Torones)(10\ cm) + (13\ Torones)(15\ cm) + (11\ Torones)(20\ cm) + (9\ Torones)(25\ cm) + (3\ Torones)(30\ cm)}{62\ Torones}$$

$$\bar{y} = 0.14274 \text{ m}$$

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

EN LA ZONA DE LOS APOYOS (13 TORONES ADHERIDOS EN TODA LA LONGITUD DE LA TRABE)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L. R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L. R. = Limite de ruptura de un toron

$$L. R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L. R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10% de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (13 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (13 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90)$$

$$T = 163.39 \text{ Ton}$$

$$T = 163.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

$$y_i = 0.92640 \text{ m}$$

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los torones que se dejaron corridos o adheridos

$$\bar{y} = \frac{(\text{No. Torones adheridos en el 1er lecho})(\text{Altura al lecho})}{\text{No. Total de torones del 1er lecho}}$$

$$\bar{y} = \frac{(13 \text{ Torones})(0.05 \text{ m})}{13 \text{ Torones}}$$

$$\bar{y} = 0.05 \text{ m}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.05 \text{ m}$$

$$e = 0.8764 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.87640 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (163 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.69230 \text{ m}^2} - \frac{0.87640 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -189 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (163 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.69230 \text{ m}^2} + \frac{0.87640 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 671 \text{ T/m}^2$$

Estos esfuerzos deben ser menores que los esfuerzos permisibles en la transferencia.

$$\sigma_s = -189 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 671 \text{ T/m}^2$$

COMPRESIÓN

$$0.60 f'_{ci}$$

f'_{ci} = (Porcentaje de la resistencia del concreto en la transferencia)($f'c$ de la trabe)

$$f'_{ci} = (0.95)(400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'_{ci} = 380 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.60 f'_{ci} = (0.60)(380 \text{ kg/cm}^2)$$

$$0.60 f'_{ci} = 228 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.60 f'_{ci} = 2,280 \text{ Ton/m}^2$$

$$671 \text{ T/m}^2 \leq 2,280 \text{ Ton/m}^2 \text{ Ok}$$

TENSIÓN

Fibra extrema en tensión en extremos de miembros simplemente apoyados

$$1.6\sqrt{f'_{ci}}$$

$$f'_{ci} = (\text{Porcentaje de la resistencia del concreto en la transferencia})(f'c \text{ de la trabe})$$

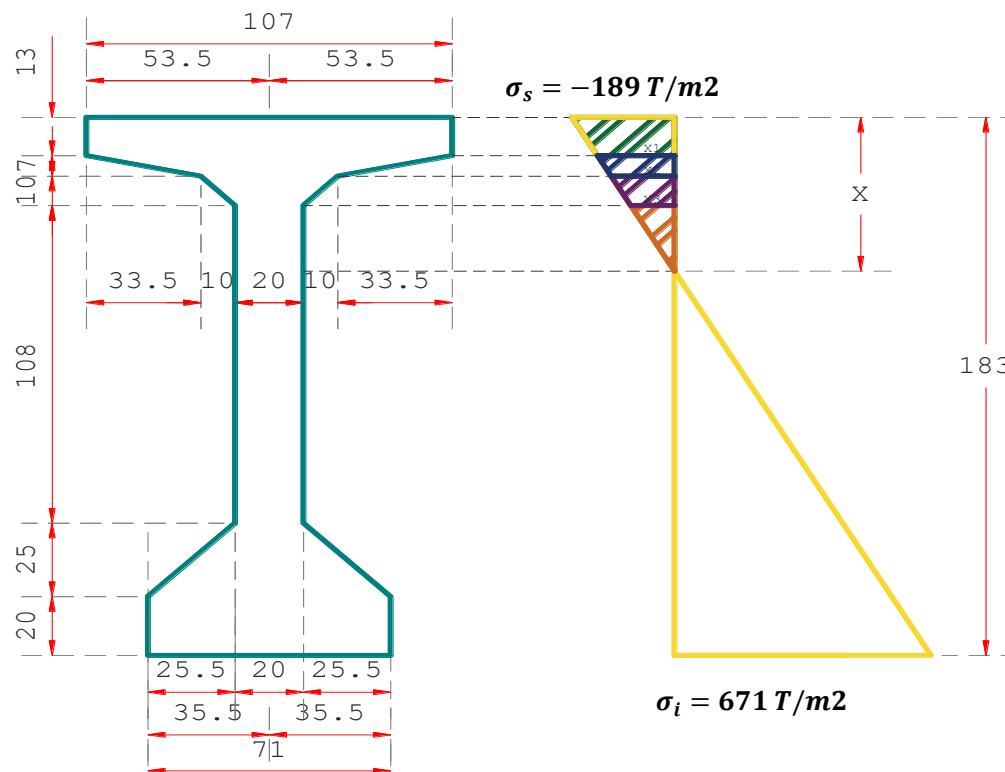
$$1.6\sqrt{f'_{ci}} = 1.6\sqrt{(0.95)(400 \text{ kg/cm}^2)} \quad 1.6\sqrt{380 \text{ kg/cm}^2} = -31.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.6\sqrt{f'_{ci}} = -312 \text{ Ton/m}^2$$

$$-189 \text{ Ton/m}^2 \leq -312 \text{ Ton/m}^2 \text{ Ok}$$

CALCULO DEL ACERO DULCE EN LOS EXTREMOS

Las tensiones que se presentan en la fibra superior de la trabe (-188 T/m^2), se absorberán con acero de refuerzo dulce, el cual se colocara en el lecho superior de la trabe (acero por temperatura) para contrarrestar estos esfuerzos de tensión.



$$\frac{671 T/m^2}{1.83 m - X} = \frac{189 T/m^2}{X}$$

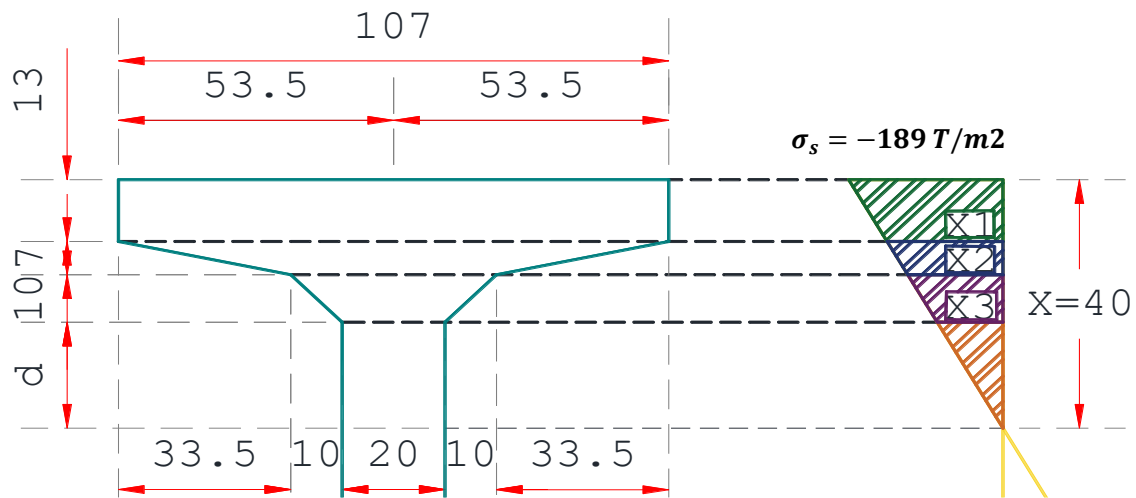
$$(671 T/m^2)(X) = (1.83 m)(189 T/m^2) - (189 T/m^2)(X)$$

$$(671 T/m^2)(X) = (345.87 T - m/m^2) - (189 T/m^2)(X)$$

$$(671 T/m^2)(X) + (189 T/m^2)(X) = 345.87 T - m/m^2$$

$$(860 T/m^2)(X) = (345.87 T - m/m^2)$$

$$X = \frac{345.87 T - m/m^2}{860 T/m^2} \quad X = 0.40 m$$



Para determinar el acero de refuerzo de acero dulce necesario para contrarrestar los esfuerzos de tensión en la parte superior de la trabe, se debe determinar la fuerza necesaria para contrarrestar dichos efectos.

$$X_1 = \frac{(0.40 m - 0.13 m)(189 T/m^2)}{0.40 m}$$

$$X_1 = 127.58 T/m^2$$

$$X_2 = \frac{(0.40 m - 0.13 m - 0.07 m)(189 T/m^2)}{0.40 m}$$

$$X_2 = 94.50 T/m^2$$

$$X_3 = \frac{(0.40 m - 0.13 m - 0.07 m - 0.10 m)(189 T/m^2)}{0.40 m}$$

$$X_3 = 47.25 T/m^2$$

Obtención de un esfuerzo promedio por área.

Esfuerzo promedio en la primera área

$$\sigma_1 = \frac{189 \text{ T/m}^2 + 127.58 \text{ T/m}^2}{2} \qquad \sigma_1 = 158.29 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo promedio en la segunda área

$$\sigma_2 = \frac{127.58 \text{ T/m}^2 + 94.50 \text{ T/m}^2}{2} \qquad \sigma_2 = 111.04 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo promedio en la tercera área

$$\sigma_3 = \frac{94.50 \text{ T/m}^2 + 47.25 \text{ T/m}^2}{2} \qquad \sigma_3 = 70.88 \text{ T/m}^2$$

Esfuerzo promedio en la tercera área

$$\sigma_4 = \frac{47.25 \text{ T/m}^2}{2} \qquad \sigma_4 = 23.63 \text{ T/m}^2$$

Obteniendo el área en la que influyen dichos esfuerzos.

Área No.1

$$A_1 = (1.07 \text{ m})(0.13 \text{ m}) \qquad A_1 = 0.14 \text{ m}^2$$

Área No.2

$$A_2 = \frac{0.40 \text{ m} + 1.07 \text{ m}}{2} (0.07 \text{ m}) \qquad A_2 = 0.05 \text{ m}^2$$

Área No.3

$$A_3 = \frac{0.40 \text{ m} + 0.20 \text{ m}}{2} (0.10 \text{ m}) \qquad A_3 = 0.03 \text{ m}^2$$

Área No.4

$$A_4 = (0.10 \text{ m})(0.20 \text{ m}) \qquad A_4 = 0.02 \text{ m}^2$$

Obteniendo de las fuerzas que generan los efectos de tensión.

$$F_1 = (\sigma_1)(A_1)$$

Fuerza No.1

$$F_1 = (158.29 \text{ T/m}^2)(0.14 \text{ m}^2) \qquad F_1 = 22.16 \text{ Ton}$$

$$F_2 = (\sigma_2)(A_2)$$

Fuerza No.2

$$F_2 = (111.04 \text{ T/m}^2)(0.05 \text{ m}^2)$$

$$F_2 = 5.55 \text{ Ton}$$

$$F_3 = (\sigma_3)(A_3)$$

Fuerza No.3

$$F_3 = (70.88 \text{ T/m}^2)(0.03 \text{ m}^2)$$

$$F_3 = 2.13 \text{ Ton}$$

$$F_4 = (\sigma_4)(A_4)$$

Fuerza No.4

$$F_4 = (23.63 \text{ T/m}^2)(0.02 \text{ m}^2)$$

$$F_4 = 0.47 \text{ Ton}$$

FUERZA TOTAL

$$F_1 = 22.16 \text{ Ton}$$

$$F_2 = 5.55 \text{ Ton}$$

$$F_3 = 2.13 \text{ Ton}$$

$$F_4 = 0.47 \text{ Ton}$$

$$F_{Total} = 30.31 \text{ Ton}$$

$$F_{Total} = 30.31 \text{ Ton}$$

$$F_{Total} = 30,310 \text{ kg}$$

ÁREA DE ACERO DE REFUERZO DULCE PARA CONTRARRESTAR LOS EFECTOS DE TENSION EN LA PARTE SUPERIOR DE LA TRABE

$$A_s = \frac{(1.25)(\sigma_{Tension})}{f_y}$$

f_y = Limite de fluencia del acero de refuerzo, especificado.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{Tension} = 30,310 \text{ kg}$$

1.25 = Se incrementan los Esfuerzos de tensión un 25%

$$A_s = \frac{(1.25)(30,310 \text{ kg})}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

$$A_s = 9.02 \text{ cm}^2$$

Se proponen V#8c

$$a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$No. Varillas = \frac{A_s}{a_s}$$

$$No. Varillas = \frac{9.02 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2}$$

$$No. Varillas = 1.78$$

$$No. Varillas = 2$$

Se colocarán 2V#8c en el lecho superior de la trabe a todo lo largo de la misma.

GRUPOS DE ENCAMISADO DE TORONES

| GRUPOS DE ENCAMISADO DE TORONES | | | | | | | | | |
|---------------------------------|--|----------------------|--------------------------|---|-----------------|---|---|----------------------|---|
| | $X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}} + 60\text{cm}$ | | | | | $L_m = \frac{(L + \text{Ancho de la culata})}{2}$ | | $L_d = L_m - X$ | |
| Grupo de Torones | No. Torones por Grupo | No. Total de torones | Longitud adherida de los | | | mas una longitud de seguridad | | Longitud desadherida | |
| 10 | 0 | 0 | 0.00 | m | X ₁₀ | 0 | m | 0.00 | m |
| 9 | 5 | 5 | 7.00 | m | X ₉ | 20.4 | m | 13.40 | m |
| 8 | 8 | 9 | 9.00 | m | X ₈ | 20.4 | m | 11.40 | m |
| 7 | 10 | 13 | 10.00 | m | X ₇ | 20.4 | m | 10.40 | m |
| 6 | 4 | 18 | 12.00 | m | X ₆ | 20.4 | m | 8.40 | m |
| 5 | 4 | 22 | 13.00 | m | X ₅ | 20.4 | m | 7.40 | m |
| 4 | 5 | 26 | 14.00 | m | X ₄ | 20.4 | m | 6.40 | m |
| 3 | 4 | 36 | 16.00 | m | X ₃ | 20.4 | m | 4.40 | m |
| 2 | 4 | 44 | 18.00 | m | X ₂ | 20.4 | m | 2.40 | m |
| 1 | 5 | 49 | 19.00 | m | X ₁ | 20.4 | m | 1.40 | m |
| Total = | 49 | | | | | | | | |

Estas distancias se cerraron a distancias más practicas por fines prácticos

Donde:

X = Longitud adherida de los torones

A_d = Grupo de Torones desadheridos

A_t = Presfuerzo total de los torones

L = Longitud del Claro

L_m = La mitad de la longitud total de la trabe

L_d = Longitud desadherida de los torones

GRUPO NO.1 DE 5 TORONES, DESADHERIDOS A 1.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1.40 \text{ m}}{(0.50)(40.00 \text{ m})}\right)^2$$

$$R = 0.13510$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \quad \sigma_{sc} = 2,119 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \quad \sigma_{ic} = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \quad \sigma_{sc} = (0.13510)(2,119 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{sc} = 287 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \quad \sigma_{ic} = (0.13510)(-2,671 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{ic} = -361 \text{ T/m}^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (13 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe.

$$\sigma_s = -189 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos en los apoyos}$$

$$\sigma_i = 671 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos en los apoyos}$$

A la izquierda de la sección (18 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se van a desadherir en el primer grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\% \text{ de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente} = 0.75$$

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10% de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (18 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (18 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 226.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

$e =$ Excentricidad del acero de presfuerzo

$y_i =$ Centroide de la trabe como sección simple

$\bar{y} =$ Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se van a desadherir en el grupo No.1.

$$y_i = 0.92640m$$

$$\bar{y} = 0.06389m$$

Anteriormente calculado

$$e = 0.92640 m - 0.06389 m$$

$$e = 0.86251 m$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_s \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

$\sigma_s =$ Esfuerzo Superior

$\sigma_i =$ Esfuerzo Inferior

$T =$ Fuerza de tensado.

$A =$ Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 m^2$$

$e =$ Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.86251 m$$

$S_i =$ Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 m^3$$

$S_s =$ Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_s = 0.33621 m^3$$

$$\sigma_s = (226 Ton) \left(\frac{1}{0.69230 m^2} - \frac{0.86251 m}{0.33621 m^3} \right)$$

$$\sigma_s = -253 T/m^2$$

$$\sigma_i = (226 Ton) \left(\frac{1}{0.69230 m^2} + \frac{0.86251 m}{0.32794 m^3} \right)$$

$$\sigma_i = 921 T/m^2$$

RESUMEN

A la derecha de la sección

$$\sigma_s = 287 T/m^2 - 189 T/m^2$$

$$\sigma_s = 98 T/m^2$$

$$\sigma_i = -361 T/m^2 + 671 T/m^2$$

$$\sigma_i = 310 T/m^2$$

A la izquierda de la sección

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 287 T/m^2 - 253 T/m^2 & \sigma_s &= 34 T/m^2 \\ \sigma_i &= -361 T/m^2 + 921 T/m^2 & \sigma_i &= 560 T/m^2 \end{aligned}$$

Como no existen tensiones tanto a la derecha de la sección como a la izquierda, se acepta el grupo No.1

GRUPO NO.2 DE 4 TORONES, DESADHERIDOS A 2.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{3.08 m}{(0.50)(40.00 m)}\right)^2 \qquad R = 0.2256$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\begin{aligned} \sigma_{sc} &= \text{Esfuerzo superior por carga} & \sigma_{sc} &= 2,119 T/m^2 \\ \sigma_{ic} &= \text{Esfuerzo inferior por carga} & \sigma_{ic} &= -2,671 T/m^2 \\ \sigma_{sc} &= (R)(\sigma_{sc}) & \sigma_{sc} &= (0.2256)(2,119 T/m^2) & \sigma_{sc} &= 478 T/m^2 \\ \sigma_{ic} &= (R)(\sigma_{ic}) & \sigma_{ic} &= (0.2256)(-2,671 T/m^2) & \sigma_{ic} &= -603 T/m^2 \end{aligned}$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (18 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados.

$$\begin{aligned} \sigma_s &= -253 T/m^2 & \text{Esfuerzos de los 18 torones a la derecha de la sección} \\ \sigma_i &= 921 T/m^2 & \text{Esfuerzos de los 18 torones a la derecha de la sección} \end{aligned}$$

A la izquierda de la sección (22 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se van a desadherir en el segundo grupo.

FUERZA DE TENSADO(PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10 % de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (22 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (22 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 277.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No,1, mas 4 torones que se van a desadherir en el grupo No.2.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.0745 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.0745 \text{ m} \quad e = 0.85595 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_s \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.85595 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_s = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_s = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (277 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.85595 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right) \quad \sigma_s = -305 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (277 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.85595 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right) \quad \sigma_i = 1,123 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha de la sección

$$\sigma_s = 478 \text{ T/m}^2 - 253 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_s = 225 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -603 \text{ T/m}^2 + 921 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_i = 318 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 478 \text{ T/m}^2 - 305 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_s = 173 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -603 \text{ T/m}^2 + 1,123 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_i = 520 \text{ T/m}^2$$

Como no existen tensiones tanto a la derecha de la sección como a la izquierda, se acepta el grupo No.2

GRUPO NO.3 DE 4 TORONES, DESADHERIDOS A 4.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)} \right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{4.40 \text{ m}}{(0.50)(40.00 \text{ m})} \right)^2 \quad R = 0.3916$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \quad \sigma_{sc} = 2,119 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \quad \sigma_{ic} = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \quad \sigma_{sc} = (0.3916)(2,119 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{sc} = 830 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \quad \sigma_{ic} = (0.3916)(-2,671 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{ic} = -1,046 \text{ T/m}^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (22 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados.

$$\sigma_s = -305 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos de los 22 torones a la derecha de la sección}$$

$$\sigma_i = 1,123 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos de los 22 torones a la derecha de la sección}$$

A la izquierda de la sección (26 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se van a desadherir en el tercer grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\% \text{ de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente} = 0.75$$

L. R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10 % de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (26 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (26 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 327.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

$e =$ Excentricidad del acero de presfuerzo

$y_i =$ Centroide de la trabe como sección simple

$\bar{y} =$ Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, mas 4 torones que se van a desadherir en el grupo No.3.

$$y_i = 0.92640 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 0.075 \text{ m}$$

Anteriormente calculado

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.07500 \text{ m}$$

$$e = 0.85140 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_s \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_s} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

$\sigma_s =$ Esfuerzo Superior

$\sigma_i =$ Esfuerzo Inferior

$T =$ Fuerza de tensado.

$A =$ Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

$e =$ Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.8514 \text{ m}$$

$S_i =$ Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

$S_s =$ Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_s = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (327 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.85140 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -356 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (327 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.85140 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 1,321 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 830 \text{ T/m}^2 - 305 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 525 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,046 \text{ T/m}^2 + 1,123 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 77 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 830 T/m^2 - 356 T/m^2$$

$$\sigma_s = 474 T/m^2$$

$$\sigma_i = -1,046 T/m^2 + 1,321 T/m^2$$

$$\sigma_i = 275 T/m^2$$

Como no existen tensiones tanto a la derecha de la sección como a la izquierda, se acepta el grupo No.3

GRUPO NO.4 DE 5 TORONES, DESADHERIDOS A 6.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{6.40 m}{(0.50)(40.00 m)}\right)^2$$

$$R = 0.53760$$

DETERMINACION DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

σ_{sc} = Esfuerzo superior por carga

$$\sigma_{sc} = 2,119 T/m^2$$

σ_{ic} = Esfuerzo inferior por carga

$$\sigma_{ic} = -2,671 T/m^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc})$$

$$\sigma_{sc} = (0.5376)(2,119 T/m^2)$$

$$\sigma_{sc} = 1,139 T/m^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic})$$

$$\sigma_{ic} = (0.5376)(-2,671 T/m^2)$$

$$\sigma_{ic} = -1,436 T/m^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (26 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados.

$$\sigma_s = -356 T/m^2$$

Esfuerzos de los 26 torones a la derecha de la sección

$$\sigma_i = 1,321 T/m^2$$

Esfuerzos de los 26 torones a la derecha de la sección

A la izquierda de la sección (31 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se van a desadherir en el cuarto grupo.

FUERZA DE TENSADO(PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\% \text{ de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente} = 0.75$$

L. R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10 % de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (31 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (31 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 390.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

ȳ = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, mas 5 torones que se van a desadherir en el grupo No.4.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.08710 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.08710 \text{ m} \quad e = 0.83930 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.83930 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33620 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (390 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.69230 \text{ m}^2} - \frac{0.83930 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -410 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (390 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.69230 \text{ m}^2} + \frac{0.83930 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 1,561 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,139 \text{ T/m}^2 - 356 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 783 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,436 \text{ T/m}^2 + 1,321 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -115 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,139 \text{ T/m}^2 - 410 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 729 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,436 \text{ T/m}^2 + 1,561 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 125 \text{ T/m}^2$$

Existen tensiones en la fibra inferior de la trabe del lado derecho de la sección, por lo cual no se acepta el grupo No.4

GRUPO NO.5 DE 4 TORONES, DESADHERIDOS A 7.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{7.40m}{(0.50)(40.00 m)}\right)^2 \qquad R = 0.60310$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \qquad \sigma_{sc} = 2,119 T/m^2$

$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \qquad \sigma_{ic} = -2,671 T/m^2$

$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \qquad \sigma_{sc} = (0.60310)(2,119 T/m^2) \qquad \sigma_{sc} = 1,278 T/m^2$

$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \qquad \sigma_{ic} = (0.60310)(-2,671 T/m^2) \qquad \sigma_{ic} = -1,611 T/m^2$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (31 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados.

$\sigma_s = -410 T/m^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 31 torones a la derecha}$

$\sigma_i = 1,561 T/m^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 31 torones a la derecha}$

A la izquierda de la sección (35 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se van a desadherir en el quinto grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10 % de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (35 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (35 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 440.00 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.4, mas 4 torones que se van a desadherir en el grupo No.5.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.09429 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.09429 \text{ m} \quad e = 0.83211 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.83211 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (440 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.83211 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -453 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (440 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.4974 \text{ m}^2} + \frac{0.83211 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 1,752 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,278 \text{ T/m}^2 - 410 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 868 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,611 \text{ T/m}^2 + 1,561 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -50 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,278 \text{ T/m}^2 - 453 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 825 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,611 \text{ T/m}^2 + 1,752 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 141 \text{ T/m}^2$$

Existen tensiones en la fibra inferior de la trabe del lado derecho de la sección, por lo cual no se acepta el grupo No.5

GRUPO NO.6 DE 4 TORONES, DESADHERIDOS A 8.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{8.40m}{(0.50)(40.00 m)}\right)^2 \qquad R = 0.66360$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \qquad \sigma_{sc} = 2,119 T/m^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \qquad \sigma_{ic} = -2,671 T/m^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \qquad \sigma_{sc} = (0.66360)(2,119 T/m^2) \qquad \sigma_{sc} = 1,406 T/m^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \qquad \sigma_{ic} = (0.66360)(-2,671 T/m^2) \qquad \sigma_{ic} = -1,773 T/m^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (35 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados.

$$\sigma_s = -453 T/m^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 35 torones a la derecha de la sección}$$

$$\sigma_i = 1,752 T/m^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 35 torones a la derecha de la sección}$$

A la izquierda de la sección (39 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se van a desadherir en el sexto grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10% de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (39 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (39 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 490 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.4, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.5, mas 4 torones que se van a desadherir en el grupo No.6.

$$y_i = 0.92640 \text{ m}$$

$$\bar{y} = 0.10 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.10 \text{ m} \quad e = 0.82640 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.82640 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (490 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.82640 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -497 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (490 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.82640 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 1,943 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,406 \text{ T/m}^2 - 453 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 953 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,773 \text{ T/m}^2 + 1,752 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -21 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,406 \text{ T/m}^2 - 497 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 909 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -1,773 \text{ T/m}^2 + 1,943 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 170 \text{ T/m}^2$$

Existen tensiones en la fibra inferior de la trabe del lado derecho de la sección, por lo cual no se acepta el grupo No.6

GRUPO NO.7 DE 10 TORONES, DESADHERIDOS A 10.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{10.40 \text{ m}}{(0.50)(40.00 \text{ m})}\right)^2 \qquad R = 0.76960$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \qquad \sigma_{sc} = 2,119 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \qquad \sigma_{ic} = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \qquad \sigma_{sc} = (0.76960)(2,119 \text{ T/m}^2) \qquad \sigma_{sc} = 1,631 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \qquad \sigma_{ic} = (0.76960)(-2,671 \text{ T/m}^2) \qquad \sigma_{ic} = -2,056 \text{ T/m}^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (39 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo.

$$\sigma_s = -497 \text{ T/m}^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 39 torones a la derecha de la sección}$$

$$\sigma_i = 1,943 \text{ T/m}^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 39 torones a la derecha de la sección}$$

A la izquierda de la sección (49 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo de torones encamisados, mas 10 torones que se van a desadherir en el séptimo grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 11% de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (49 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (49 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 616 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.4, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.5, mas 4 torones que se desadherieron en el grupo No.6, más los 10 torones que se van a desadherir en el grupo No.7.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.12551 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.12551 \text{ m} \quad e = 0.80089 \text{ m}$$

ECUACION DE LA ESCUADRIA PARA LA OBTENCION DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.80089 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (616 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.80089 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -578 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (616 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.80089 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 2,394 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,631 \text{ T/m}^2 - 497 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,134 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,056 \text{ T/m}^2 + 1,943 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -113 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,631 \text{ T/m}^2 - 578 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,053 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,056 \text{ T/m}^2 + 2,394 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 338 \text{ T/m}^2$$

Existen tensiones en la fibra inferior de la trabe del lado derecho de la sección, por lo cual no se acepta el grupo No.7.

GRUPO NO.8 DE 8 TORONES, DESADHERIDOS A 11.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{11.40 \text{ m}}{(0.50)(40.00 \text{ m})}\right)^2 \quad R = 0.81510$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \quad \sigma_{sc} = 2,119 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \quad \sigma_{ic} = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \quad \sigma_{sc} = (0.81510)(2,119 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{sc} = 1,728 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \quad \sigma_{ic} = (0.81510)(-2,671 \text{ T/m}^2) \quad \sigma_{ic} = -2,177 \text{ T/m}^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (49 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo de torones encamisados, mas 10 torones que se desadherieron en el séptimo grupo.

$$\sigma_s = -578 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos de los 49 torones a la derecha de la sección}$$

$$\sigma_i = 2,394 \text{ T/m}^2 \quad \text{Esfuerzos de los 49 torones a la derecha de la sección}$$

A la izquierda de la sección (57 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo de torones encamisados, mas 10 torones que se desadherieron en el séptimo grupo de torones encamisados, mas 8 torones que se van a desadherir en el octavo grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

% de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente = 0.75

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10% de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (57 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (57 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 716 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.4, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.5, mas 4 torones que se desadherieron en el grupo No.6, más los 10 torones que se desadherieron en el grupo No.7, mas 8 torones que se van a desadherir en el grupo No.8.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.13947 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.13947 \text{ m} \quad e = 0.78693 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.78693 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (716 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.78693 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -642 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (716 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.78693 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 2,752 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,728 \text{ T/m}^2 - 578 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,150 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,177 \text{ T/m}^2 + 2,394 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 217 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,728 \text{ T/m}^2 - 642 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,086 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,177 \text{ T/m}^2 + 2,752 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 575 \text{ T/m}^2$$

Como no existen tensiones tanto a la derecha de la sección como a la izquierda, se acepta el grupo No.8

GRUPO NO.9 DE 5 TORONES, DESADHERIDOS A 13.40m DEL EJE DE APOYO.

$$R = 1 - \left(1 - \frac{x}{(0.50)(L)}\right)^2$$

$$R = 1 - \left(1 - \frac{13.40 \text{ m}}{(0.50)(40.00 \text{ m})}\right)^2 \qquad R = 0.89110$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO SUPERIOR E INFERIOR POR CARGAS

$$\sigma_{sc} = \text{Esfuerzo superior por carga} \qquad \sigma_{sc} = 2,119 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = \text{Esfuerzo inferior por carga} \qquad \sigma_{ic} = -2,671 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{sc} = (R)(\sigma_{sc}) \qquad \sigma_{sc} = (0.89110)(2,119 \text{ T/m}^2) \qquad \sigma_{sc} = 1,888 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{ic} = (R)(\sigma_{ic}) \qquad \sigma_{ic} = (0.89110)(-2,671 \text{ T/m}^2) \qquad \sigma_{ic} = -2,380 \text{ T/m}^2$$

ESFUERZOS POR PRESFUERZO

A la derecha de la sección (57 Torones)

Son 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo de torones encamisados, mas 10 torones que se desadherieron en el séptimo grupo de torones encamisados, mas 8 torones que se desadherieron en el octavo grupo.

$$\sigma_s = -642 \text{ T/m}^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 57 torones a la derecha de la sección}$$

$$\sigma_i = 2,752 \text{ T/m}^2 \qquad \text{Esfuerzos de los 57 torones a la derecha de la sección}$$

A la izquierda de la sección (62 Torones)

Son los 13 torones son los que se corrieron a todo lo largo de la trabe, mas 5 torones que se desadherieron en el primer grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el segundo grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el tercer grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se desadherieron en el cuarto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el quinto grupo de torones encamisados, mas 4 torones que se desadherieron en el sexto grupo de torones encamisados, mas 10 torones que se desadherieron en el séptimo grupo de torones encamisados, mas 8

torones que se desadherieron en el octavo grupo de torones encamisados, mas 5 torones que se van a desadherir en el noveno grupo.

FUERZA DE TENSADO (PRESFUERZO)

$$T = (\text{No. de Torones})(a_s)(\text{Capacidad toron})(L.R. \text{ toron de } 1/2")(\text{Perdidas de presfuerzo})$$

Donde:

$$a_s \text{ de un toron de } 1/2" = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\% \text{ de la capacidad de un toron al cual se pretende que trabaje de manera permanente} = 0.75$$

L.R. = Limite de ruptura de un toron

$$L.R. = 19,000 \text{ kg/cm}^2 \quad L.R. = 19 \text{ Ton/cm}^2$$

Se consideran para esta etapa que ya han ocurrido el 10 % de las pérdidas al momento de la transferencia (instantáneas o iniciales).

$$T = (62 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(1 - 0.10)$$

$$T = (62 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ T/cm}^2)(0.90) \quad T = 779 \text{ Ton}$$

LA EXCENRICIDAD DEL PRESFUERZO

$$e = y_i - \bar{y}$$

e = Excentricidad del acero de presfuerzo

y_i = Centroide de la trabe como sección simple

\bar{y} = Centroide del acero de presfuerzo de los 13 torones que se dejaron corridos o adheridos, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.1, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.2, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.3, más los 5 torones que se desadherieron en el grupo No.4, más los 4 torones que se desadherieron en el grupo No.5, mas 4 torones que se desadherieron en el grupo No.6, más los 10 torones que se desadherieron en el grupo No.7, mas 8 torones que se van a desadherir en el grupo No.8.

$$y_i = 0.92640 \text{ m} \quad \bar{y} = 0.14274 \text{ m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$e = 0.92640 \text{ m} - 0.14274 \text{ m} \quad e = 0.78366 \text{ m}$$

ECUACIÓN DE LA ESCUADRÍA PARA LA OBTENCIÓN DE ESFUERZO POR PRESFUERZO

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} \mp \frac{e}{S_S \text{ ó } S_i} \right)$$

$$\sigma_s = (T) \left(\frac{1}{A} - \frac{e}{S_S} \right)$$

$$\sigma_i = (T) \left(\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i} \right)$$

Dónde:

σ_s = Esfuerzo Superior

σ_i = Esfuerzo Inferior

T = Fuerza de tensado.

A = Área de la trabe como sección simple.

$$A = 0.69230 \text{ m}^2$$

e = Excentricidad del presfuerzo.

$$e = 0.78366 \text{ m}$$

S_i = Módulo de sección inferior de la trabe como sección simple.

$$S_i = 0.32794 \text{ m}^3$$

S_S = Módulo de sección Superior de la trabe como sección simple.

$$S_S = 0.33621 \text{ m}^3$$

$$\sigma_s = (779 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} - \frac{0.78366 \text{ m}}{0.33621 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_s = -691 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = (779 \text{ Ton}) \left(\frac{1}{0.6923 \text{ m}^2} + \frac{0.78366 \text{ m}}{0.32794 \text{ m}^3} \right)$$

$$\sigma_i = 2,987 \text{ T/m}^2$$

RESUMEN

A la derecha

$$\sigma_s = 1,888 \text{ T/m}^2 - 642 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_s = 1,246 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,380 \text{ T/m}^2 + 2,752 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 372 \text{ T/m}^2$$

A la izquierda

$$\sigma_s = 1,888 \text{ T/m}^2 - 691 \text{ T/m}^2$$

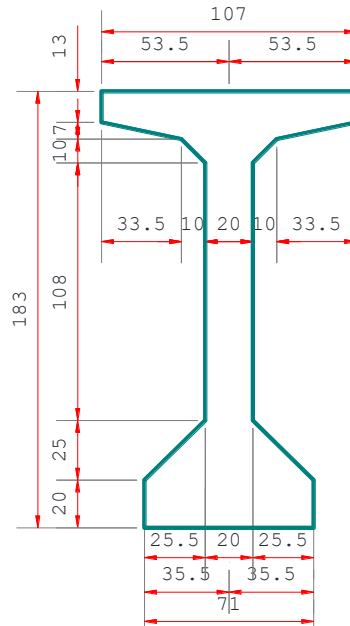
$$\sigma_s = 1,197 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = -2,380 \text{ T/m}^2 + 2,987 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_i = 607 \text{ T/m}^2$$

Como no existen tensiones tanto a la derecha de la sección como a la izquierda, se acepta el grupo No.9

REVISIÓN DEL CABLE TIPO “CASCABEL” GALVANIZADO SERIE G-37 CON ALMA DE ACERO PARA EL IZAJE DE LAS TRABES DE PRESFUERZO.



Se hará la revisión de los cables de izaje que se colocan en los extremos de las traves de presfuerzo, los cuales se utilizaran en el montaje de las traves.

El diseñador propuso colocar 4 cables de 2.20 \varnothing (7/8") para el izado por trabe.

Tomando información de las fichas técnicas del fabricante de estos tipos de cables se obtuvo la siguiente información.

CABLE GALVANIZADO CON ALMA DE ACERO

Resistencia a la ruptura del cable en toneladas = 36.10 Ton

Peso Aproximado del cable en Kg/m = 2.11 Kg/cm²

OBTENCIÓN DEL PESO POR TRABE

TRABE AASHTO TIPO VI

$$W_{Trabe} = (\text{Área Trabe})(\text{Longitud Total de la trabe})(\gamma_{\text{Concreto}})$$

Donde:

Área Trabe = 0.6923 m²

Anteriormente calculado.

Longitud Total de la trabe = 40.80 m

$\gamma_{\text{Concreto}} = 2.40 T/m^3$

$W_{Trabe} = (0.6923 m^2)(40.80 m)(2.40 T/m^2)$

$W_{Trabe} = 67.79 Ton$

NUMERO DE CABLES TIPO “CASCABEL” POR TRABE PARA EL IZAJE

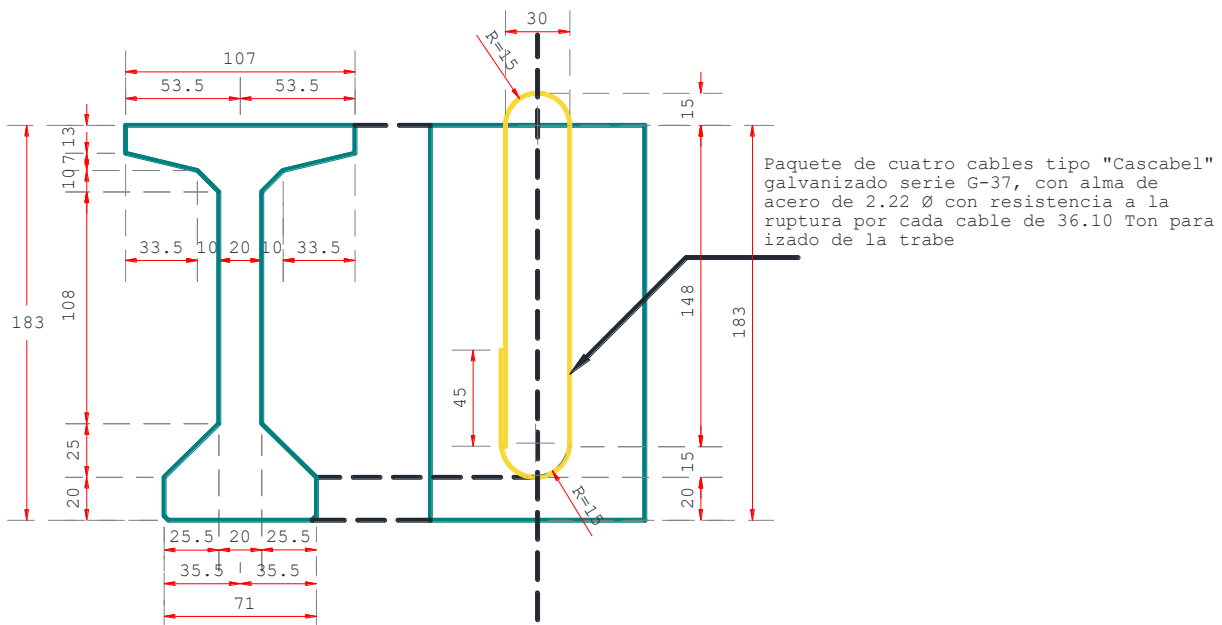
$$No. Cables = \frac{W_{Trabe}}{Resistencia\ a\ la\ ruptura\ del\ cable}$$

$$No. Cables = \frac{67.79\ Ton}{36.10\ Ton}$$

$$No. Cables = 1.88$$

$$No. Cables = 2.00$$

Se requiere 2 cables tipo “Cascabel” por trabe para el izaje de las mismas, pero se hará trabajar la resistencia del cable a la mitad, por seguridad, por lo cual se utilizarán 4 Cables/Trabe, 2 cables/lado de la trabe.



LONGITUD DEL CABLE POR TRABE

$$Longitud\ del\ Cable = 2\ lados\ rectos + 2\ lados\ curvos + longitud\ de\ traslape$$

$$Longitud\ del\ Cable = 1.48m + 1.48m + 0.47m + 0.47m + 0.45m$$

$$Longitud\ del\ Cable = 4.35m/Cable$$

$$Longitud\ del\ Cable/Lado = (4.35m/Cable)(No. Cables\ por\ lado)$$

$$Longitud\ del\ Cable/Lado = (4.35m/Cable)(2)$$

$$Longitud\ del\ Cable/Lado = 8.70m/Lado\ de\ la\ trabe$$

La propuesta de los cables tipo “Cascabel” por trabe para el izaje de las mismas se considera adecuada.

REVISIÓN DE LA FLECHA (DEFLEXIÓN)

El término “Flecha” se empleará para indicar la deflexión estimada de acuerdo con las suposiciones de carga hechas para calcular los esfuerzos en el elemento.

El método que se empleara para calcular las deflexiones consiste en considerar el concreto como un cuerpo libre separado de los torones, los cuales son propuestos por un sistema de fuerzas que actúan sobre el concreto.

Para calcular la flecha en vigas y traveses, se empleará el momento de inercia del área bruta de la sección transversal.

Cuando estas forman parte de un miembro compuesto, puede considerarse que la carga viva actúa sobre la sección compuesta.

$$\Delta = \frac{(5)(W)(L)^4}{(384)(E_c)(I)}$$

Donde:

$$E_c = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 20,400,000 \text{ Ton/m}^2$$

$$I_{\text{Sección simple}} = 0.30380 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{Sección compuesta}} = 0.49130 \text{ m}^4$$

DEFLEXIÓN GENERADA POR EL PESO PROPIO DE LA TRAVE (COMO SECCIÓN SIMPLE)

$$W = 1.66 \text{ T/m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$\Delta = \frac{(5)(1.66 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^4}{(384)(20,400,000 \text{ Ton/m}^2)(0.30380 \text{ m}^4)}$$

$$\Delta = 0.00893 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.89 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN GENERADA POR EL PESO DE LA LOSA (COMO SECCIÓN SIMPLE)

$$W = 0.78 \text{ T/m} \quad \text{Anteriormente calculado}$$

$$\Delta = \frac{(5)(0.78 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^4}{(384)(20,400,000 \text{ Ton/m}^2)(0.30380 \text{ m}^4)}$$

$$\Delta = 0.00420 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.42 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN GENERADA POR LA CARGA MUERTA ADICIONAL (COMO SECCIÓN COMPUESTA)

GUARNICIÓN Y PARAPETO

$W = 0.15 \text{ T/m}$ Anteriormente calculado

$$\Delta = \frac{(5)(0.15 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^4}{(384)(20,400,000 \text{ Ton/m}^2)(0.49130 \text{ m}^4)}$$

$\Delta = 0.00050 \text{ m}$ $\Delta = 0.050 \text{ cm}$

DEFLEXIÓN GENERADA POR LA CARPETA ASFÁLTICA (COMO SECCIÓN COMPUESTA)

$W = 0.396 \text{ T/m}$ Anteriormente calculado

$$\Delta = \frac{(5)(0.396 \text{ T/m})(40.00 \text{ m})^4}{(384)(20,400,000 \text{ Ton/m}^2)(0.49130 \text{ m}^4)}$$

$\Delta = 0.00132 \text{ m}$ $\Delta = 0.13 \text{ cm}$

$$\Delta_{Total} = \Delta_{PoPo \text{ Trabe}} + \Delta_{Losa} + \Delta_{Guarnicion \ y \ Parapeto} + \Delta_{Carpeta \ Asfaltica}$$

$$\Delta_{Total} = 0.00893 \text{ m} + 0.00420 \text{ m} + 0.00050 \text{ m} + 0.00132 \text{ m}$$

$\Delta_{Total} = 0.01495 \text{ m}$ $\Delta_{Total} = 1.50 \text{ cm}$

CONTRA DEFLEXIÓN DEBIDO AL PRESFUERZO

$$\Delta = \frac{(M)(L)^2}{(8)(E_c)(I)}$$

Donde el momento se puede expresar así.

$$\Delta = \frac{(P)(e)(L)^2}{(8)(E_c)(I)}$$

Donde:

$e = \text{Excentricidad del acero de presfuerzo } e = 0.77721\text{m}$ Anteriormente calculado

$P = \text{Fuerza de tensado del acero de presfuerzo}$

La capacidad de un torón de $\frac{1}{2}$ " ϕ con un Límite de Ruptura L.R. = 19,000 Kg/cm² (250 ksi) trabajando a 0.75 L.R. = 14,250 kg/cm² de manera permanente.

$$P = (\text{No. Torones})(\text{As de un toron de } 1/2")(\% \text{ al cual se hara trabajar el acero de presfuerzo})(\text{L.R. de un toron})$$

$$P = (62 \text{ Torones})(0.98 \text{ cm}^2)(0.75)(19 \text{ Ton/cm}^2) \quad t = 865.83 \text{ Ton}$$

$$\Delta = \frac{(865.83 \text{ Ton})(0.77721 \text{ m})(40.00 \text{ m})^2}{(8)(20,400,000 \text{ Ton/m}^2)(0.30380 \text{ m}^4)}$$

$$\Delta = 0.02172 \text{ m}$$

$$\Delta = 2.17 \text{ cm}$$

DEFLEXIÓN NETA DEBIDO AL PRESFUERZO Y A LA CARGA MUERTA TOTAL

$$\Delta_{\text{Neta}} = \Delta_{\text{Total}} - \Delta_{\text{Presfuerzo}}$$

$$\Delta_{\text{Neta}} = 1.50 \text{ cm} - 2.17 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Neta}} = -0.67 \text{ cm}$$

Se tiene una contra flecha de -0.67 cm, por lo tanto, la revisión se considera satisfactoria, ya que teóricamente una trabe presforzada pretensada no debe tener una deflexión positiva.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LA REVISIÓN DE LAS TRABES AASHTO TIPO VI (PRETENSADA)

En la revisión de las traves se consideraron sus características de la trabe como sección simple y como sección compuesta, se tomaron en cuenta los esfuerzos generados por las cargas muertas (Peso Propio de las Traves, Losa de Concreto, Diafragmas), así como los esfuerzos provocados por la carga muerta adicional del puente (Guarnición, Parapeto y la Carpeta Asfáltica) y por último los esfuerzos producidos por el efecto de la carga viva con un camión de diseño T3-S2-R4 Tipo I (72.5T), tomando en cuenta el efecto del impacto, factor de distribución transversal y el factor de reducción por presencia múltiple.

Se obtuvo la cantidad de presfuerzo necesario para anular los esfuerzos de tensión en la fibra inferior de la trabe generados por las cargas (No. Torones).

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|-----------------------|---------------------------|
| No. Torones | No. Torones |
| 62.00 | 62.66 |

Como se observa el número obtenidos en el diseño como al realizar la revisión es similar, por lo cual se considera adecuado.

Se realizó la revisión de los esfuerzos en el centro del claro, en la transferencia o a puente vacío, considerando el 10% de pérdidas de presfuerzo en el momento de la transferencia de presfuerzo, comparando dichos esfuerzos temporales previos a las pérdidas por escurrimiento plástico y por contracción del fraguado, asegurándose de no exceder los esfuerzos permisibles establecidos en la transferencia.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|---|---|
| Esfuerzos Permisibles en la Transferencia | Esfuerzos Permisibles en la Transferencia |
| Fibra Superior | Fibra Superior |
| $291 \text{ T/m}^2 < 2,280 \text{ T/m}^2$ | $311 \text{ T/m}^2 < 2,280 \text{ T/m}^2$ |
| Fibra Inferior | Fibra Inferior |
| $1,991 \text{ T/m}^2 < 2,280 \text{ T/m}^2$ | $1,961 \text{ T/m}^2 < 2,280 \text{ T/m}^2$ |

Los esfuerzos obtenidos tanto en el diseño como en la revisión presentan pequeñas variaciones, pero a pesar de estas en ambos casos se encuentran por debajo de los esfuerzos permisibles establecidos en la transferencia, por lo que se considera adecuado.

Igualmente se realizó la revisión de los esfuerzos totales en el centro del claro, finales o permanentes, considerando que el 20% de pérdidas del presfuerzo se han presentado (Perdidas por Contracción del Fraguado, Relajación del Acero de Presfuerzo, Acortamiento Elástico, Flujo Plástico del Concreto), asegurando de no exceder los esfuerzos permisibles establecidos para cargas de servicio (posterior a las pérdidas).

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|--|--|
| Esfuerzos Permisibles Finales o Permanentes | Esfuerzos Permisibles Finales o Permanentes |
| Fibra Superior $1,463\text{T/m}^2 < 2,280\text{ T/m}^2$ | Fibra Superior $1,518\text{T/m}^2 < 1,600\text{ T/m}^2$ |
| Fibra Inferior $-132\text{ T/m}^2 < -160\text{ T/m}^2$ | Fibra Inferior $-31\text{ T/m}^2 < -160\text{ T/m}^2$ |

Los esfuerzos obtenidos tanto en el diseño como en la revisión al igual que en la transferencia, presentan pequeñas variaciones, pero a pesar de estas en ambos casos se encuentran por debajo de los esfuerzos permisibles establecidos en la transferencia, por lo que se considera adecuado.

Se comprobó que la estructura se comportara satisfactoriamente ante los efectos de flexión, (Revisión por Momento Ultimo Flexionante), verificando que el momento ultimo actuante fuera menor o igual al momento ultimo resistente.

Esta revisión prácticamente verifica que el peralte de la trabe en conjunto con el espesor de la losa sea el adecuado para evitar que la estructura del puente presente movimientos inadecuados, deformaciones, vibraciones, el poder percibir la flecha de las trabes a simple vista, etc.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|--|--|
| Momento Ultimo Actuante 1,679 T-m | Momento Ultimo Actuante 1,725 T-m |
| Momento Ultimo Resistente 2,170 T-m | Momento Ultimo Resistente 1,900 T-m |

Los resultados del Momento Ultimo Resistente obtenidos en el diseño difieren con los obtenidos en la revisión, ya que el diseñador considera que la trabe trabajara como viga “T” y no como viga “Rectangular”, además de no considerar el factor de reducción de fuerza para flexión en la ecuación, lo que hace que el momento último resistente sea mayor.

Se revisaron los esfuerzos de tensión diagonal en los elementos de concreto presforzado (Trabes).

En las trabes la fuerza cortante de presfuerzo proporciona la totalidad de la resistencia de esta. No se considera en ningún momento la resistencia que aporta el acero de refuerzo (Acero Dulce).

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISION |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Cortante Ultimo Actuante | Cortante Ultimo Actuante |
| 172.04 Ton | 175.00 Ton |
| Cortante que toma el Concreto | Cortante que toma el Concreto |
| 41.29Ton | 42.64Ton |
| Separacion de Estribos en el Alma | Separacion de Estribos en el Alma |
| 15.00cm | 15.77cm |

Ya que las normas recomiendan analizar la fuerza cortante a la distancia de un peralte de la viga, a partir del eje de apoyos, pues en esa sección se ha observado que las fatigas se presentan más agudas.

Ya que se determinó que el cortante máximo (Cortante Ultimo Actuante) que deberá tomarse para cualquier sección de la trabe es 175.00 Ton. Aproximadamente y que el cortante que absorbe el concreto es aproximadamente 42.00 Ton, de acuerdo con las normas para absorber el cortante restante se deberá de colocar acero de refuerzo (estribos) los cuales además de absorber los efectos del cortante en la trabe también tomará los efectos del fraguado y temperatura.

La separación de los estribos para resistir a los esfuerzos de cortante Máximo es a 15.00 cm aproximadamente en los apoyos, variando su separación en Octavos de claro (1/8, 1/4, 3/8, 1/2) ya que el esfuerzo cortante disminuye entre más se acerque al centro del claro.

Las separaciones propuestas para resistir los efectos del cortante se consideran adecuadas.

Por último, se hizo una revisión de las desadherencias de los torones a lo largo de la trabe (encamisado o enductado de los torones en grupos) siendo simétricas de los puntos de apoyo hasta el centro de la trabe.

Se propuso mantener adheridos a todo lo largo de la trabe 13 torones de los 62 en el 1er lecho de torones de la trabe, por lo cual se plantearon 9 grupos de torones encamisados o enductados para desadherir 49 torones restantes, para reducir los esfuerzos que se presentaran en los extremos de las trabes donde en algunos casos sobrepasan los esfuerzos permisibles.

Los grupos que se presentaron fueron los siguientes:

| GRUPOS DE TORONES DESADHERIDOS (ENCAMISADOS O ENDUCTADOS) |
|---|
| 5 Torones en el 1er grupo desadheridos en el 2do lecho de torones (10 cm) |
| 4 Torones en el 2er grupo desadheridos en el 2do lecho de torones (10 cm). |
| 4 Torones en el 3er grupo desadheridos en el 2do lecho de torones (10 cm). |
| 5 Torones en el 4to grupo desadheridos en el 3er lecho de torones (15 cm). |
| 4 Torones en el 5to grupo desadheridos en el 3er lecho de torones (15 cm). |
| 4 Torones en el 6to grupo desadheridos en el 3er lecho de torones (15 cm). |
| 10 Torones en el 7mo grupo desadheridos, 5 torones en el 4to lecho de torones (20 cm) y 5 torones en el 5to lecho de torones (25 cm). |
| 8 Torones en el 8vo grupo desadheridos, 4 torones en el 4to lecho de torones (20 cm) y 4 torones en el 5to lecho de torones (25 cm). |
| 5 Torones en el 9no grupo desadheridos, 2 torones en el 4to lecho de torones (20 cm) y 3 torones en el 6to lecho de torones (30 cm). |

La longitud de desadherencia de cada grupo de torones propuesta fue la siguiente:

| LONGITUD DE DESADHERENCIA DE CADA GRUPO DE TORONES |
|--|
| Grupo No.1 de 5 torones desadheridos a 1.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.2 de 4 torones desadheridos a 4.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.3 de 4 torones desadheridos a 4.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.4 de 5 torones desadheridos a 6.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.5 de 4 torones desadheridos a 7.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.6 de 4 torones desadheridos a 8.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.7 de 10 torones desadheridos a 10.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.8 de 8 torones desadheridos a 11.40 m del eje de apoyo |
| Grupo No.9 de 5 torones desadheridos a 13.40 m del eje de apoyo |

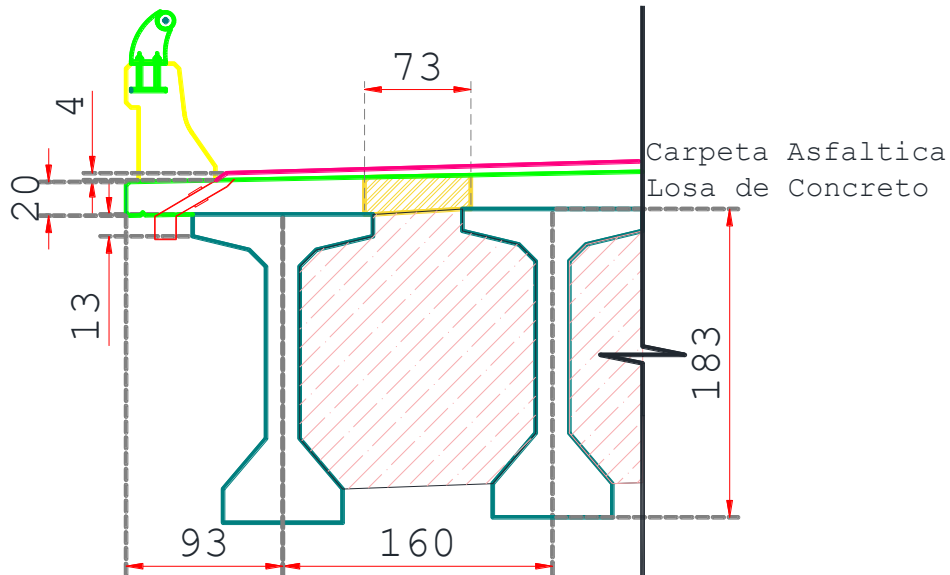
Se reviso la fuerza de tensado generada por los 13 torones completamente adheridos (corridos) a todo lo largo de la trabe en el 1er lecho de torones, dichos esfuerzos se encontraron por debajo de los esfuerzos permisibles en los extremos por lo cual se consideró adecuado.

De los esfuerzos generados por la desadherencia de los grupos de torones (encamisados o enductados) 4 grupos de los 9 que se propusieron mostraron la existencia de tensiones en la fibra inferior de la trabe del lado derecho de la sección.

| 4to GRUPO DE TORONES DESADHERIDOS | |
|--|-------------------------------------|
| A LA DERECHA DE LA SECCIÓN | A LA IZQUIERDA DE LA SECCIÓN |
| $\sigma_s = 783 T/m^2$ | $\sigma_s = 729 T/m^2$ |
| $\sigma_i = -115 T/m^2$ | $\sigma_i = 125 T/m^2$ |
| 5to GRUPO DE TORONES DESADHERIDOS | |
| A LA DERECHA DE LA SECCIÓN | A LA IZQUIERDA DE LA SECCIÓN |
| $\sigma_s = 868 T/m^2$ | $\sigma_s = 825 T/m^2$ |
| $\sigma_i = -50 T/m^2$ | $\sigma_i = 141 T/m^2$ |
| 6to GRUPO DE TORONES DESADHERIDOS | |
| A LA DERECHA DE LA SECCIÓN | A LA IZQUIERDA DE LA SECCIÓN |
| $\sigma_s = 953 T/m^2$ | $\sigma_s = 909 T/m^2$ |
| $\sigma_i = -21 T/m^2$ | $\sigma_i = 170 T/m^2$ |
| 7mo GRUPO DE TORONES DESADHERIDOS | |
| A LA DERECHA DE LA SECCIÓN | A LA IZQUIERDA DE LA SECCIÓN |
| $\sigma_s = 1,134 T/m^2$ | $\sigma_s = 1,053 T/m^2$ |
| $\sigma_i = -113 T/m^2$ | $\sigma_i = 338 T/m^2$ |

Debido a que la longitud de desadherencia propuesta en estos grupos provoca que se generen tensiones en la fibra inferior de las trabes, no es recomendable que se mantengan esas longitudes de desadherencia en el momento de mandar a fabricar las trabes a la planta de prefuerzo, para evitar que se presenten tensiones tanto en la derecha de la sección como a la izquierda de esta será necesario cambiar la longitud de desadherencia de estos grupos de torones (reduciendo la longitud de desadherencia y aumentando la longitud de adherencia de las trabes). Aunque se presentan tensiones en la fibra inferior, estas se absorberán a través del acero dulce calculado para colocarse a lo largo de todas las trabes en el patín superior.

REVISIÓN DE LA LOSA ENTRE TRABES



De acuerdo con normatividad de Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition año 2002. En el inciso 3.24.1 (Span Lengths ver 8.8).

La longitud del claro de diseño de la losa entre travesaños será la distancia entre los ejes de las travesaños menos un ancho del patín superior de la trabe más el espesor de la losa.

$$\text{Claro de losa entre travesaños} = 1.60\text{m} - 1.07\text{m} + 0.20\text{m}$$

$$\text{Claro de losa entre travesaños} = 0.73\text{m}$$

CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

LOSA

$$W_{Losa} = (\text{Claro de losa entre travesaños})(\text{Espesor de la losa})(\text{Peso específico del concreto})(\text{ancho de diseño})$$

Nota: Se considera un ancho de un metro de losa de diseño.

$$W_{Losa} = (0.73 \text{ m})(0.20 \text{ m})(2.40 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m})$$

$$W_{Losa} = 0.35 \text{ Ton}$$

ASFALTO

$$W_{Asfalto}$$

$$= (\text{Claro de losa entre travesaños})(\text{Espesor de la carpeta asfáltica})(\text{Peso específico del asfalto})(\text{ancho de diseño})$$

$$W_{Asfalto} = (0.73 \text{ m})(0.12 \text{ m})(2.20 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m})$$

$$W_{Asfalto} = 0.19 \text{ Ton}$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = W_{Losa} + W_{Asfalto}$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.35\ Ton + 0.19\ Ton$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.54\ Ton$$

Para obtener el peso por metro de losa, se debe dividir entre el claro de losa entre traveses considerado.

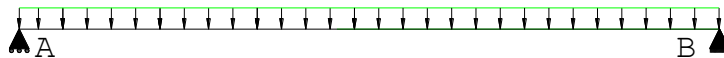
$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = \frac{0.54\ Ton}{0.73\ m}$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.74\ Ton/m$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO POR CARGA MUERTA

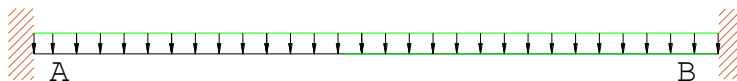
Para la obtención del momento por carga muerta se tendrá la siguiente consideración al suponer la losa como una viga continua.

Momento para una viga simplemente apoyada



$$M = \frac{(W)(L)^2}{8}$$

Momento para una viga empotrada en ambos extremos



$$M = \frac{(W)(L)^2}{12}$$

Al suponerse la losa como una viga continua y no encontrarse simplemente apoyada, ni empotrada, se considerará un promedio para la obtención del momento.

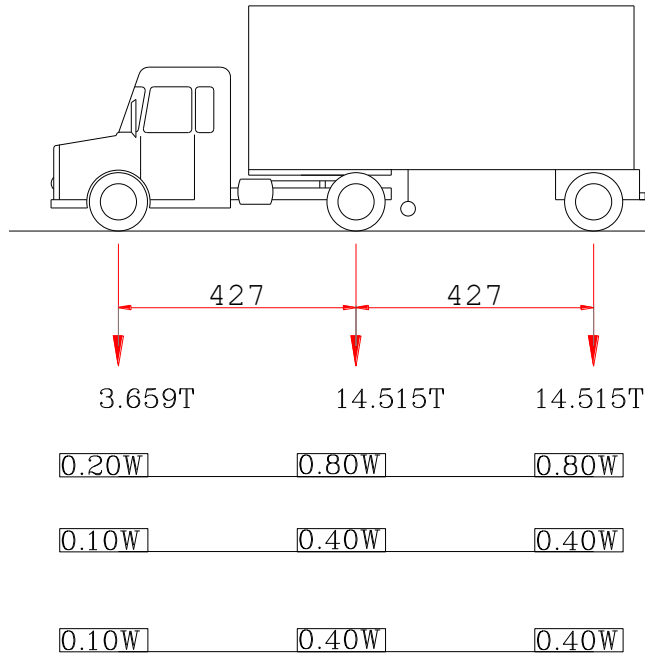
$$M_{CM} = \frac{(W)(L)^2}{10}$$

$$M_{CM} = \frac{(0.74\ T/m)(0.73\ m)^2}{10}$$

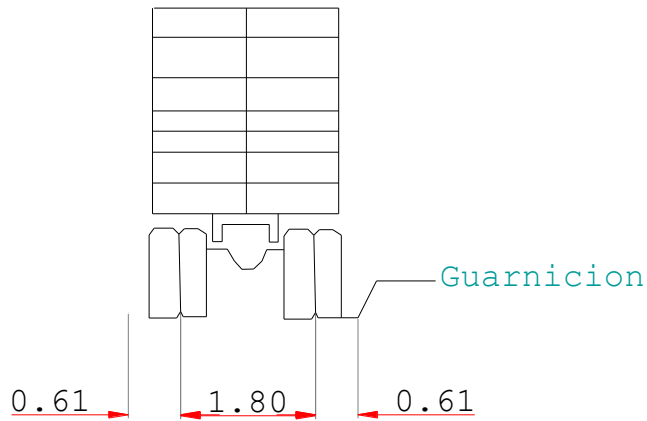
$$M_{CM} = 0.04\ Ton - m$$

CÁLCULO DE LA CARGA VIVA

La carga viva considerada para el análisis de la losa entre traveses será la generada por el camión de diseño HS-20, ya que es el camión con el eje más pesado.



CAMION HS-20
 PESO = 32.659 TON.



De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.24.3.1 (Case A- Main Reinforcement Perpendicular to Traffic (Spans 2 to 24 Feet Inclusive)).

Indica que el momento de la carga viva para el diseño de losas podrá ser determinado con la siguiente ecuación, sin estar considerado el impacto.

$$M = \left[\frac{S + 2ft}{32 ft} \right] (16,000 lb)$$

$$1 ft = 0.3048 m$$

$$1 lb = 0.454 kg$$

Pudiendo quedar la ecuación de momento de la siguiente manera

$$M = \left[\frac{S + 0.61 m}{9.74 m} \right] (7,257.50 kg)$$

$S =$ Claro de losa entre trabes

$$M = \left[\frac{0.73 m + 0.61 m}{9.74 m} \right] (7,257.50 kg) \quad M = 998.47 kg - m \quad M = 0.998 Ton - m$$

CÁLCULO DEL IMPACTO

El impacto es un incremento porcentual que se aplica a las cargas vehiculares que transitan por la calzada, este incremento se realiza para considerar los efectos de la vibración de la estructura, que es generada por la respuesta dinámica producida por las ruedas de los vehículos.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.8.2 (Impact Formula).

Indica que el impacto se podrá obtener con la siguiente ecuación.

$$I = \frac{50ft}{L + 125ft}$$

$I =$ No será mayor del 30%

$$1 ft = 0.3048m$$

$$(50ft)(0.3048m) = 15.24m$$

$$(125ft)(0.3048m) = 38.10m$$

Para cambiar la ecuación a metros queda de la siguiente manera.

$$I = \frac{15.24m}{L + 38.10m}$$

$$I = \frac{15.24m}{0.73+38.10m}$$

$$I = 0.39 > 0.30 \quad \therefore \quad I = 0.30$$

MOMENTO DE CARGA VIVA MÁS IMPACTO M_{CV+I}

$$M_{CV+I} = (0.998 \text{ Ton} - m)(1.30)$$

$$M_{CV+I} = 1.30 \text{ Ton} - m$$

MOMENTO DE DISEÑO

$$M_D = M_{CM} + M_{CV+I}$$

$$M_D = 0.04 \text{ Ton} - m + 1.30 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = 1.34 \text{ Ton} - m$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES CON LA FÓRMULA DE LASH

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{M_{CM}}{M_{CV+I}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{40.00 \text{ kg-m}}{1,300 \text{ kg-m}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,384 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos en el acero de refuerzo se limitarán a $f_s = 0.50 f_y$

$$f_s = 0.50(4,200 \text{ kg/cm}^2) \quad f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “K”

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$$f'_{cLosá} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el acero } (E_s) = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el concreto } (E_c) = 14,000 \sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 9.49$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN DEL CONCRETO

$$C = 0.40f'c$$

$$f'c = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.49)(100 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$k = 0.31$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE "J"

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.31}{3}$$

$$J = 0.90$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.31)$$

$$K = 13.95 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN DEL PERALTE EFECTIVO

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$M_D = 1.34 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = (1.34 \text{ Ton} - m)(10)^5$$

$$M_D = 134,000 \text{ kg} - cm$$

$$d = \sqrt{\frac{134,000 \text{ kg} - cm}{(13.95 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}}$$

$$d = 9.80 \text{ cm} \approx 10.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento } (r) = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = (d + r) < \text{Peralte de la losa}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = 10.00 \text{ cm} + 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = 15.00 \text{ cm} < 20.00 \text{ cm}$$

El peralte de la losa calculando, no será menor de 18 cm por cuestiones de rigidez.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(j)(d)}$$

$$A_s = \frac{134,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(15 \text{ cm})} \quad A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO PRINCIPAL

$$\text{Se propusieron V\#4c} \quad a_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{4.73 \text{ cm}^2} \quad S = 26.84 \text{ cm} \quad S = 18.00 \text{ cm}$$

Se colocaron V#4c @18 cm perpendicularmente al tránsito en la parrilla inferior y superior, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.24.10 (Distribution Reinforcement)

Indica que, para proporcionar la distribución lateral de las cargas concentradas, se colocara acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte inferior de la losa.

La cantidad de acero de distribución será un porcentaje del acero de refuerzo principal requerido, el cual se puede obtener con la siguiente ecuación.

Para acero de refuerzo principal colocado perpendicularmente al tránsito, se utiliza la siguiente ecuación.

$$P = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde:

$$S = \text{La longitud efectiva de la losa entre trabes en ft.} \quad 1ft = 0.3048 m$$

Quedando de la siguiente manera para (m).

$$\text{Ancho entre ejes del camión} = 1.83 m$$

$$\frac{220 ft}{1.83 m} = 120 m$$

$$P = \frac{120}{\sqrt{(S)}} \leq 67\%$$

$$S = \text{La longitud efectiva de la losa entre trabes en metros.}$$

Se puede utilizar cualquiera de las dos ecuaciones

$$S = \frac{0.73 m}{0.3048 m} \quad S = 2.395 ft$$

$$P = \frac{220}{\sqrt{2.395 ft}} \leq 67\% \quad P = 142 > 67\% \quad \therefore \quad P = 67\%$$

$$A_{sd} = A_s(0.67) \quad A_{sd} = 4.73 cm^2 (0.67) \quad A_{sd} = 3.17 cm^2$$

$$\text{Se propusieron V\#4c} \quad a_s = 1.27 cm^2 \quad b = 100 cm$$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.27 cm^2)(100 cm)}{3.17 cm^2} \quad S = 40.00 cm \quad S = 25.00 cm$$

Se colocaron V#4c @25 cm paralelamente al tránsito en la parrilla inferior de la losa, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.20 (Shrinkage and Temperature Reinforcement), Reforzamiento de contracción y temperatura indica que:

El refuerzo para contracción y esfuerzos de temperatura se deberá proporcionar cerca de las superficies expuestas de las paredes y losas no reforzadas de otra manera. El área total de refuerzo deberá ser de al menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro en cada dirección.

8.20.2 La separación de la contracción y el refuerzo de la temperatura no deberá exceder tres veces el espesor del muro o de la losa, o 18 pulgadas (45cm).

Se colocará acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte superior de la losa. Obteniendo el porcentaje en la siguiente manera.

$$A_{st} = (0.002)(d)(b)$$

Donde:

$d =$ Peralte de la losa – Recubrimiento

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$A_{st} = (0.002)(15 \text{ cm})(100 \text{ cm}) \quad A_{st} = 3.00 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#3c $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(0.71 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{3.00 \text{ cm}^2} \quad S = 23.66 \text{ cm} \quad S = 25.00 \text{ cm}$$

Se colocaron V#3c @25 cm paralelamente al tránsito en la parrilla superior de la losa.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LA REVISION DE LA LOSA ENTRE TRABES

En la revisión de la losa entre trabes, se supuso que la losa estaría trabajando como viga continua al encontrarse apoyada sobre las trabes.

La revisión se realizó considerando el efecto de la carga muerta y carga viva considerando los efectos del impacto con un camión de diseño HS-20, este al considerarse el camión con el eje más pesado (el cual puede generar los elementos mecánicos más desfavorables), se verifico el espesor del peralte de la losa efectivo necesario para resistir el efecto de las cargas bajo las que estará sometida la losa entre trabes.

Se determinó el área de acero de refuerzo perpendicular al tránsito vehicular en la parrilla inferior y superior (Acero de Refuerzo Principal), de la misma manera se determinó el área de acero de refuerzo paralelo al tránsito vehicular en la parrilla inferior (Acero de Refuerzo por Distribución), igualmente se determinó el área de acero de refuerzo paralelo al tránsito vehicular en la parrilla superior (Área de acero para efectos de temperatura).

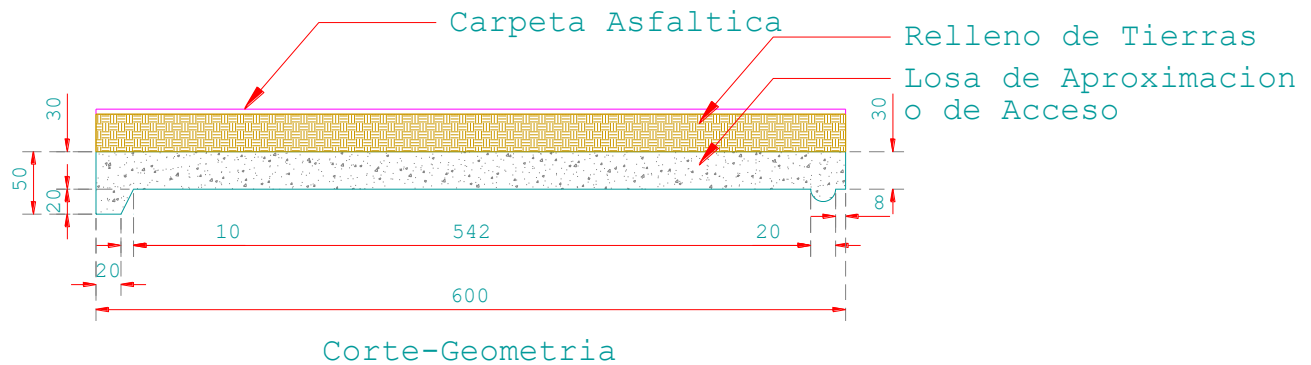
Se revisó la separación mínima necesaria a la cual deberá de colocarse el acero de refuerzo para resistir las solicitaciones de las cargas evitando fisuraciones o agrietamientos en las caras de la losa, así como vibraciones excesivas en la losa por falta de rigidez.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|------------------------------------|------------------------------------|
| Peralte efectivo de la Losa | Peralte efectivo de la Losa |
| 10.00 cm | 10.00cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| V#4c @18 cm | V#4c @25 cm |
| Acero de Refuerzo por Distribucion | Acero de Refuerzo por Distribucion |
| V#4c @25 cm | V#4c @40 cm |
| Acero de Refuerzo por Temperatura | Acero de Refuerzo por Temperatura |
| V#3c @25 cm | V#3c @25 cm |

Con base en lo anterior podemos deducir que los resultados que se obtuvieron al realizar la revisión permitían un rango mayor de separación en el acero de refuerzo principal y en el acero de refuerzo para efectos de temperatura, no obstante, el diseñador coloco la separación del acero de refuerzo de una manera más conservadora que al hacer esto facilita el habilitado del acero de refuerzo en el proceso constructivo.

REVISIÓN DE LA LOSA DE APROXIMACIÓN O DE ACCESO



De acuerdo con normatividad de Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition año 2002. En el inciso 3.24 (Distribution of Loads And Design of Concrete Slabs).

3.24.1 (Span Lengths) Indica que, la longitud del claro de diseño para losas simplemente apoyadas será la distancia entre los ejes de apoyos, pero no deberá exceder el claro libre más un espesor de la losa.

Claro de losa de aproximación = 6.00 m

Ancho total de la losa = 12.14 m

Camión de diseño = HS – 20

CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

LOSA

W_{Losa}

$= (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor de la losa})(\text{Peso específico del concreto})(\text{ancho de diseño})$

Nota: Se considera un ancho de un metro de losa de diseño.

$W_{Losa} = (0.30\text{ m})(12.14\text{ m})(2.4\text{ T/m}^3)(1.00\text{ m})$

$W_{Losa} = 8.74\text{ Ton}$

ASFALTO

$W_{Asfalto}$

$= (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor de la carpeta asfáltica})(\text{Peso específico del asfalto})(\text{ancho de diseño})$

$W_{Asfalto} = (12.14\text{ m})(0.12\text{ m})(2.2\text{ T/m}^3)(1.00\text{ m})$

$W_{Asfalto} = 3.20\text{ Ton}$

RELLENO DE TIERRA

$$W_{\text{Relleno}} = (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor del relleno})(\text{Peso específico del relleno})(\text{ancho de diseño})$$

$$W_{\text{Relleno}} = (12.14 \text{ m})(0.40 \text{ m})(1.8 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m}) \qquad W_{\text{Relleno}} = 8.74 \text{ Ton}$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{\text{Carga Muerta Total}} = W_{\text{Losas}} + W_{\text{Asfalto}} + W_{\text{Relleno}}$$

$$W_{\text{Carga Muerta Total}} = 8.74 \text{ Ton} + 3.20 \text{ Ton} + 8.74 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{Carga Muerta Total}} = 20.68 \text{ Ton}$$

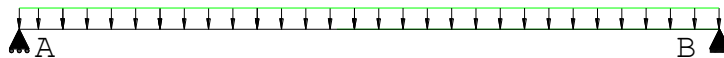
Para obtener el peso por metro de losa, se debe dividir entre el ancho total de la losa de aproximación o de acceso.

$$W_{\text{Carga Muerta Total}} = \frac{20.68 \text{ Ton}}{12.14 \text{ m}} \qquad W_{\text{Carga Muerta Total}} = 1.70 \text{ Ton/m}$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO POR CARGA MUERTA

Para la obtención del momento por carga muerta se tendrá la siguiente consideración al suponer la losa como una viga simplemente apoyada.

Momento para una viga simplemente apoyada



$$M = \frac{(W)(L)^2}{8}$$

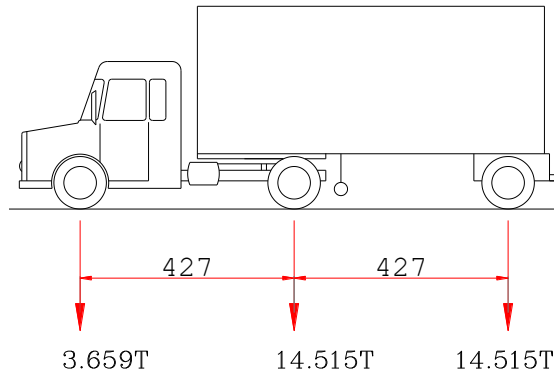
$$V = \frac{(W)(L)}{2}$$

$$M_{CM} = \frac{(1.70 \text{ T/m})(6.00 \text{ m})^2}{8} \qquad M_{CM} = 7.65 \text{ Ton} - m$$

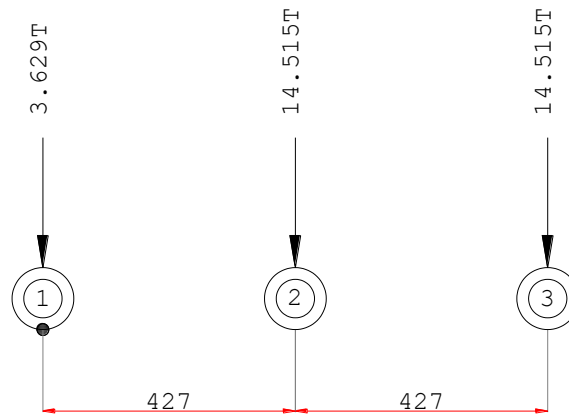
$$V_{CM} = \frac{(1.70 \text{ T/m})(6.00 \text{ m})}{2} \qquad V_{CM} = 5.10 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO POR CARGA VIVA

La carga viva considerada para el análisis de la losa entre traveses será la generada por el camión de diseño HS-20, ya que es el camión con el eje más pesado.



CAMION HS-20
PESO =32.659 TON.



CAMION HS-20
PESO =32.659 TON.

Primero se obtendrá el punto donde se concentra la resultante de las fuerzas concentradas de las llantas del camión de diseño, para lo cual se hará uso del Teorema de Varignon, el cual establece que el momento de una fuerza con respecto a un punto es igual a la suma de los momentos de las componentes de la fuerza con respecto al punto.

$$X = \frac{(C\text{llanta } 1)(D\text{Cllanta } 1 \text{ al punto } 0) + (C\text{llanta } 2)(D\text{Cllanta } 2 \text{ al punto } 0) + \dots .etc}{\text{Peso de la sumatoria de las cargas concentradas de las llantas consideradas}}$$

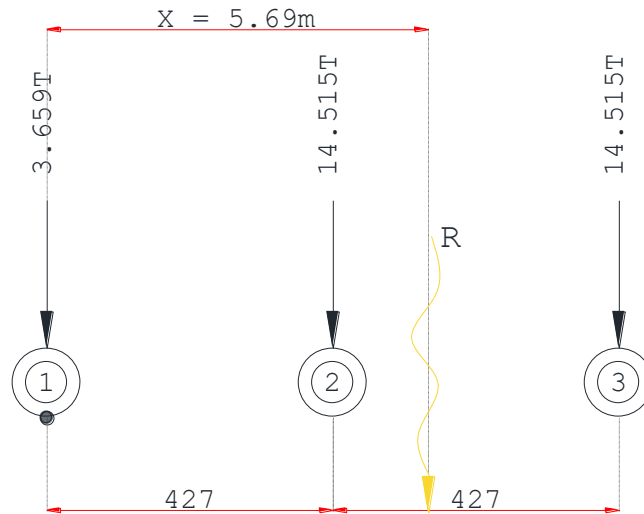
Dónde:

CC_{llanta} = Carga Concentrada en la llanta.

DC_{llanta} = Distancia de la Carga Concentrada al punto "0".

$$X = \frac{(3.659 T)(0.00 m) + (14.515 T)(4.27 m + 8.54 m)}{32.659 T}$$

$X = 5.69 m$



CAMION HS-20
PESO = 32.659 TON.

La resultante se acomodará a una distancia "a" equivalente entre el centro de línea de la sección y la llanta más cercana a la resultante de las cargas.

$$a = X - \text{Las distancias entre las llantas a la izquierda de la resultante}$$

$a = 5.69 m - 4.27 m$

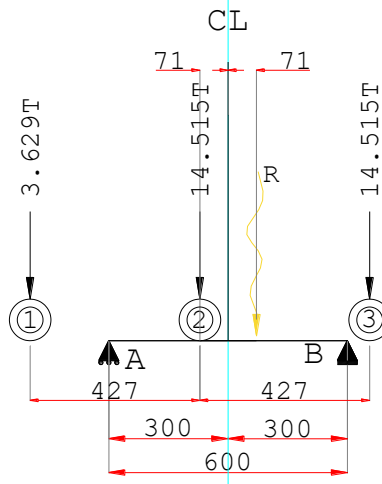
$a = 1.42 m$

Para obtener la distancia equivalente entre la resultante, el centro de línea de la sección y la llanta más cercana a la resultante se divide "a" entre 2.

$a = \frac{1.42 m}{2}$

$a = 0.71 m$

Quedando el acomodo de las llantas del camión de diseño de la siguiente manera.



Como se sale la llanta No.1 y No.3, se vuelve a acomodar con la llanta restante, para obtener la resultante.



$$X = \frac{(C_{llanta\ 1})(D_{Cllanta\ 1\ al\ punto\ 0}) + (C_{llanta\ 2})(D_{Cllanta\ 2\ al\ punto\ 0}) + \dots .etc}{Peso\ de\ la\ sumatoria\ de\ las\ cargas\ concentradas\ de\ las\ llantas\ consideradas}$$

Dónde:

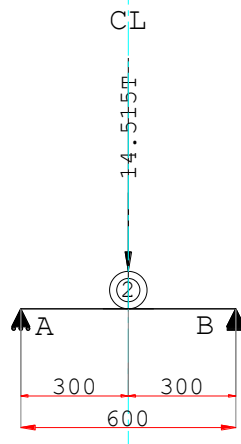
C_{llanta} = Carga Concentrada en la llanta.

$D_{Cllanta}$ = Distancia de la Carga Concentrada al punto "0".

$$X = \frac{(14.515\ T)(0.00\ m)}{14.515\ T}$$

$X = 0.00\ m \therefore$ La llanta se coloca al centro del claro.

Quedando el acomodo de las llantas del camión de diseño de la siguiente manera.



Se hace suma de momentos en el Apoyo "A", considerando valores positivos en el sentido contrario a las manecillas del reloj, para obtener la reacción en el apoyo "B".

$$\Sigma M_A^{\curvearrowright} = 0$$

$$-(14.515 T)(3.00 m) + B_y(6.00 m) = 0$$

$$0 = (-43.545 T - m) + (B_y)(6.00 m) \quad B_y = \frac{43.545 T - m}{6.00 m} \quad B_y = 7,257.50 T$$

Se hace suma de momentos en el Apoyo "B", considerando valores positivos en el sentido contrario a las manecillas del reloj, para obtener la reacción en el apoyo "A".

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = 0$$

$$(14.515 T)(3.00 m) - A_y(6.00 m) = 0$$

$$0 = (43.545 T - m) - (A_y)(6.00 m) \quad A_y = \frac{43.545 T - m}{6.00 m} \quad A_y = 7,257.50 T$$

Una forma de comprobar que la suma de momentos se realizó de manera correcta es realizando la sumatoria de los resultados obtenidos de las reacciones " B_y " y " A_y ", cuyo resultado debe ser al total de la sumatoria de las cargas verticales.

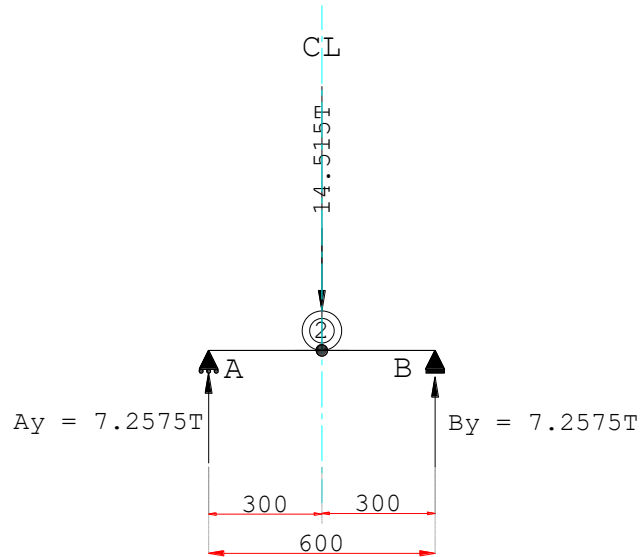
Comprobación:

$$B_y + A_y = \Sigma \text{Cargas verticales}$$

$$7.2575 T + 7.2575 T = 14.515 T$$

∴ La obtención de las reacciones fue correcta.

Para la obtención del momento máximo para diseño se realiza sumatoria de momentos a la izquierda y a la derecha de la llanta más cercana a la resultante (en este caso es la llanta No.2) considerando los valores de las reacciones previamente obtenidos.



$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ izquierda} = 0$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ izq} = -(7.2575\ T)(3.00\ m)$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ izq} = 21.7725\ T - m$$

∴ Se puede usar cualquiera de los dos para diseñar

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ derecha} = 0$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ der} = (7.2575\ T)(3.00m)$$

$$\Sigma M^{\wedge+}_{llanta\ No.2\ a\ la\ der} = 21.7725\ T - m$$

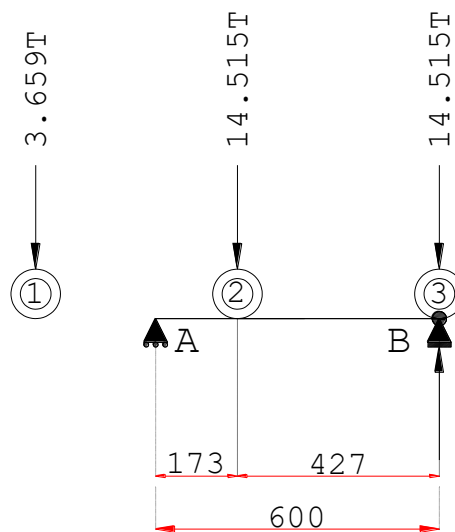
∴ Se puede usar cualquiera de los dos para diseñar

OBTENCIÓN DE LA CORTANTE MÁXIMA PROVOCADA POR UN CAMIÓN DE DISEÑO HS-20 (32.659T)

Para la obtención de la cortante máxima se procede con colocar las llantas del camión de diseño en el extremo de los apoyos y haciendo suma de momentos para obtención de las reacciones.

Al acomodar el camión en un extremo de la losa, se aprecia que no caben todas las llantas, quedando dentro de la losa únicamente las llantas No.2 y No.3.

Por lo tanto, se obtendrá la cortante máxima provocada por dichas llantas sin considerar la llanta fuera de la losa.



$$\Sigma M_A^{\curvearrowright} = 0$$

$$\Sigma M_A^{\curvearrowright} = -(14.515 T)(1.73 m) - (14.515 T)(6.00 m) + (B_y)(6.00 m) = 0$$

$$0 = (B_y)(6.00 m) - 112.20 T - m \quad 112.20 T - m = (B_y)(6.00 m)$$

$$B_y = \frac{112.20 T-m}{6.00 m} \quad B_y = 18.70 T$$

∴ Este Cortante es el que se utiliza para el diseño

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = 0$$

$$\Sigma M_B^{\curvearrowright} = (14.515 T)(0.00 m) + (14.515 T)(4.27 m) - (A_y)(6.00 m) = 0$$

$$0 = -(B_y)(6.00 m) + 61.98 T - m \quad 61.98 T - m = (B_y)(6.00 m)$$

$$B_y = \frac{61.98 T-m}{6.00 m} \quad B_y = 10.33 T$$

Una forma de comprobar que la suba de momentos se realizó de manera correcta es realizando la sumatoria de los resultados obtenidos de las reacciones “ B_y ” y “ A_y ”, cuyo resultado debe ser al total de la sumatoria de las cargas verticales.

Comprobación:

$$B_y + A_y = \Sigma \text{Cargas verticales} \qquad 18.70 T + 10.33 T = 29.03 T$$

∴ La obtención de las reacciones fue correcta.

CÁLCULO DEL IMPACTO

El impacto es un incremento porcentual que se aplica a las cargas vehiculares que transitan por la calzada, este incremento se realiza para considerar los efectos de la vibración de la estructura, que es generada por la respuesta dinámica producida por las ruedas de los vehículos.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.8.2 (Impact Formula).

Indica que el impacto se podrá obtener con la siguiente ecuación.

$$I = \frac{50 \text{ ft}}{L + 125 \text{ ft}}$$

$I =$ No será mayor del 30%

$$1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$$

$$(50 \text{ ft})(0.3048 \text{ m}) = 15.24 \text{ m}$$

$$(125 \text{ ft})(0.3048 \text{ m}) = 38.10 \text{ m}$$

Para cambiar la ecuación a metros queda de la siguiente manera

$$I = \frac{15.24 \text{ m}}{L + 38.10 \text{ m}}$$

$$I = \frac{15.24 \text{ m}}{6.00 + 38.10 \text{ m}}$$

$$I = 0.346 > 0.30 \quad \therefore \quad I = 0.30$$

MOMENTO DE CARGA VIVA MÁS IMPACTO M_{CV+I}

$$M_{CV+I} = (21.77 \text{ Ton} - m)(1.30)$$

$$M_{CV+I} = 28.30 \text{ Ton} - m$$

$$V_{CV+I} = (18.70 \text{ Ton})(1.30)$$

$$V_{CV+I} = 24.31 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.24.3.2 (Case B-Main Reinforcement Parallel to Traffic).

Indica que, el ancho de distribución por rueda para el armado paralelo a la dirección del tránsito, indica que, para la carga por rueda, el ancho de distribución “E” deberá ser $(4 + 0.06(S))$, pero no debe exceder 7.00 ft.

Las cargas del carril son distribuidas sobre un ancho de 2E.

El refuerzo principal de las losas deberá estar diseñado para las cargas adecuadas HS-20

$$E = (4 + 0.06(S)) \leq 7.00 \text{ ft}$$

$$1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$$

Para cambiar la ecuación a metros (m).

$$E = (1.22 \text{ m} + 0.06(S)) \leq 2.10 \text{ m}$$

$$E = (1.22 \text{ m} + 0.06(6.00 \text{ m})) \leq 2.10 \text{ m} \quad E = 1.58 \text{ m} \leq 2.10 \text{ m OK}$$

$$4E = (4.0)(1.58 \text{ m}) \leq 8.40 \text{ m} \leq \text{Ancho de la losa}$$

$$4E = 6.32 \leq 8.40 \text{ m} \leq \text{Ancho de la losa OK}$$

$$M_{CV+I} = \frac{M_{CV+I}}{2E} \quad M_{CV+I} = \frac{28.30 \text{ Ton-m}}{2(1.58)} \quad M_{CV+I} = 8.96 \text{ T - m}$$

$$V_{CV+I} = \frac{V_{CV+I}}{2E} \quad V_{CV+I} = \frac{24.31 \text{ Ton}}{2(1.58)} \quad V_{CV+I} = 7.69 \text{ T}$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES CON LA FÓRMULA DE LASH

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{M_{CM}}{M_{CV+I}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{7,668 \text{ kg-m}}{8,960 \text{ kg-m}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,492 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “K”

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$f'c_{Losca} = 250 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad el acero (E_s) = 2,100,000 kg/cm^2

Módulo de Elasticidad el concreto (E_c) = 14,000 $\sqrt{f'c}$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}$$

$n = 9.49$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN DEL CONCRETO

$$C = 0.40f'c$$

$f'c = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2)$

$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.49)(100 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$k = 0.31$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “J”

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.31}{3}$$

$J = 0.90$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$K = \left(\frac{1}{2}\right)(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.311)$

$K = 14.00 \text{ kg/cm}^2$

MOMENTO DE DISEÑO

$$M_D = M_{CM} + M_{CV+I}$$

$$V_D = V_{CM} + V_{CV+I}$$

$M_D = 7.65 \text{ Ton} - m + 8.96 \text{ Ton} - m$

$M_D = 16.61 \text{ Ton} - m$

$$V_D = 5.11 \text{ Ton} + 7.69 \text{ Ton}$$

$$V_D = 12.80 \text{ Ton}$$

REVISIÓN DEL PERALTE EFECTIVO

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.9.2 (Recommended Minimum Depths for constant Depth Members)

Para superestructura con refuerzo principal paralelo al tráfico y con claro simple, el peralte mínimo recomendado se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$d = \frac{1.2(S + 10)}{30}$$

$S = \text{Claro de diseño en ft}$

$$1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$$

$$\text{Claro} = 6.00 \text{ m}$$

$$S = \frac{6.00 \text{ m}}{0.3048 \text{ m}}$$

$$S = 19.685 \text{ ft}$$

$$d = \frac{1.2(19.685 \text{ ft} + 10)}{30}$$

$$d = 1.1874 \text{ ft}$$

$$d = (1.1874 \text{ ft})(0.3048 \text{ m})$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

Para la obtención del peralte efectivo necesario se utilizará la siguiente ecuación.

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

$b = \text{Se considera un ancho de diseño de } 100 \text{ cm}$

$$M_D = 16.61 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D = (16.61 \text{ Ton} - \text{m})(10)^5$$

$$M_D = 1,661,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,661,000 \text{ kg} - \text{cm}}{(14.00 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}}$$

$$d = 34.44 \text{ cm} \approx 35.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento } (r) = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = (d + r) < \text{Peralte de la losa}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = 35.00 \text{ cm} + 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total de la losa } (h) = 40.00 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$\therefore \text{No pasa por peralte}$

La losa propuesta se considera con un peralte de la losa escaso para soportar las cargas a las cuales estará sometida por lo cual se deberá cambiar el peralte de la losa y volver a calcular las losas de aproximación o de acceso con el nuevo peralte.

Considerando una losa de acceso con las mismas características, solamente aumentando el peralte de esta a 40 cm tendremos.

CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA DE LA LOSA DE ACCESO CON PERALTE DE 40.00 CM

LOSA

$$W_{Losa} = (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor de la losa})(\text{Peso específico del concreto})(\text{Ancho de diseño})$$

Nota: Se considera un ancho de un metro de losa de diseño.

$$W_{Losa} = (0.40 \text{ m})(12.14 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m}) \qquad W_{Losa} = 11.65 \text{ Ton}$$

ASFALTO

$$W_{Asfalto} = (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor de la carpeta asfáltica})(\text{Peso específico del asfalto})(\text{Ancho de diseño})$$

$$W_{Asfalto} = (12.14 \text{ m})(0.12 \text{ m})(2.2 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m}) \qquad W_{Asfalto} = 3.20 \text{ Ton}$$

RELLENO DE TIERRA

$$W_{Relleno} = (\text{Ancho total de la losa})(\text{Espesor del relleno})(\text{Peso específico del relleno})(\text{Ancho de diseño})$$

$$W_{Relleno} = (12.14 \text{ m})(0.40 \text{ m})(1.8 \text{ T/m}^3)(1.00 \text{ m}) \qquad W_{Relleno} = 8.74 \text{ Ton}$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{Carga Muerta Total} = W_{Losa} + W_{Asfalto} + W_{Relleno}$$

$$W_{Carga Muerta Total} = 11.65 \text{ Ton} + 3.20 \text{ Ton} + 8.74 \text{ Ton}$$

$$W_{Carga Muerta Total} = 23.59 \text{ Ton}$$

Para obtener el peso por metro de losa, se debe dividir entre el ancho total de la losa de aproximación o de acceso.

$$W_{Carga Muerta Total} = \frac{23.59 \text{ Ton}}{12.14 \text{ m}}$$

$$W_{Carga Muerta Total} = 1.94 \text{ Ton/m}$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO POR CARGA MUERTA

$$M_{CM} = \frac{(1.94 \text{ T/m})(6.00 \text{ m})^2}{8}$$

$$M_{CM} = 8.73 \text{ Ton} - m$$

$$V_{CM} = \frac{(1.70 \text{ T/m})(6.00 \text{ m})}{2}$$

$$V_{CM} = 5.82 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO POR CARGA VIVA

El momento por carga viva se obtuvo anteriormente

$$\text{Momento por Carga Viva} = 21.7725 \text{ T} - m$$

OBTENCIÓN DE LA CORTANTE MÁXIMA PROVOCADA POR UN CAMIÓN DE DISEÑO TIPO HS-20 (32.659TON)

La cortante generada por carga viva se obtuvo anteriormente

$$\text{Cortante por Carga Viva} = 18.70 \text{ Ton}$$

CÁLCULO DEL IMPACTO

El valor del impacto se obtuvo anteriormente

$$I = 0.30$$

MOMENTO DE CARGA VIVA MÁS IMPACTO M_{CV+I}

$$M_{CV+I} = (21.77 \text{ Ton} - m)(1.30)$$

$$M_{CV+I} = 28.30 \text{ Ton} - m$$

$$V_{CV+I} = (18.70 \text{ Ton})(1.30)$$

$$V_{CV+I} = 24.31 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

El Ancho de distribución se obtuvo anteriormente $E = 1.58m$

$$M_{CV+I} = \frac{M_{CV+I}}{2E}$$

$$M_{CV+I} = \frac{28.30 \text{ Ton-m}}{2(1.58)}$$

$$M_{CV+I} = 8.96 \text{ T} - m$$

$$V_{CV+I} = \frac{V_{CV+I}}{2E} \quad V_{CV+I} = \frac{24.31 \text{ Ton}}{2(1.58)} \quad V_{CV+I} = 7.69 \text{ T}$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES CON LA FÓRMULA DE LASH

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{M_{CM}}{M_{CV+I}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,343 \text{ kg/cm}^2 \left[1 + \frac{8,730 \text{ kg-m}}{8,960 \text{ kg-m}} \right] \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2,652 \text{ kg/cm}^2 \leq 2,100 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE "K"

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$$f'_{c_{Losa}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el acero } (E_s) = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el concreto } (E_c) = 14,000 \sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000 \sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}} \quad n = 9.49$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN

$$C = 0.40 f'_c$$

$$f'_c = 0.40 (250 \text{ kg/cm}^2) \quad f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.49)(100 \text{ kg/cm}^2)}} \quad k = 0.31$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE "J"

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.31}{3} \quad J = 0.90$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.311) \quad K = 14.00 \text{ kg/cm}^2$$

MOMENTO DE DISEÑO

$$M_D = M_{CM} + M_{CV+I} \qquad V_D = V_{CM} + V_{CV+I}$$

$$M_D = 8.73 \text{ Ton} - m + 8.96 \text{ Ton} - m \qquad M_D = 17.69 \text{ Ton} - m$$

$$V_D = 5.82 \text{ Ton} + 7.69 \text{ Ton} \qquad V_D = 13.51 \text{ Ton}$$

REVISIÓN DEL PERALTE EFECTIVO

$$d = \frac{1.2(S + 10)}{30}$$

$$S = \frac{6.00 \text{ m}}{0.3048 \text{ m}} \qquad S = 19.685 \text{ ft}$$

$$d = \frac{1.2(19.685 \text{ ft} + 10)}{30} \qquad d = 1.1874 \text{ ft} \qquad d = (1.1874 \text{ ft})(0.3048 \text{ m})$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

Para la obtención del peralte efectivo necesario se utilizará la siguiente ecuación.

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$M_D = 17.69 \text{ Ton} - m \qquad M_D = (17.69 \text{ Ton} - m)(10)^5 \qquad M_D = 1,769,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{1,769,000 \text{ kg} - \text{cm}}{(14.00 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}} \qquad d = 35.55 \text{ cm} \approx 36.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento (r) = 5.00 cm

Peralte total de la losa (h) = ($d + r$) < Peralte de la losa

Peralte total de la losa (h) = 36.00 cm + 5.00 cm

Peralte total de la losa (h) = 41.00 cm \approx 40 cm \therefore Se acepta por peralte

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PARALELO AL TRANSITO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(j)(d)}$$

$$A_s = \frac{1,769,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(35\text{cm})} \quad A_s = 26.74 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO PRINCIPAL

Se propusieron V#5c $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{26.74 \text{ cm}^2} \quad S = 7.40 \text{ cm}$$

La separación mínima del acero principal es menor que la propuesta de V#5@18 cm, por lo cual no se acepta. Didácticamente se propondrá cambiar el diámetro de la varilla propuesta.

Se proponen V#8c $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(5.07 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{26.74 \text{ cm}^2} \quad S = 18.96 \text{ cm}$$

Para mantener la separación mínima del acero principal propuesta se requiere utilizar V#8@18 cm.

REVISIÓN POR CORTANTE

$$v = \frac{V}{(b)(d)}$$

Dónde:

$V =$ Esfuerzo por cortante

$b =$ Ancho de diseño, 100 cm

$d =$ Peralte de la losa de aproximación – Recubrimiento(r)

$$v = \frac{13,510 \text{ kg}}{(100 \text{ cm})(35 \text{ cm})} \quad v = 3.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{Permisible} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$f'c_{Losa\ de\ aproximación} = 250\text{kg/cm}^2$$

$$v_{Permisible} = 0.29\sqrt{250\text{kg/cm}^2}$$

$$v_{Permisible} = 4.59\text{kg/cm}^2$$

$$v > v_{Permisible} \quad 3.86\text{ kg/cm}^2 < 4.59\text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Pasa por cortante}$$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.24.10 (Distribution Reinforcement).

Indica que, para proporcionar la distribución lateral de las cargas concentradas, se colocara acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte inferior de la losa.

La cantidad de acero de distribución será un porcentaje del acero de refuerzo principal requerido, el cual se puede obtener con la siguiente ecuación.

Para acero de refuerzo principal colocado paralelamente al tránsito, se utiliza la siguiente ecuación.

$$P = \frac{100}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

$S =$ La longitud efectiva de la losa de aproximacion/losa de acceso.

$$1\text{ft} = 0.3048\text{ m}$$

Quedando de la siguiente manera para m

$$\text{Ancho entre ejes del camión} = 1.83\text{ m}$$

$$\frac{100\text{ ft}}{1.83\text{ m}} = 55\text{ m}$$

$$P = \frac{55}{\sqrt{(S)}} \leq 50\%$$

$S =$ la longitud efectiva de la losa de aproximacion/losa de acceso.

Se puede utilizar cualquiera de las dos ecuaciones

$$S = \frac{6.00 \text{ m}}{0.3048 \text{ m}} \quad S = 19.685 \text{ ft}$$

$$P = \frac{100}{\sqrt{19.685 \text{ ft}}} \leq 50\% \quad P = 22.54 < 50\% \quad \therefore \quad P = 22.54\%$$

$$A_{sd} = A_s(0.2254) \quad A_{sd} = 26.74 \text{ cm}^2(0.2254) \quad A_{sd} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#6c $a_s = 2.85 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(2.85 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{6.03 \text{ cm}^2} \quad S = 47.00 \text{ cm}$$

La separación mínima del acero principal es mayor que la propuesta de V#6@18 cm por lo cual se acepta.

Se colocaron V#6c @18 cm perpendicular al tránsito en la parrilla inferior de la losa, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.20 (Shrinkage and Temperature reinforcement), Reforzamiento de contracción y temperatura indica que:

El refuerzo para contracción y esfuerzos de temperatura se deberá proporcionar cerca de las superficies expuestas de las paredes y losas no reforzadas de otra manera. El área total de refuerzo deberá ser de al menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro en cada dirección.

8.20.2 La separación de la contracción y el refuerzo de la temperatura no deberá exceder tres veces el espesor del muro o de la losa, o 18 pulgadas (45cm).

Se colocará acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte superior de la losa. Obteniendo el porcentaje en la siguiente manera.

$$A_{st} = (0.002)(d)(b)$$

$d =$ Peralte de la losa – recubrimiento

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$A_{st} = (0.002)(35 \text{ cm})(100 \text{ cm}) \quad A_{st} = 7.00 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#4c $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{7.00 \text{ cm}^2} \quad S = 18.00 \text{ cm}$$

La separación mínima del acero principal es mayor que la propuesta de V#4@18 cm por lo cual se acepta.

Se colocaron V#4c @18 cm perpendicular al tránsito en la parrilla superior de la losa, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LA REVISIÓN DE LA LOSA DE ACCESO/APROXIMACIÓN

En la revisión de la losa de acceso/lasa de aproximación, se supuso que la losa estaría trabajando como viga simplemente apoyada en sus extremos. La revisión se realizó considerando el efecto de la carga muerta y carga viva considerando los efectos del impacto con un camión de diseño HS-20, al considerarse el camión con el eje más pesado y el cual puede generar los elementos mecánicos más desfavorables, se verifico el espesor del peralte de la losa efectivo necesario para resistir el efecto de las cargas bajo las cuales estará sometida la losa de acceso/lasa de aproximación.

Se determinó el área de acero de refuerzo paralelo al tránsito vehicular en la parrilla inferior (Acero de Refuerzo Principal), de la misma manera se determinó el área de acero de refuerzo perpendicular al tránsito vehicular en la parrilla inferior y paralelo al tránsito vehicular en la parrilla superior (Acero de Refuerzo por Distribución), igualmente se determinó el área de acero de refuerzo perpendicular al tránsito vehicular en la parrilla superior (Área de acero para efectos de temperatura).

Se revisó la separación mínima necesaria a la cual deberá de colocarse el acero de refuerzo para resistir las solicitaciones de las cargas evitando fisuraciones o agrietamientos en las caras de la losa, así como vibraciones excesivas en la losa por falta de rigidez.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados por parte de la revisión, en contraste por parte de la proyectista no se realizó memoria de cálculo, pero se presenta el plano correspondiente a la losa de acceso/lasa de aproximación por lo cual se pudo obtener las dimensiones y el acero de refuerzo propuesto.

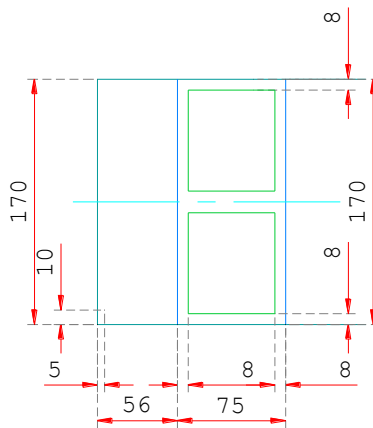
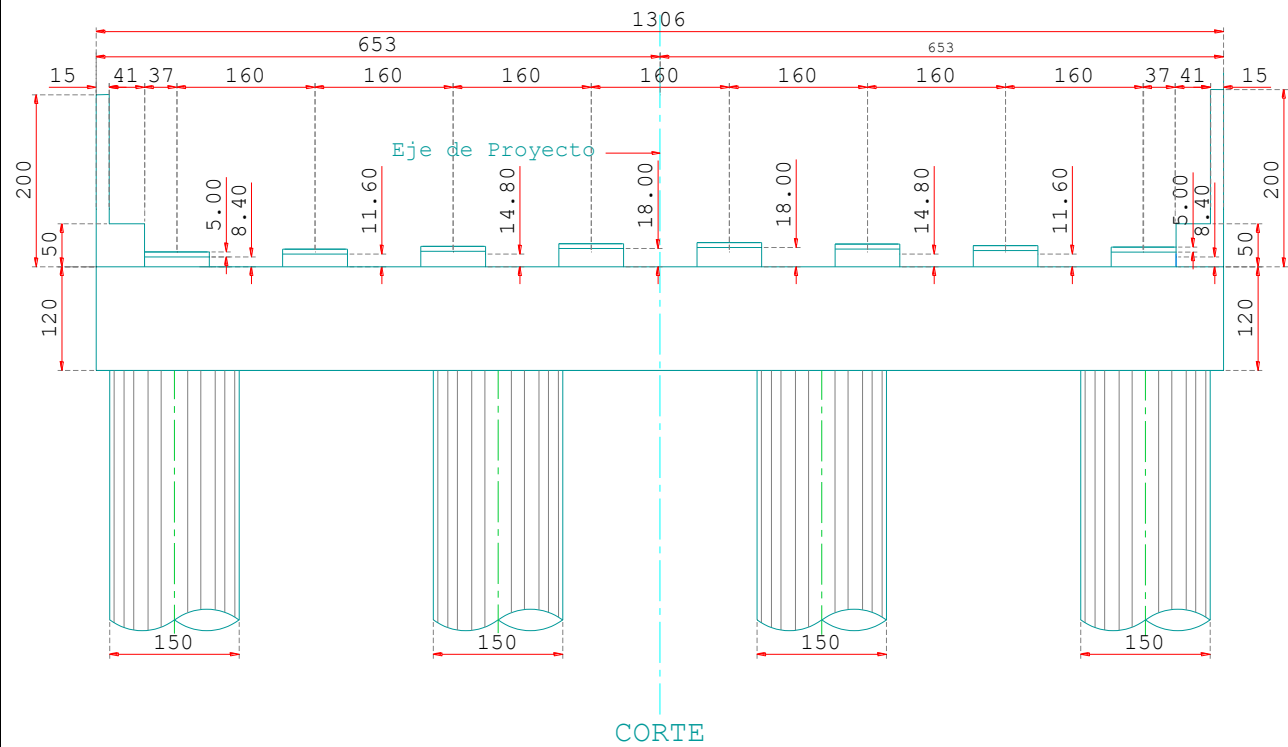
| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|---|---|
| Peralte efectivo de la Losa | Peralte efectivo de la Losa |
| 25.00 cm | 35.00 cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| V#5c @18 cm | V#5c @7.00 cm |
| Acero de Refuerzo por Distribucion | Acero de Refuerzo por Distribucion |
| V#6c @18 cm | V#6c @45 cm |
| Acero de Refuerzo por Temperatura | Acero de Refuerzo por Temperatura |
| V#4c @18 cm | V#4c @18 cm |
| Cortante Ultima Peralte 30.00 cm | Cortante Ultima Peralte 40.00 cm |
| $5.40 \text{ kg/cm}^2 > 4.59 \text{ kg/cm}^2$ | $3.86 \text{ kg/cm}^2 < 4.59 \text{ kg/cm}^2$ |

Con base a lo anterior se puede apreciar que existen variaciones en cuanto a la distribución del acero de refuerzo, del esfuerzo cortante y del peralte efectivo mínimo de la losa, esto se debe a que no se realizó la memoria de cálculo de la losa de acceso/losa de aproximación, y al no realizar el cálculo, comúnmente lo que realiza el proyectista es mediante la experiencia proponer tanto el espesor del peralte de la losa así como el área de acero nominal de las varillas que cubrirán el área de acero de refuerzo. Otra situación que comúnmente sucede es la adaptación de elementos de otros proyectos para el caso que se esté desarrollando sin considerar que con el solo tratarse de claros diferente de la losa de acceso/losa de aproximación, el cálculo de la misma cambiara, otro error encontrado fue que el acero de refuerzo principal ($V\#6c@18cm$) se colocó perpendicular al tránsito en la parrilla inferior en lugar de colocarlo paralelamente al tránsito vehicular, por lo cual el acero por distribución se encuentra sobrado en comparación con la separación mínima del acero de refuerzo, de la misma manera al colocar como acero de refuerzo por distribución ($V\#4c@18cm$) paralelamente al tránsito en la parrilla inferior en la posición del acero de refuerzo principal hace que este sea vea escaso.

Un aspecto importante en la determinación del peralte efectivo mínimo de la losa de acceso/losa de aproximación, es que un buen predimensionamiento de este hará que los esfuerzos por cortante sean absorbidos por la sección de concreto de la losa.

La losa de acceso/losa de aproximación no se considera adecuada ya que de construirse con dichas dimensiones y con la distribución del acero de refuerzo presentada es muy probable que aunque la losa no trabaje completamente como viga simplemente apoyada, presentara problemas por vibración excesiva ante las cargas vivas que circulen sobre ella, además de la gran posibilidad de que presente problemas de fisuras y grietas sobre ambas caras de la misma ya que una separación inadecuada del acero de refuerzo hará que el elemento presente efectos de flexión excesivos por falta de rigidez del elemento.

REVISIÓN DE TOPES ANTISÍSMICOS-TOPES SÍSMICOS



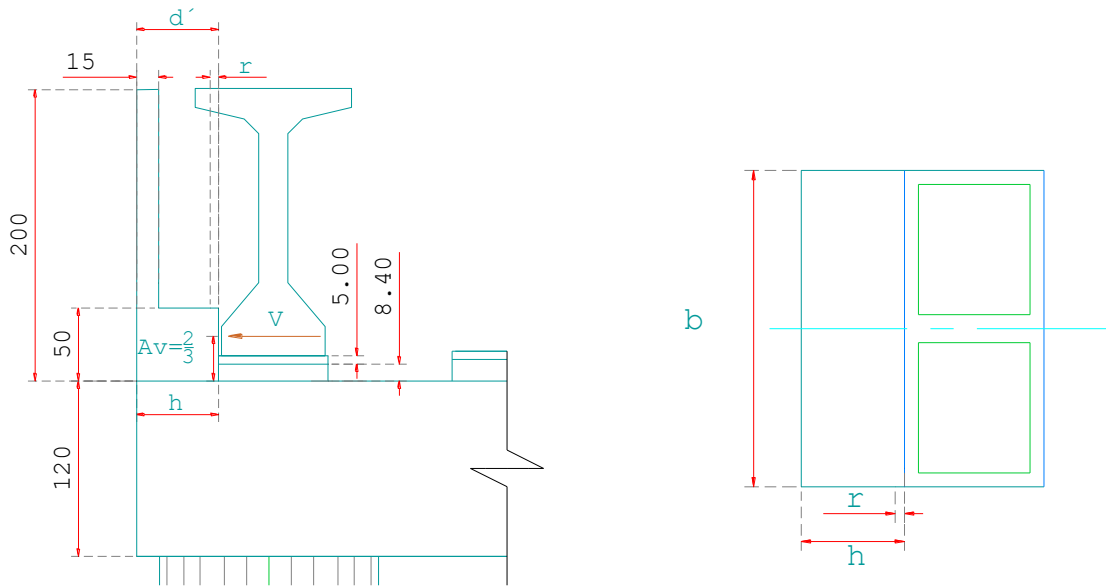
PLANTA GEOMETRIA TOPES ANTISISMICOS Y BANCOS DE APOYO

Se revisará el diseño de los topes antisísmicos-topes sísmicos según lo indicado en Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.15.5.8 (Special Provisions for Brackets and Corbels), Disposiciones especiales para soportes y ménsulas.

Indica que las disposiciones de este punto se aplicaran a soportes y Ménsulas que tengan una relación de corte a profundidad $\frac{A_v}{d} \leq 1$, y que estén sujetos a una tensión horizontal $N_c < V$.

La distancia “d” se medira a la cara del apoyo.



REVISIÓN DE ASPECTO-COMPORTAMIENTO COMO MÉNSULA.

- A_v = Altura donde se supone que actuara la fuerza
- d' = Ancho del tope antisísmico en la parte superior
- h = Ancho del tope antisísmico en la parte inferior
- b = Longitud de profundidad del tope antisísmico
- r = Recubrimiento V = Fuerza cortante

$$A_v = \text{Espesor banco de apoyo} + \text{Espesor apoyo} + \frac{2}{3} \text{Altura del patin inferior de la trabe}$$

$$A_v = 8.40 \text{ cm} + 5.00 \text{ cm} + \frac{2}{3} (20.00 \text{ cm})$$

$$A_v = 26.73 \text{ cm}$$

$$A_v = 0.27 \text{ m}$$

$$b = 170.00 \text{ cm}$$

$$b = 1.70 \text{ m}$$

$$d' = 56.00 \text{ cm}$$

$$d' = 0.56 \text{ m}$$

$$r = 6.00 \text{ cm}$$

$$r = 0.06 \text{ m}$$

$$h = 56.00 \text{ cm}$$

$$h = 0.56 \text{ m}$$

$$d = d' - r$$

$$d = 0.56 \text{ m} - 0.06 \text{ m} \quad d = 0.50 \text{ m}$$

RELACIÓN DE CORTE A PROFUNDIDAD $\frac{A_v}{d} \leq 1$

$$\frac{A_v}{d} = \frac{0.27 \text{ m}}{0.50 \text{ m}} \leq 1 \quad \frac{A_v}{d} = 0.54 \leq 1 \text{ ok}$$

El ancho en el borde extremo no deberá ser menor que la relación $0.5d$

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$0.5d = 0.5(0.50 \text{ m}) \quad 0.5d = 0.25 \text{ m}$$

$$d' > 0.5d \quad 0.56 > 0.25 \text{ m ok}$$

∴ El elemento se comporta como ménsula

Para determinar la fuerza que golpeará el tope antisísmico en un sismo, se debe considerar todas las cargas muertas de la estructura

BAJADA DE CARGAS MUERTAS DE LA ESTRUCTURA

PESO DE LAS TRABES

Nota: Trabe AASHTO tipo VI

$$W = (Area_{Trabe})(\gamma_{Concreto})(No. Trabes)(Longitud \text{ de la trabe})$$

$$W = (0.6993 \text{ m}^2)(2.40 \text{ T/m}^3)(8)(40.00 \text{ m}) \quad W = 537.06 \text{ T}$$

PESO DE LA LOSA

$$W = (Espesor \text{ losa})(Ancho \text{ losa})(\gamma_{Concreto})(Longitud \text{ de la losa})$$

$$W = (0.20 \text{ m})(13.06 \text{ m})(2.40 \text{ T/m}^3)(40.00 \text{ m}) \quad W = 250.75 \text{ T}$$

PESO DE LOS DIAFRAGMAS

$W =$

$$(Area_{Diaf})(Espesor \text{ del diaf})(\gamma_{Concreto})(No. Diaf \text{ por línea transversal})(No. de líneas de diafen los extremos e intermedios)$$

$$W = (1.9975 \text{ m}^2)(0.30 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)(7)(5) \quad W = 50.34 \text{ T}$$

PESO DE LA GUARNICIÓN

$$W = (Area_{Guarnición})(\gamma_{concreto})(No. de lados con guarnición)(Longitud de la guarnición)$$

$$W = (0.24 m^2)(2.40 T/m^3)(2)(40.00 m) \qquad W = 46.08 T$$

PESO DEL PARAPETO

Tubo de acero galvanizado de 7.6 Ø(3") Cedula 40 (Por metro) W = 11.3kg

$$W = (Peso_{Tubo})(Longitud del parapeto)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.0113 T)(40.00 m)(2) \qquad W = 0.90 T$$

Tubo de acero galvanizado de 6.4 Ø(2 1/2") Cedula 40 (Por Junta) W = 3.00 kg

$$W = (Peso_{Tubo})(No. de juntas en el puente)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.003 T)(8)(2) \qquad W = 0.048 T$$

Pilastra de acero A – 36 (Por pilastra) W = 17.0 kg

$$W = (Peso_{Pilastra})(No. de pilastras en el puente)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.017 T)(20)(2) \qquad W = 0.68 T$$

PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA

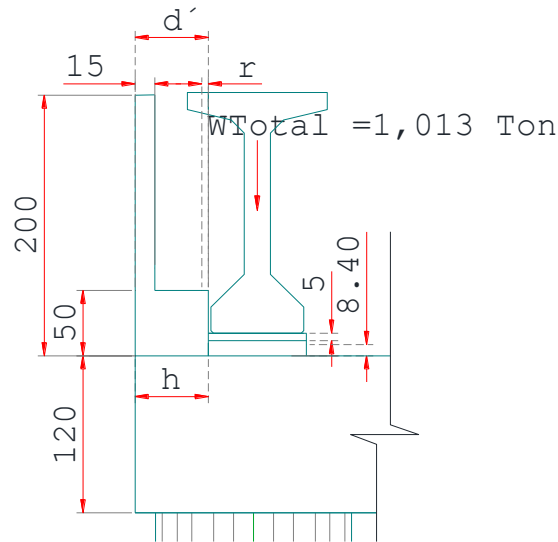
$$W = (Espesor del asfalto)(Ancho de calzada)(\gamma_{Asfalto})(Longitud de la losa)$$

$$W = (0.12 m)(12.00 m)(2.20 T/m^3)(40.00 m) \qquad W = 126.72 T$$

PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA-RESUMEN

| | |
|------------|------------------|
| Trabe | $W = 537.06 Ton$ |
| Losa | $W = 250.75 Ton$ |
| Diafragmas | $W = 50.34 Ton$ |
| Guarnición | $W = 46.08 Ton$ |
| Parapeto | $W = 1.63 Ton$ |
| Asfalto | $W = 126.72 Ton$ |

$$W_{Total} = 1,013.00 Ton$$



Para determinar la fuerza horizontal que actuara sobre los topes antisísmicos se considera lo siguiente.

$$V_u = \frac{(W_{carga muerta})(c)(Factor\ de\ importancia)}{Q}$$

Dónde:

c = Coeficiente sísmico del espectro sísmico para la zona sísmica y el tipo de suelo donde se encuentra la estructura.

$c = 0.86$

Factor de Importancia = Para estructuras tipo "A", el valor de "c" se multiplica por 1.5.

Nota: Estructuras tipo "A" corresponden los puentes y estructuras ubicados sobre carreteras de cuatro o más carriles, en caminos con clasificación ET4, A4 y B4, o Autopistas con accesos controlados ET y A. (según lo indicado en la norma N-PRY-6-01-005/01).

La estructura corresponde a una clasificación tipo "B", para carreteras de dos carriles de tipo ET2, A2, B2, C y D.

REGIONALIZACIÓN SÍSMICA.

La república mexicana se divide en cinco zonas sísmicas, de las cuales la zona "A" corresponde a la de menor riesgo sísmico y la zona "D" a la de mayor riesgo. A la ciudad de México se le asigno la zona "E" (según lo indicado en la N-PRY-6-01-005/01).

La estructura se encuentra en la zona sísmica “D”, considerada dicha franja en la de mayor riesgo.

TIPOS DE SUELOS

Se hace una clasificación de los suelos típicos en los que se puede desplantar la estructura según exploración geotécnica realizada, con el fin de considerar la amplificación dinámica de la respuesta sísmica por efecto del suelo (según lo indicado en la N-PRY-6-01-005/01).

Para este caso el tipo de suelo en el cual se busca desplantar la estructura corresponde a un Tipo III.

SUELOS TIPO III

Corresponden a los que cuentan con un estrato superior formado por limos o arcillas blandas, con un espesor igual o mayor a 12m, sobre yaciendo a un estrato constituido por suelos rígidos y estables, o rocas de cualquier naturaleza, con un espesor mayor de 60 m.

FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO (Q)

Corresponde a un valor para considerar la ductilidad de la estructura cuyos valores se representan en una tabla tomando en cuenta las características de la estructura y las fuerzas por determinar. (Según lo indicado en la N-PRY-6-01-005/01).

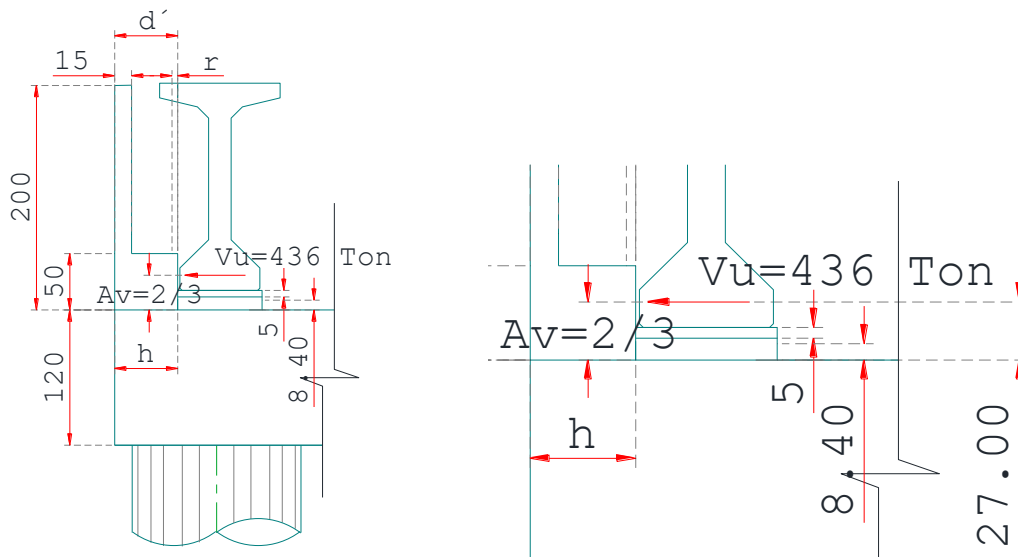
Valor de $Q = 2$

El valor de $Q = 2$ utilizado para el cálculo de fuerzas transmitidas por la superestructura a la subestructura.

$$V_u = \frac{(W_{Carga\ muerta})(c)(Factor\ de\ importancia)}{Q}$$

$$V_u = \frac{(1,013\ Ton)(0.86)}{2}$$

$$V_u = 436\ Ton$$



DETERMINACIÓN DEL MOMENTO DE DISEÑO

$$M_D = (V_u)(A_v)$$

$$A_v = \text{Espesor banco de apoyo} + \text{Espesor apoyo} + \frac{2}{3} \text{ de la altura del patin inferior de la trabe}$$

$$A_v = 8.40 \text{ cm} + 5.00 \text{ cm} + \frac{2}{3}(20.00 \text{ cm})$$

$$A_v = 27.00 \text{ cm}$$

$$M_D = (436 \text{ Ton})(0.27 \text{ m})$$

$$M_D = 117.72 \text{ T - m}$$

REVISIÓN DE LOS EFECTOS POR CORTANTE

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.15.5 (Horizontal Shear Design for Composite Concrete Flexural Members)

El inciso 8.15.5.6.2 indica que, la cortante de diseño V_u , deberá ser calculada con la siguiente ecuación.

$$v = \frac{V}{(b_w)(d)}$$

Dónde:

V = Es la fuerza de cortante de diseño en la sección considerada

b_w = Es el ancho de la seccion

d = Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

$$d = d' - r$$

$$d = 0.56 \text{ m} - 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$b_w = b$$

$b =$ Longitud de profundidad del tope antisísmico

$$v = \frac{436,000 \text{ kg}}{(170 \text{ cm})(50 \text{ cm})}$$

$$v = 51.29 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.15.5.2 (Shear Stress Carried by Concrete), Esfuerzo cortante que toma el concreto.

En este inciso indica que para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión, el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto, V_c , puede ser obtenido por la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0.29\sqrt{250\text{kg/cm}^2}$$

$$V_c = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v > V_c$$

∴ El esfuerzo cortante es mayor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto.

Como el esfuerzo cortante es mayor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto se debe, aplicar lo indicado en el inciso 8.15.5.3 esfuerzo cortante absorbido por refuerzo de cortante.

Cuando el esfuerzo de cortante v exceda el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto V_c , el refuerzo de cortante deberá ser provisto por lo indicado en este inciso, el refuerzo de cortante deberá también deberá cumplir con los requerimientos generales del inciso 8.19.

Cuando el acero de cortante sea perpendicular al eje del elemento se utilizará.

$$A_v = \frac{(v - V_c)b_w s}{f_s}$$

Dónde:

$v =$ Esfuerzo cortante de diseño

$V_c =$ Esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto

$b_w s = b_w = b$, La S significa que está en función de la separación.

$f_s =$ Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo

$$f_s = f_y * 0.50$$

$$f_s = 4,200 \text{ kg/cm}^2 * 0.50 \qquad f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_v = \frac{(51.29 \text{ kg/cm}^2 - 4.59 \text{ kg/cm}^2)}{2,100 \text{ kg/cm}^2} \qquad A_v = 0.02 \text{ cm}^2$$

El área de acero queda en función de la separación del refuerzo.

$$S = \frac{(\text{No. de ramas})(a_s)}{A_v}$$

Se propusieron 2 ramas con V#4c para formar los estribos que resistirán el esfuerzo cortante.

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2 \qquad (\text{Área de acero de la varilla})$$

$$S = \frac{(2)(1.27 \text{ cm}^2)}{0.02 \text{ cm}} \qquad S = 127 \text{ cm}$$

Se colocarán EV#4c@10 cm.

REVISIÓN DEL PERALTE DEL TOPE ANTISÍSMICO.

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

Dónde:

d = Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

K = Se obtiene de las constantes del concreto, $K = 14.85 \text{ kg/cm}^2$

b = Longitud de profundidad del tope antisismico

$$d = d' - r$$

$$d = 0.56 \text{ m} - 0.06 \text{ m}$$

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$M_D = 117.72 \text{ T} - \text{m}$$

Para convertir a kg-cm

$$M_D = (117.72 \text{ T} - \text{m})(10)^5$$

$$M_D = 11,772,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{11,772,000 \text{ kg-cm}}{(14.50 \text{ kg/cm}^2)(170 \text{ cm})}}$$

$$d = 69.11 \text{ cm} \approx 70.00 \text{ cm}$$

$$d = 70.00 \text{ cm} > 50.00 \text{ cm} \quad \therefore \text{No pasa por peralte}$$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PERPENDICULAR AL EJE DEL ELEMENTO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(j)(d)}$$

Dónde:

$M_D =$ Momento de diseño

$f_s =$ Esfuerzo de tensión del acero de refuerzo

$j =$ Se obtiene de las constantes del concreto, $j = 0.90$

$d =$ Es la distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide de la tensión longitudinal del refuerzo.

$$A_s = \frac{11,772,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(50 \text{ cm})} \quad A_s = 124.57 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#5c $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{124.57 \text{ cm}^2} \quad S = 1.58 \text{ cm} \quad S = 10.00 \text{ cm}$$

Se colocaron V#5c @10 cm perpendicularmente al eje del tope antisísmico en ambas caras del elemento, lo cual se considera escaso de acuerdo con el cálculo.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO HORIZONTAL-PERPENDICULAR AL EJE DEL ELEMENTO

No se propuso acero de refuerzo horizontal, pero se obtuvo para indicar cómo se obtiene de manera didáctica.

$$A_h = (0.50)(A_s)$$

$$A_h = (0.50)(124.57 \text{ cm}^2) \quad A_h = 62.29 \text{ cm}^2$$

Se colocará el acero de refuerzo en 2/3 de $d = 0.50 \text{ m}$, se distribuirán en 33 cm.

Se propusieron V#8c $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(5.07 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{62.29 \text{ cm}^2} \quad S = 8.13 \text{ cm} \quad S = 8.00 \text{ cm}$$

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LA REVISIÓN DE LOS TOPES ANTISÍSMICOS-TOPES SÍSMICOS

En la revisión de los topes antisísmicos/topes sísmicos se supusieron que trabajan como ménsulas, por lo cual se comprobó su aspecto-comportamiento como ménsula.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|---------------------------------|---------------------------------|
| Relacion de Corte a Profundidad | Relacion de Corte a Profundidad |
| | 0.54<1.00 |
| Ancho en el borde Extremo | Ancho en el borde Extremo |
| | 0.56>0.5d |

La revisión se realizó considerando el efecto de la carga muerta, así como el efecto que provoca el sismo dependiendo de la zona sísmica y el tipo de suelo donde se encuentra la estructura.

Se verifico el espesor del peralte efectivo necesario para resistir el efecto de las cargas bajo las cuales estarán sometidos los topes antisísmicos/topes sísmicos.

Se determinó el área de acero de refuerzo perpendicular al eje del elemento (Acero de refuerzo principal), de la misma manera se determinó el área de acero de refuerzo horizontal perpendicular al eje del elemento (Acero de refuerzo por distribución).

Igualmente se revisó el elemento bajo esfuerzos de cortante, disminuyendo dichos esfuerzos con los esfuerzos de cortante que absorbe el concreto y determinando la separación de los estribos para cortante.

Se revisó la separación mínima necesaria a la cual deberá de colocarse el acero de refuerzo para resistir las solicitaciones de las cargas evitando fisuraciones o agrietamientos en los topes antisísmicos/topes sísmicos.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados por parte de la revisión, en contraste por parte de la proyectista no se realizó memoria de cálculo, pero se presenta el plano correspondiente a los topes antisísmicos/topes sísmicos por lo cual se pudo obtener las dimensiones y el acero de refuerzo propuesto.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|-------------------------------|-------------------------------|
| Peralte efectivo del elemento | Peralte efectivo del elemento |
| 50.00 cm | 69.00 cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| V#5c@10 cm | V#5c@1.56 cm |
| Acero de Refuerzo Horizontal | Acero de Refuerzo Horizontal |
| No se propuso | V#8c@10 cm |
| Cortante Ultimo Actuante | Cortante Ultimo Actuante |
| 52.12 Kg/cm ² | 52.12 Kg/cm ² |
| Cortante que toma el Concreto | Cortante que toma el Concreto |
| 4.59 Kg/cm ² | 4.59 Kg/cm ² |
| Separacion de Estribos | Separacion de Estribos |
| 10.00 cm | 15.00 cm |

Con base a lo anterior se puede apreciar que existen variaciones en cuanto a la distribución del acero de refuerzo, de la separación del acero de refuerzo para resistir el esfuerzo cortante y del peralte efectivo mínimo de los topes antisísmicos/topes sísmicos, esto se debe a que no se realizó la memoria de cálculo de los mismos, y al no realizar el cálculo, comúnmente lo que realiza el proyectista es mediante la experiencia proponer tanto el espesor del peralte del tope antisísmico/tope sísmico, así como el área de acero nominal de las varillas que cubrirán el área de acero de refuerzo. Otra situación que comúnmente sucede es la adaptación de elementos de otros proyectos para el caso que se esté desarrollando sin considerar que con el solo tratarse de claros, la descarga de las cargas muertas cambiara significativamente por lo cual el cálculo de estos cambiara.

Un aspecto importante en la determinación del peralte efectivo mínimo de los topes antisísmicos/topes sísmicos, es que un buen predimensionamiento de este hará que los esfuerzos por cortante y esfuerzos de flexión sean soportados por el elemento.

Los topes antisísmicos/topes sísmicos no se consideran adecuados ya que de construirse con dichas dimensiones y con la distribución del acero de refuerzo presentada es muy probable que se presenten desde agrietamientos considerables hasta el desprendimiento total del elemento, esto se debe a que las fuerzas que actuaran sobre el elemento son mayores que las que son capaz de resistir.

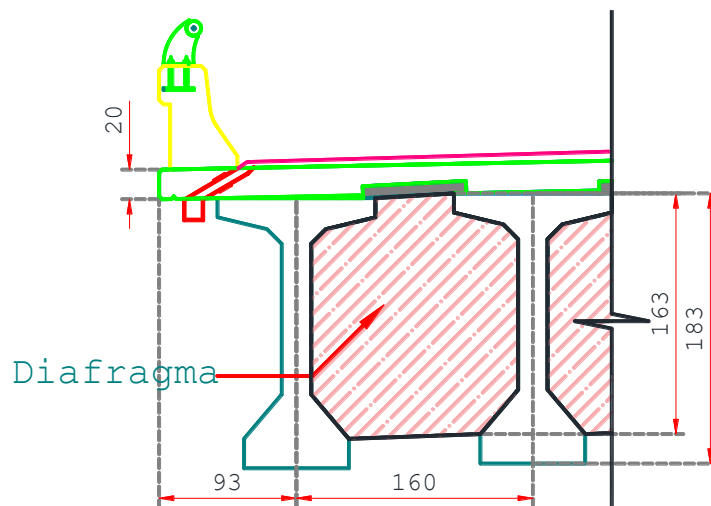
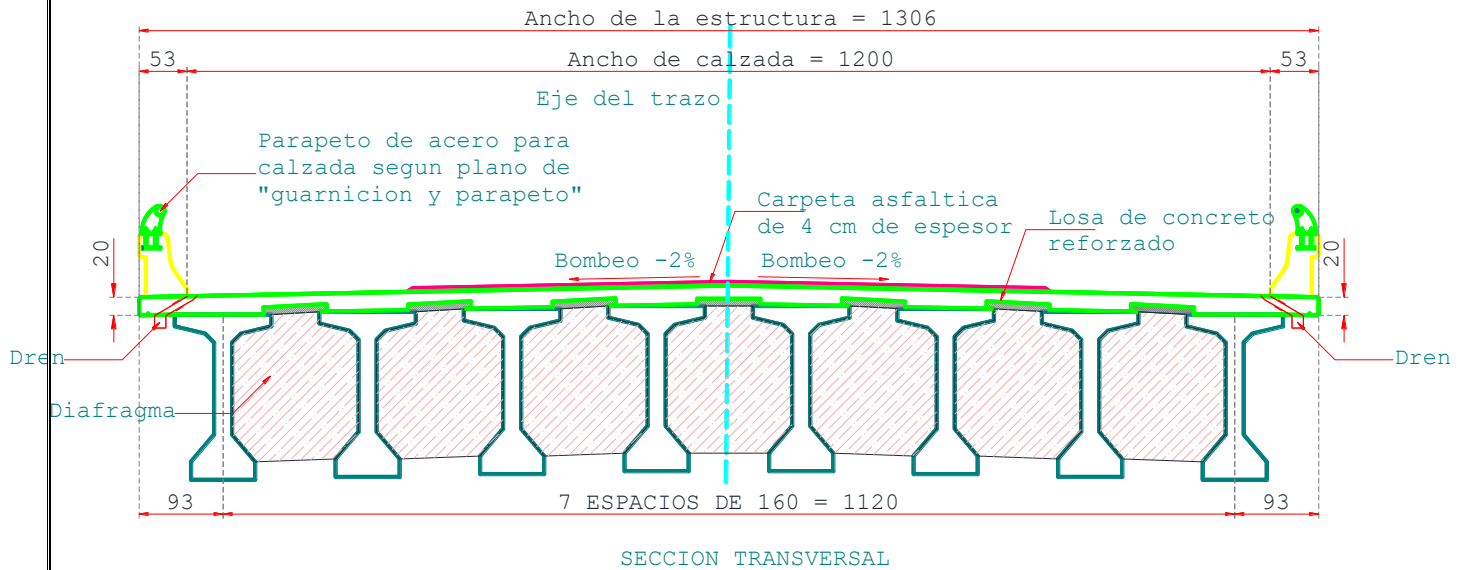
Con dichas dimensiones del elemento y con el acero de refuerzo propuesto es casi seguro que se presenten fallas por flexión a causa del aplastamiento a compresión del concreto después de que fluya el acero de refuerzo a tensión.

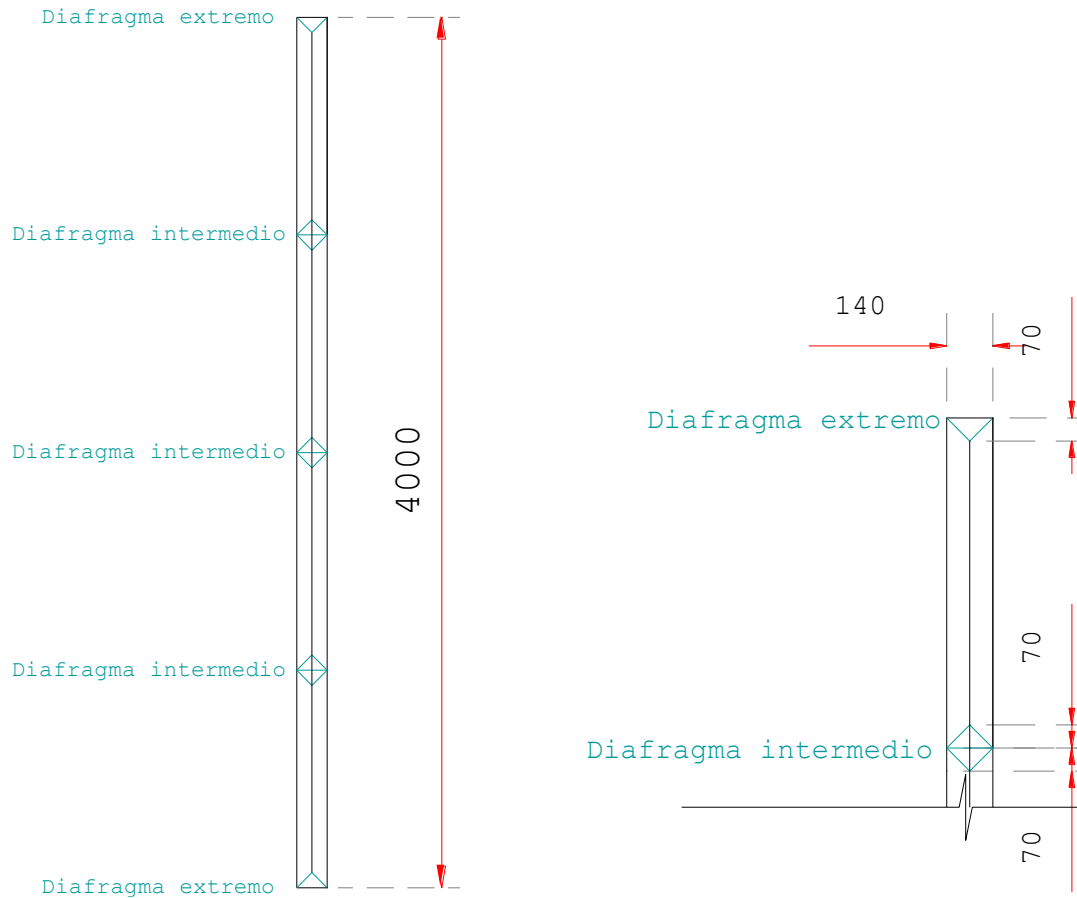
Otra falla demasiado probable que se llegue a presentar es la falla por tensión diagonal, la cual se originara desde el lugar donde se estima que estará aplicada la fuerza horizontal hasta la sección inclinada del tope.

Por último, la falla por cortante directo, la cual se manifestará por grietas con respecto al plano horizontal que forma la intersección del tope antisísmico/tope sísmico con el cabezal de la pila.

REVISIÓN DE LOS DIAFRAGMAS

En la revisión de los diafragmas, dado que para la verdadera comprensión de su comportamiento en la estructura de los puentes es necesario un análisis más detallado, únicamente se revisará por la influencia de la carga muerta y viva, afectados por los efectos del impacto, así como la obtención del acero de refuerzo necesario para la rigidez de los diafragmas con las vigas.





DIAFRAGMA EXTREMO

CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

LOSA

$b =$ Ancho de diseño, se considera el espesor del diafragma $b = 0.30\text{ m}$

$$W_{Losa} = (\text{Ancho de losa sobre diafragma})(\text{Espesor de losa})(\gamma_{\text{del concreto}})(\text{Ancho de diseño})$$

$$W_{Losa} = (1.40\text{ m})(0.20\text{ m})(2.4\text{ T/m}^3)(0.30\text{ m}) \quad W_{Losa} = 0.20\text{ Ton}$$

ASFALTO

$W_{Asfalto}$

$$= (\text{Ancho de losa sobre diafragma})(\text{Espesor de la carpeta asfáltica})(\gamma_{\text{del Asfalto}})(\text{Ancho de diseño})$$

$$W_{Asfalto} = (1.40\text{ m})(0.12\text{ m})(2.2\text{ T/m}^3)(0.30\text{ m}) \quad W_{Asfalto} = 0.11\text{ Ton}$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = W_{Losa} + W_{Asfalto}$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.20\ Ton + 0.11\ Ton$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.31\ Ton$$

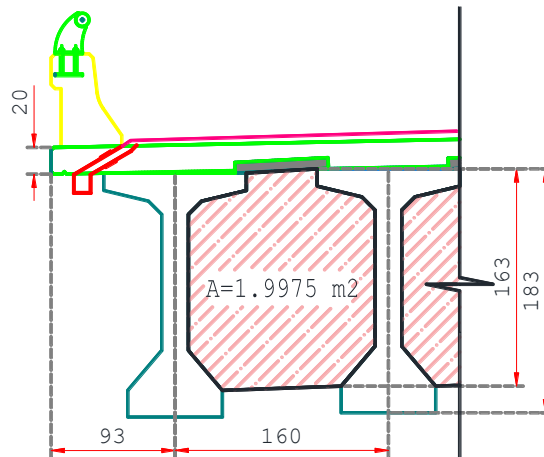
Para obtener el peso por metro de losa, se debe dividir entre el ancho total de la losa sobre los diafragmas

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = \frac{0.31\ Ton}{1.40\ m}$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.22\ Ton/m$$

PESO PROPIO DEL DIAFRAGMA

$$Area_{Diafragma} = 1.9975\ m^2$$



$$Volumen_{Diafragma} = (Área_{Diafragma})(Espesor_{Diafragma})$$

$$Volumen_{Diafragma} = (1.9975\ m^2)(0.30\ m)$$

$$Volumen_{Diafragma} = 0.60\ m^3$$

$$W_{Diafragma} = (Volumen_{Diafragma})(\gamma_{del\ concreto})$$

$$W_{Diafragma} = (0.60\ m^3)(2.4\ T/m^3)$$

$$W_{Diafragma} = 1.44\ Ton$$

IMPACTO

El impacto es un incremento porcentual que se aplica a las cargas vehiculares que transitan por la calzada, este incremento se realiza para considerar los efectos de la vibración de la estructura, que es generada por la respuesta dinámica producida por las ruedas de los vehículos.

La norma IMT N-PRY-CAR-06-01-003/01

Indica que:

Se aplicará un 40% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por un solo eje del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 30% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por dos o tres ejes del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 25% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por más de tres ejes del modelo IMT 66.5.

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 3.8.2 (Impact Formula).

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Dónde:

I = Porcentaje del efecto del impacto.

L = Longitud del claro de diseño del puente en ft.

1 ft = 0.3048 m

Quedando la ecuación de la siguiente manera para cambiar a metros:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

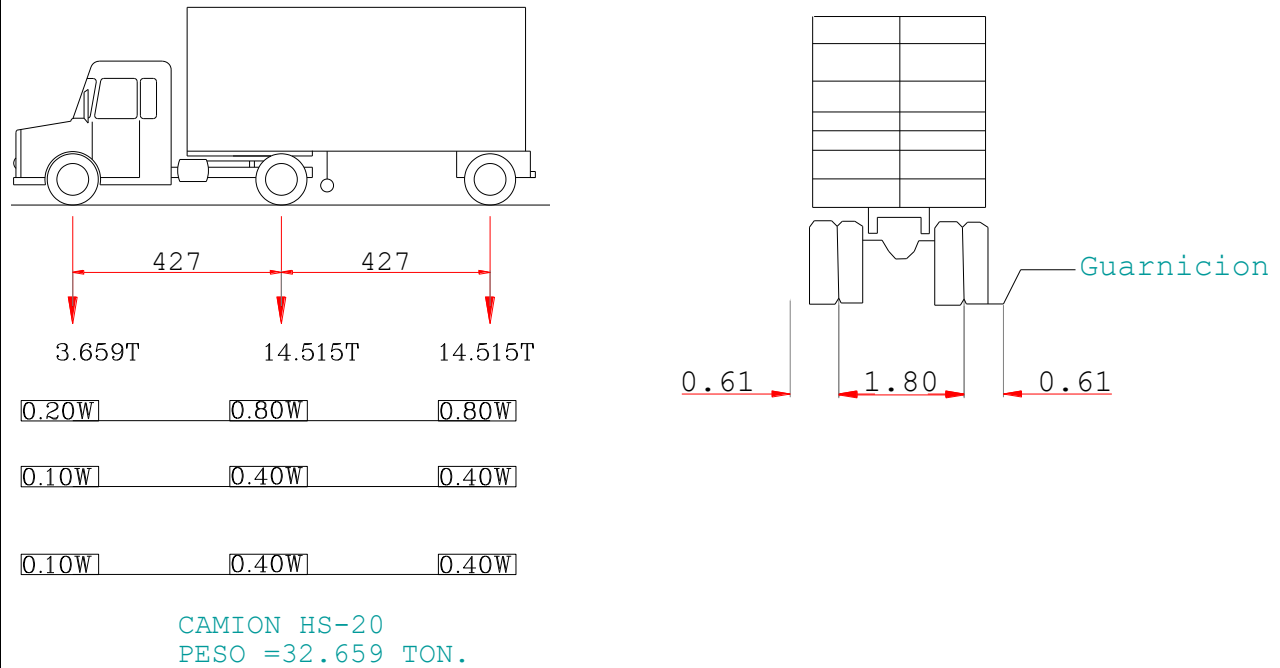
$$I = \frac{15.24}{1.40+38.10}$$

$$I = 0.39 > 0.30$$

$$\therefore I = 0.30$$

REACCIÓN EN UN APOYO (REACCIÓN CARGA VIVA + IMPACTO)

La carga viva considerada para el análisis de los diafragmas será la generada por el camión de diseño HS-20, ya que es el camión con el eje más pesado.



$W_{Eje\ mas\ pesado} = 14,515\ kg$

$W_{Por\ rueda} = \frac{P}{2}$

$W_{Por\ rueda} = \frac{14,515\ kg}{2}$

$W_{Por\ rueda} = 7,257.5\ kg$

$W_{Cv+I} = (W_{Por\ rueda})(I)$

$W_{Cv+I} = (7,257.5\ kg)(1.30)$

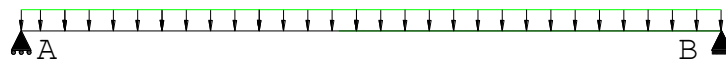
$W_{Cv+I} = 9,435\ kg$

$W_{Cv+I} = 9.435\ Ton$

OBTENCIÓN DEL MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA MUERTA (LOSA+ASFALTO)

Para la obtención del momento por carga muerta se tendrá la siguiente consideración al suponer la losa como una viga simplemente apoyada.

Momento para una viga simplemente apoyada



$$M = \frac{(W)(L)^2}{8}$$

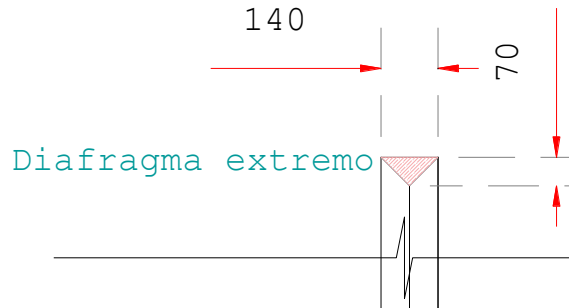
$$M = \frac{(0.22 \text{ T/m})(1.40 \text{ m})^2}{8}$$

$$M = 0.05 \text{ Ton} - \text{m}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO POR CARGA (LOSA +ASFALTO)

Considerando lo siguiente.

Un área tributaria de cargas que recibe el diafragma extremo.



CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

LOSA

$$W_{Losa} = \frac{(Base \text{ del triángulo})(Altura \text{ del triángulo})}{2} (\text{Espesor de la losa})(\gamma_{del \text{ concreto}})$$

$$W_{Losa} = \frac{(1.40 \text{ m})(0.70 \text{ m})}{2} (0.30 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3) \quad W_{Losa} = 0.35 \text{ Ton}$$

ASFALTO

$$W_{Asfalto} = \frac{(Base \text{ del triángulo})(Altura \text{ del triángulo})}{2} (\text{Espesor de la carpeta asfáltica})(\gamma_{del \text{ Asfalto}})$$

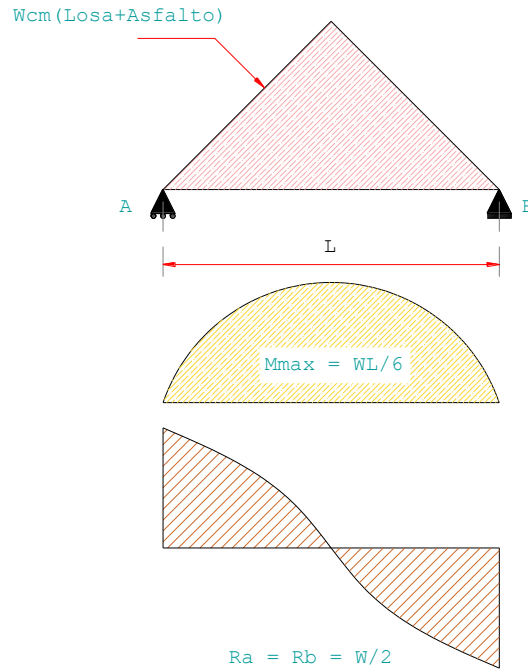
$$W_{Asfalto} = \frac{(1.40 \text{ m})(0.70 \text{ m})}{2} (0.12 \text{ m})(2.2 \text{ T/m}^3) \quad W_{Asfalto} = 0.13 \text{ Ton}$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{Carga \text{ Muerta Total}} = W_{Losa} + W_{Asfalto}$$

$$W_{Carga \text{ Muerta Total}} = 0.35 \text{ Ton} + 0.13 \text{ Ton}$$

$$W_{Carga \text{ Muerta Total}} = 0.48 \text{ Ton}$$



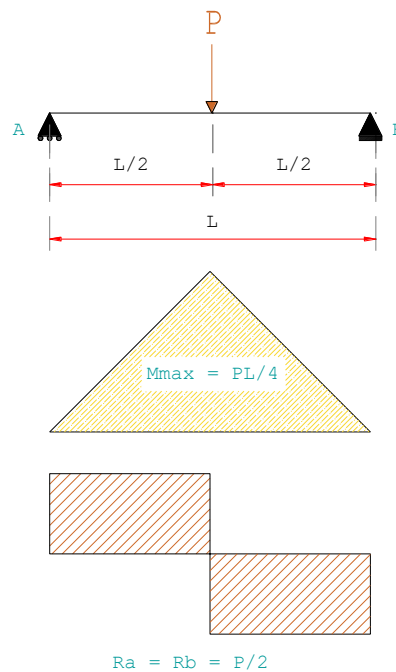
CÁLCULO DEL MOMENTO POR CARGA MUERTA (LOSA + ASFALTO)

$$M = \frac{(W)(L)}{6}$$

$$M = \frac{(0.48 \text{ Ton})(1.40 \text{ m})}{6}$$

$$M = 0.11 \text{ Ton} - \text{m}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA MUERTA (DIAFRAGMA)



$$M = \frac{(P)(L)}{4}$$

$$M = \frac{(1.44 \text{ Ton})(1.40 \text{ m})}{4}$$

$$M = 0.50 \text{ Ton} - m$$

MOMENTO POR CARGA VIVA + IMPACTO

$$M = \frac{(P)(L)}{4}$$

$$M = \frac{(9.435 \text{ Ton})(1.40 \text{ m})}{4}$$

$$M = 3.30 \text{ Ton} - m$$

MOMENTO DE DISEÑO

$$M_D = M_{\text{Flexionante}}(\text{Losa} + \text{Asfalto}) + M_{\text{Carga}}(\text{Losa} + \text{Asfalto}) + M_{\text{flexionante}}(\text{Diafragma}) + M_{\text{Cv+I}}$$

$$M_D = 0.05 \text{ Ton} - m + 0.11 \text{ Ton} - m + 0.50 \text{ Ton} - m + 3.30 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = 3.96 \text{ Ton} - m$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES

Se limitará los esfuerzos del acero de refuerzo al 0.50fy

$$f_s = 0.50(f_y)$$

$$f_s = 0.50(4,200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_s = 2,100 \text{ Kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE "K"

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$$f'_{c\text{Losa}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el acero } (E_s) = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el concreto } (E_c) = 14,000\sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 9.49$$

$$n = 9.00$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN DEL CONCRETO

$$C = 0.40f'c$$

$$f'c = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.00)(100 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$k = 0.30$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “J”

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.30}{3}$$

$$J = 0.90$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.30)$$

$$K = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL PERALTE EFECTIVO

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

b = Se considera un ancho de diseño de 30 cm

$$M_D = 3.96 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = (3.96 \text{ Ton} - m)(10)^5$$

$$M_D = 396,000 \text{ kg} - cm$$

$$d = \sqrt{\frac{396,000 \text{ kg} - cm}{(13.50 \text{ kg/cm}^2)(30 \text{ cm})}}$$

$$d = 31.27 \text{ cm} \approx 32.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento (r) = 5.00 cm

Peralte total del diafragma (h) = (d + r) < Peralte del diafragma

Peralte total del diafragma (h) = 32.00cm + 5.00cm

Peralte total del diafragma (h) = 37.00cm < 163cm

Por cuestiones de rigidez, la altura "h" del diafragma no puede ser menor a la del valor diseñado, por lo cual conservara el peralte de diseño.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(j)(d)}$$

$$A_s = \frac{396,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.88)(158 \text{ cm})} \quad A_s = 1.33 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO MINIMO

$$A_{s_{min}} = (0.0035)(b)(h)$$

Dónde:

$b =$ Espesor del diafragma

$$b = 0.30 \text{ m}$$

$h =$ Peralte efectivo del diafragma

$$h = 1.58 \text{ m}$$

$$A_{s_{min}} = (0.0035)(30 \text{ cm})(158 \text{ cm})$$

$$A_{s_{min}} = 16.59 \text{ cm}^2$$

∴ Se utilizará el acero de refuerzo mínimo

$$A_s = 16.59 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DEL NÚMERO DE VARILLAS DEL ACERO PRINCIPAL PARA MOMENTO FLEXIONANTE

Se propusieron V#6c

$$a_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Varillas} = \frac{A_s}{a_s}$$

$$\text{No. Varillas} = \frac{16.59 \text{ cm}^2}{2.85 \text{ cm}^2}$$

$$\text{No. Varillas} = 5.82$$

$$\text{No. Varillas} = 6.00$$

ÁREA DE ACERO REAL

$$A_{s_{Real}} = (\text{No de varillas colocadas})(a_s)$$

$$A_{s_{Real}} = (2)(2.85 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s_{Real}} = 5.70 \text{ cm}^2 < A_s = 16.59 \text{ cm}^2$$

Se colocaron 2V#6c perpendicularmente al tránsito en la parrilla inferior y superior, lo cual se considera escaso, al ser menor que lo requerido como acero de refuerzo mínimo.

Por lo cual se debería de cambiar el número de varillas que se colocaran o el área nominal de la varilla para cubrir el área de acero de refuerzo necesario.

Se muestra a continuación una propuesta con otra área nominal de varillas

Se propusieron V#10c $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$ |

$$\text{No. Varillas} = \frac{A_s}{a_s}$$

$$\text{No. Varillas} = \frac{16.59 \text{ cm}^2}{7.92 \text{ cm}^2}$$

$$\text{No. Varillas} = 2.09$$

$$\text{No. Varillas} = 2.00$$

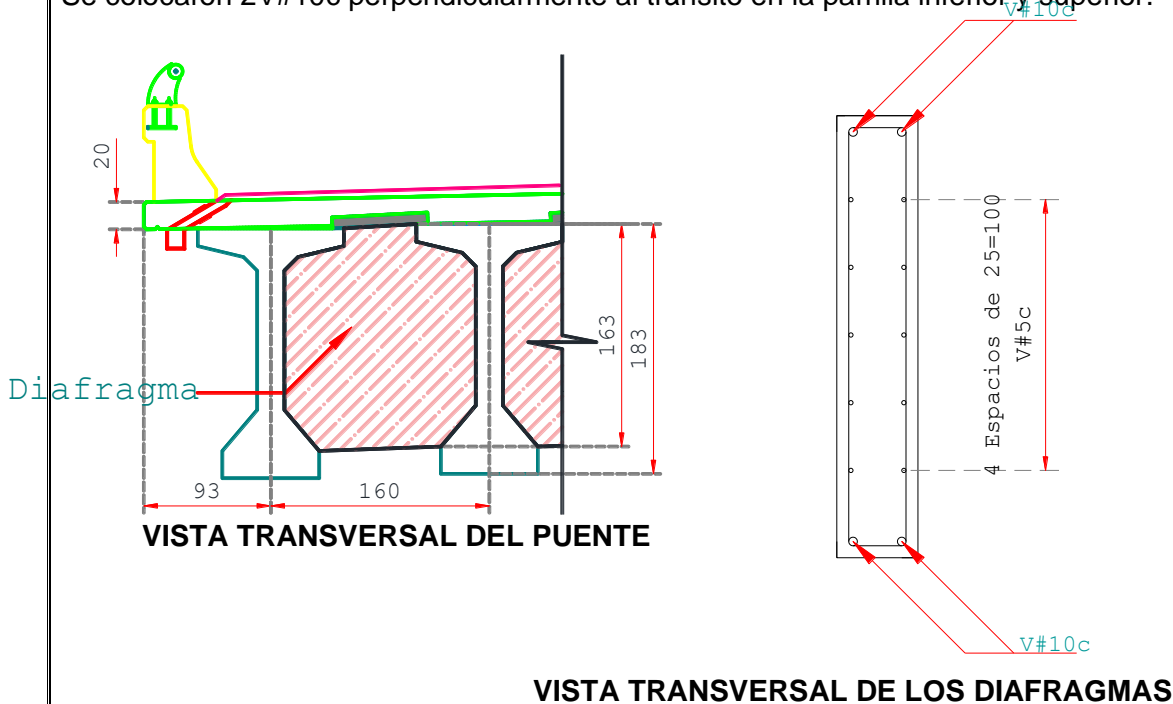
ÁREA DE ACERO REAL

$$A_{SReal} = (\text{No de varillas colocadas})(a_s)$$

$$A_{SReal} = (2)(7.92 \text{ cm}^2)$$

$$A_{SReal} = 15.84 \text{ cm}^2 \approx A_s = 16.59 \text{ cm}^2$$

Se colocaron 2V#10c perpendicularmente al tránsito en la parrilla inferior y superior.



OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE EN EL DIAFRAGMA

CORTANTE POR CARGA MUERTA (LOSA +ASFALTO)

$$V = \frac{(W_{Losa+Asfalto})(Claro de diseño)}{2}$$

$$V = \frac{(0.22 \text{ Ton/m})(1.40 \text{ m})}{2}$$

$$V = 0.15 \text{ Ton}$$

CORTANTE POR CARGA MUERTA (LOSA+ ASFALTO)

Considerando lo siguiente.

Un área tributaria de cargas que recibe el diafragma extremo.



$$V = \frac{(W_{Losa+Asfalto})(Claro de diseño)}{2}$$

$$V = \frac{(0.48 \text{ Ton/m})(1.40 \text{ m})}{2}$$

$$V = 0.34 \text{ Ton}$$

CORTANTE POR CARGA MUERTA (DIAFRAGMA)

$$V = \frac{(W_{Diafragma})}{2}$$

$$V = \frac{(1.44 \text{ Ton})}{2}$$

$$V = 0.72 \text{ Ton}$$

CORTANTE POR CARGA VIVA+I

$$V = \frac{W_{Del eje del camion de diseño}}{2}$$

$$V = \frac{14,515 \text{ kg}}{2}$$

$$V = 7.2575 \text{ Ton}$$

$$V = 7,257.5 \text{ kg}$$

Incrementándole el impacto, tenemos.

$$V_{Cv+I} = (7.2575 \text{ Ton})(I)$$

$$V_{Cv+I} = (7,257.5 \text{ kg})(1.30)$$

$$V_{Cv+I} = 9.44 \text{ Ton}$$

CORTANTE DE DISEÑO

$$V_D = V_{Carga}(Losa + Asfalto) + V_{Carga}(Losa + Asfalto) + V_{Carga}(Diafragma) + V_{Cv+I}$$

$$V_D = 0.15 \text{ Ton} + 0.34 \text{ Ton} + 0.72 \text{ Ton} + 9.44 \text{ Ton} \qquad V_D = 10.65 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE

$$v = \frac{V_D}{(b)(j)(d)}$$

Dónde:

$$V_D = 10.65 \text{ Ton}$$

$$V_D = 10,650 \text{ kg}$$

$$b = \text{Espesor del diafragma}$$

$$j = 0.882, \text{ calculada anteriormente}$$

$$d = \text{Peralte efectivo del diafragma}$$

$$d = 158 \text{ cm}$$

$$v = \frac{10,650 \text{ kg}}{(30 \text{ cm})(0.90)(158 \text{ cm})}$$

$$v = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.15.5.2 (Shear Stress Carried by Concrete), Esfuerzo cortante que toma el concreto.

En este inciso indica que para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión, el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto, V_c , puede ser obtenido por la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_c = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v < V_c$$

∴ El esfuerzo cortante es menor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto.

Como el esfuerzo cortante es menor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto, no es necesario reforzar con estribos la sección para que el acero de refuerzo absorba el esfuerzo cortante excedente, sin embargo, se proveerá de acero de refuerzo para absorber el esfuerzo cortante.

REFUERZO POR CORTANTE

$$S = \frac{(2)(a_s)(f_s)(j)(d)}{V_D}$$

Dónde:

$$V_D = 10.65 \text{ Ton}$$

$$V_D = 10,650 \text{ kg}$$

a_s = Área de acero nominal de la varilla propuesta.

f_s = Limite de fluencia del acero

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

j = 0.90, Calculada anteriormente

d = Peralte efectivo del diafragma

$$d = 158 \text{ cm}$$

Se propusieron E#3c

$$S = \frac{(2)(0.71 \text{ cm}^2)(2100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(158 \text{ cm})}{10,650 \text{ kg}}$$

$$S = 39.81 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Se colocarán E#3c @ 15 cm en el cuerpo del diafragma.

REVISIÓN POR ADHERENCIA

Para varillas del lecho superior para varillas del #3 al 12#

$$\mu_{\text{permisible}} = \frac{2.39\sqrt{f'c}}{D}$$

Dónde:

D = Diametro de la varilla que se utilizara.

$$\mu_{\text{permisible}} = \frac{2.39\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}{1.90 \text{ cm}}$$

$$\mu_{\text{permisible}} = 19.89 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS DE ADHERENCIA EN MIEMBROS A FLEXIÓN

En miembros a flexión donde el refuerzo a tensión sea paralelo a la cara de compresión, el esfuerzo de adherencia por flexión de cualquier sección transversal deberá calcularse con la formula.

$$\mu_{Calculado} = \frac{V}{(\Sigma_0)(jd)}$$

$$\Sigma_0 = (No\ de\ varillas)(Perimetro)$$

Dónde:

$\Sigma_0 =$ Sumatoria de perimetros de las varillas

$$Perimetro = (2)(\pi)(r) \quad Perimetro = (2)(\pi)(1.59\ cm) \quad Perimetro = 9.99\ cm$$

$$\Sigma_0 = (2V\#10c)(9.99\ cm) \quad \Sigma_0 = 19.98\ cm$$

$$\mu_{Calculado} = \frac{V_D}{(\Sigma_0)(jd)}$$

Dónde:

$$V_D = 10,650\ kg$$

$j = 0.90$, calculada anteriormente

$$d = \text{Peralte efectivo del diafragma} \quad d = 158\ cm$$

$$\mu_{Calculado} = \frac{10,650\ kg}{(19.98\ cm)(0.90)(158\ cm)} \quad \mu_{Calculado} = 3.75\ kg/cm^2$$

Como $3.75\ kg/cm^2 < 19.89\ kg/cm^2 \therefore$ Se acepta

DIAFRAGMAS INTERMEDIOS

POR MOMENTO FLEXIONANTE

De acuerdo con el cálculo anterior, se empleará el mismo acero de refuerzo para el armado del diafragma intermedio.

Se colocaron 2V#10c perpendicularmente al tránsito en la parrilla inferior y superior.

POR FUERZA CORTANTE

Para el cálculo de la fuerza cortante se debe retomar el valor del V_D , anteriormente calculado para los diafragmas extremos y considerar el valor del $V_{Losa+Asfalto}$.

CORTANTE DE DISEÑO PARA DIAFRAGMAS INTERMEDIOS

$$V_D = V_{D \text{ Para diafragmas intermedios}} + V_{Carga}(Losa + Asfalto)$$

$$V_D = 10.65 \text{ Ton} + 0.34 \text{ Ton}$$

$$V_D = 10.99 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE

$$v = \frac{V_D}{(b)(j)(d)}$$

Dónde:

$$V_D = 10.99 \text{ Ton}$$

$$V_D = 10,990 \text{ kg}$$

$b =$ Espesor del diafragma

$j = 0.90$, Calculada anteriormente

$d =$ Peralte efectivo del diafragma

$$d = 158 \text{ cm}$$

$$v = \frac{10,990 \text{ kg}}{(30 \text{ cm})(0.90)(158 \text{ cm})}$$

$$v = 2.58 \text{ kg/cm}^2$$

OBTENCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE PERMISIBLE

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.15.5.2 (Shear Stress Carried by Concrete), Esfuerzo cortante que toma el concreto.

En este inciso indica que para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión, el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto, V_c , puede ser obtenido por la siguiente ecuación.

$$V_c = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$V_c = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}$$

$$V_c = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v < V_c$$

∴ El esfuerzo cortante es menor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto.

Como el esfuerzo cortante es menor que el esfuerzo cortante permisible que absorbe el concreto, no es necesario reforzar con estribos la sección para que el acero de refuerzo absorba el esfuerzo cortante excedente, sin embargo, se proveerá de acero de refuerzo para absorber el esfuerzo cortante.

REFUERZO POR CORTANTE

$$S = \frac{(2)(a_s)(f_s)(j)(d)}{V_D}$$

Dónde:

$$V_D = 10.99 \text{ Ton}$$

$$V_D = 10,990 \text{ kg}$$

a_s = Area de acero nominal de la varilla propuesta.

f_s = Limite de fluencia del acero

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

j = 0.90, Calculada anteriormente

d = Peralte efectivo del diafragma

$$d = 158 \text{ cm}$$

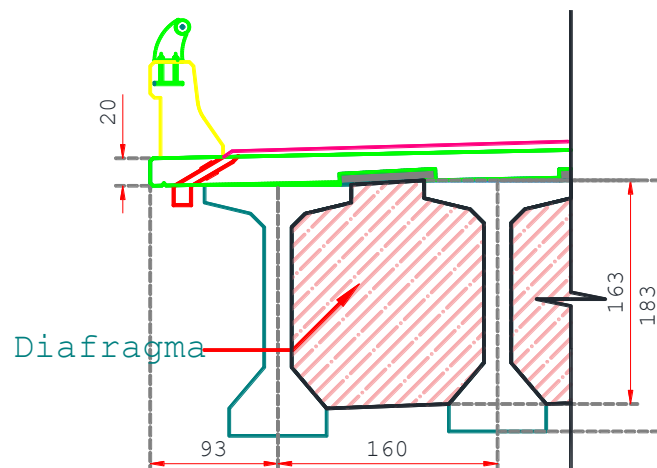
Se proponen E#3c

$$S = \frac{(2)(0.71 \text{ cm}^2)(2100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(158 \text{ cm})}{10,990 \text{ kg}}$$

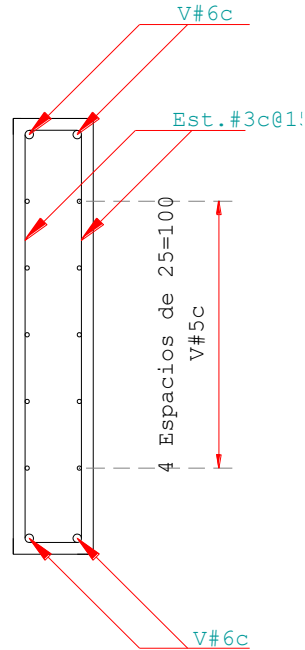
$$S = 38.58 \text{ cm}$$

$$S = 15 \text{ cm}$$

Se colocarán E#3c @ 15 cm en el cuerpo del diafragma.



VISTA TRANSVERSAL DEL PUENTE



VISTA TRANSVERSAL DE LOS DIAFRAGMAS

REVISIÓN POR ADHERENCIA

Para varillas del lecho superior para varillas del #3 al 12#

$$\mu_{permisible} = \frac{2.39\sqrt{f'c}}{D}$$

Dónde:

D = *Diametro de la varilla que se utilizara.*

$$\mu_{permisible} = \frac{2.39\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}{1.90 \text{ cm}}$$

$$\mu_{permisible} = 19.89 \text{ kg/cm}^2$$

ESFUERZOS DE ADHERENCIA EN MIEMBROS A FLEXIÓN

En miembros a flexión donde el refuerzo a tensión sea paralelo a la cara de compresión, el esfuerzo de adherencia por flexión de cualquier sección transversal deberá calcularse con la formula.

$$\mu_{Calculado} = \frac{V}{(\Sigma_0)(jd)}$$

$$\Sigma_0 = (\text{No de varillas})(\text{Perimetro})$$

Dónde:

$\Sigma_0 =$ Sumatoria de perimetros de las varillas

$$\text{Perimetro} = (2)(\pi)(r) \quad \text{Perimetro} = (2)(\pi)(1.59 \text{ cm}) \quad \text{Perimetro} = 9.99 \text{ cm}$$

$$\Sigma_0 = (2V\#10c)(9.99 \text{ cm}) \quad \Sigma_0 = 19.98 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{Calculado}} = \frac{V_D}{(\Sigma_0)(jd)}$$

Dónde:

$$V_D = 10,990 \text{ kg}$$

$j = 0.90$, calculada anteriormente

$$d = \text{Peralte efectivo del diafragma} \quad d = 158 \text{ cm}$$

$$\mu_{\text{Calculado}} = \frac{10,990 \text{ kg}}{(19.98 \text{ cm})(0.90)(158 \text{ cm})} \quad \mu_{\text{Calculado}} = 3.87 \text{ kg/cm}^2$$

Como $3.87 \text{ kg/cm}^2 < 19.89 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta

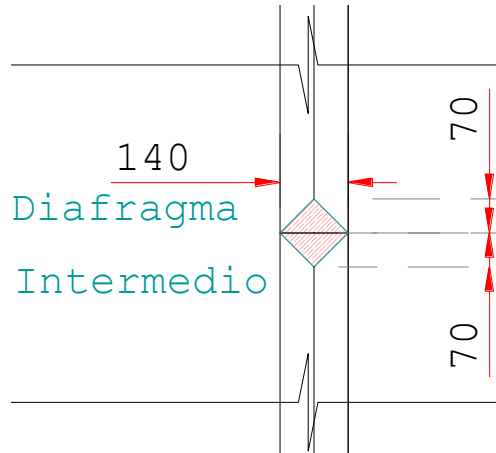
CÁLCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN EL LECHO SUPERIOR DE LA LOSA

Se colocará acero de refuerzo longitudinal en el lecho superior de la losa adicional al acero de refuerzo por temperatura necesario para resistir el momento flexionante negativo causado por la continuidad de la losa sobre los diafragmas.

CÁLCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA (LOSA +ASFALTO)

Considerando lo siguiente.

Un área tributaria de cargas que recibe el diafragma extremo.



CÁLCULO DE LA CARGA MUERTA

LOSA

$$W_{Losa} = \frac{(Base\ del\ triangulo)(Altura\ del\ triangulo)}{2} (Espesor\ de\ la\ losa)(\gamma_{del\ concreto})(2)$$

$$W_{Losa} = \frac{(1.40\ m)(0.70\ m)}{2} (0.30\ m)(2.4\ T/m^3)(2) \quad W_{Losa} = 0.91\ Ton$$

ASFALTO

$$W_{Asfalto} = \frac{(Base\ del\ triangulo)(Altura\ del\ triangulo)}{2} (Espesor\ de\ la\ carpeta\ asfáltica)(\gamma_{del\ Asfalto})(2)$$

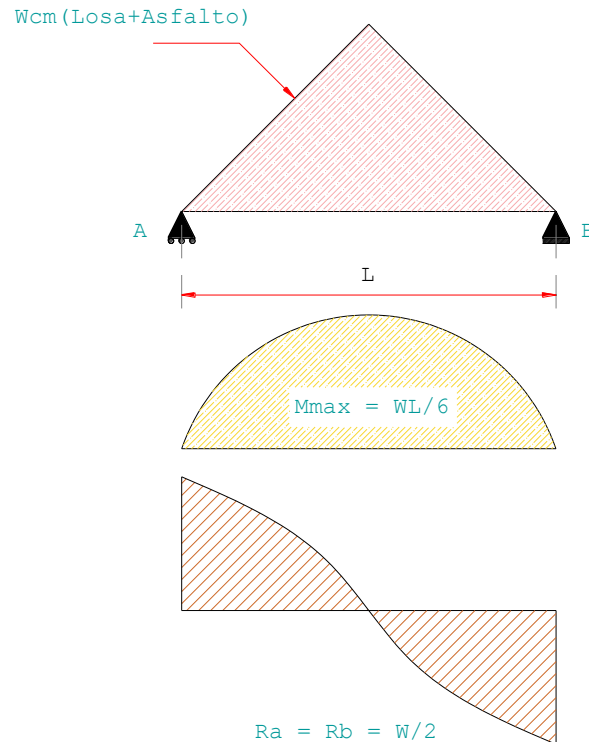
$$W_{Asfalto} = \frac{(1.40\ m)(0.70\ m)}{2} (0.12\ m)(2.2\ T/m^3)(2) \quad W_{Asfalto} = 0.26\ Ton$$

PESO TOTAL DE LA CARGA MUERTA

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = W_{Losa} + W_{Asfalto}$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.71\ Ton + 0.26\ Ton$$

$$W_{Carga\ Muerta\ Total} = 0.97\ Ton$$



CÁLCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA MUERTA (LOSA + ASFALTO)

$$M_{Cm} = \frac{(W)(L)}{6}$$

$$M_{Cm} = \frac{(0.97 \text{ T/m})(1.40 \text{ m})}{6}$$

$$M_{Cm} = 0.23 \text{ Ton} - \text{m}$$

IMPACTO

El impacto es un incremento porcentual que se aplica a las cargas vehiculares que transitan por la calzada, este incremento se realiza para considerar los efectos de la vibración de la estructura, que es generada por la respuesta dinámica producida por las ruedas de los vehículos.

La norma IMT N-PRY-CAR-06-01-003/01

Indica que:

Se aplicará un 40% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por un solo eje del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 30% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por dos o tres ejes del modelo IMT 66.5 o del modelo IMT 20.5.

Se aplicará un 25% de valor de impacto sobre la carga viva cuando sea generado por más de tres ejes del modelo IMT 66.5.

De acuerdo a la normativa AASHTO en el Capítulo 3.8.2 del Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition-2002.

$$I = \frac{50}{L + 125}$$

Dónde:

I = Porcentaje del efecto del impacto.

L = Longitud del claro de diseño del puente en ft.

1 ft = 0.3048 m

Quedando la ecuación de la siguiente manera para cambiar a metros:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

$$I = \frac{15.24}{1.40+38.10}$$

$$I = 0.39 > 0.30$$

$$\therefore I = 0.30$$

REACCIÓN EN UN APOYO (REACCIÓN CARGA VIVA + IMPACTO)

La carga viva considerada para el análisis de los diafragmas será la generada por el camión de diseño HS-20, ya que es el camión con el eje más pesado.

$W_{de su eje mas pesado} = 14,515 \text{ kg}$

$$W_{Por rueda} = \frac{P}{2}$$

$$W_{Por rueda} = \frac{14,515 \text{ kg}}{2}$$

$$W_{Por rueda} = 7,257.5 \text{ kg}$$

$$W_{Cv+I} = (W_{Por rueda})(I)$$

$$W_{Cv+I} = (7,257.5 \text{ kg})(1.30)$$

$$W_{Cv+I} = 9,435 \text{ kg}$$

$$W_{Cv+I} = 9.435 \text{ Ton}$$

OBTENCIÓN DEL ANCHO DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo con lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17th Edition-2002. En el inciso 3.24.3.2 (Case B-Main Reinforcement Parallel to traffic).

Indica que, el ancho de distribución por rueda para el armado paralelo a la dirección del tránsito, indica que, para la carga por rueda, el ancho de distribución “E” deberá ser $(4 + 0.06(S))$, pero no debe exceder 7.00 ft.

Las cargas del carril son distribuidas sobre un ancho de 2E.

El refuerzo principal de las losas deberá estar diseñado para las cargas adecuadas HS-20

$$E = (4 + 0.06(S)) \leq 7.00 \text{ ft}$$

$$1 \text{ ft} = 0.3048 \text{ m}$$

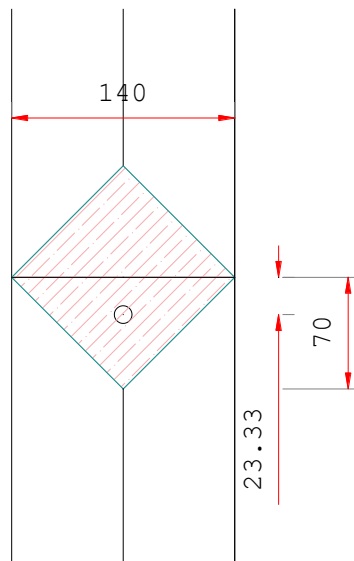
Para cambiar la ecuación a metros (m).

$$E = (1.22 \text{ m} + 0.06(S)) \leq 2.10 \text{ m}$$

$$E = (1.22 \text{ m} + 0.06(1.40 \text{ m})) \leq 2.10 \text{ m}$$

$$E = 1.30 \text{ m} \leq 2.10 \text{ m OK}$$

CÁLCULO DEL BRAZO DE PALANCA PARA EL MOMENTO



Se considera el brazo de palanca desde el centroide del área de influencia.

$$\text{Brazo de palanca} = \frac{h}{3}$$

$$\text{Brazo de palanca} = \frac{0.70 \text{ m}}{3}$$

$$\text{Brazo de palanca} = 0.23 \text{ m}$$

**CÁLCULO DEL MOMENTO FLEXIONANTE POR CARGA MUERTA (LOSA + ASFALTO),
CONSIDERANDO IMPACTO Y EL ANCHO DE DISTRIBUCIÓN.**

$$M_D = \frac{(W_{Cv+I})(\text{Brazo de palanca})}{E}$$

Dónde:

$$E = 1.30 \text{ m}$$

$$W_{Cv+I} = 9.435 \text{ Ton}$$

$$\text{Brazo de palanca} = 0.23 \text{ m}$$

$$M_D = \frac{(9.435 \text{ Ton})(0.23 \text{ m})}{1.30}$$

$$M_D = 1.67 \text{ Ton} - \text{m}$$

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES

$$M_{Cm} = 0.23 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{Cm} = 230 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_D = M_{Cv+I} = 1.67 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_D = M_{Cv+I} = 1,670 \text{ kg} - \text{m}$$

Se limitarán los esfuerzos en el acero de refuerzo a $0.50f_y$

$$f_s = 0.50(f_y)$$

$$f_s = 0.50(4,200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_s = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE "K"

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$$f'_c_{Losa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el acero } (E_s) = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el concreto } (E_c) = 14,000\sqrt{f'_c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$n = 9.49$$

$$n = 9.00$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN

$$C = 0.40f'c$$

$$f'c = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.00)(100 \text{ kg/cm}^2)}}$$

$$k = 0.30$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “J”

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.37}{3}$$

$$J = 0.90$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.30)$$

$$K = 13.50 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DEL PERALTE EFECTIVO

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

b = Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$M_D = M_{Cm}M_{Cv+I}$$

$$M_D = 0.23 \text{ Ton} - m + 1.67 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = 1.90 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = (1.90 \text{ Ton} - m)(10)^5$$

$$M_D = 190,000 \text{ kg} - cm$$

$$d = \sqrt{\frac{190,000 \text{ kg} - cm}{(13.50 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}}$$

$$d = 11.86 \text{ cm} \approx 12.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento (r) = 5.00 cm

Peralte total del diafragma (h) = (d + r) < Peralte del diafragma

Peralte total del diafragma (h) = 12.00 cm + 5.00 cm

Peralte total del diafragma (h) = 17.00 cm < 163 cm

Por cuestiones de rigidez, la altura "h" del diafragma no puede ser menor a la del valor diseñado, por lo cual conservara el peralte de diseño.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(J)(d)}$$

$$A_s = \frac{190,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(15 \text{ cm})} \quad A_s = 6.70 \text{ cm}^2$$

SEPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s}$$

Se proponen V#4c $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(1.27)(100 \text{ cm})}{6.70 \text{ cm}^2} \quad S = 18.95 \text{ cm}$$

El refuerzo adicional de V#4c se colocará entre las varillas por temperatura que son del V#4c@25 cm.

ACERO DE REFUERZO DISPONIBLE O EXISTENTE

El área de acero disponible se puede obtener con la siguiente ecuación.

$$A_{s \text{ Disponible}} = \frac{(a_s)(b)}{S}$$

Las varillas existentes son V#4c @25 cm.

$b = \text{Se considera } 1.00 \text{ m de diseño}$

$$A_{s \text{ Disponible}} = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{25 \text{ cm}} \quad A_{s \text{ Disponible}} = 5.08 \text{ cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO ADICIONAL

$$A_{s \text{ Adicional}} = \frac{(a_s)(b)}{S}$$

Las varillas que se propusieron como acero de refuerzo adicional son V#4c @12.50 cm.

$b =$ Se considera 1.00 m de diseño

$$A_{s \text{ Adicional}} = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{12.5 \text{ cm}} \quad A_{s \text{ Adicional}} = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{12.5 \text{ cm}}$$

$$A_{s \text{ Adicional}} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Para la obtención del acero de refuerzo total, simplemente se realiza la sumatoria del acero de refuerzo disponible $A_{s \text{ Disponible}}$ y el acero de refuerzo adicional $A_{s \text{ Adicional}}$.

$$A_{s \text{ Total}} = A_{s \text{ Disponible}} + A_{s \text{ Adicional}}$$

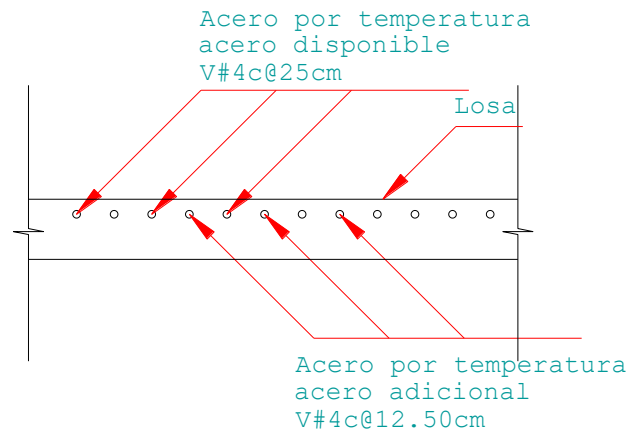
$$A_{s \text{ Total}} = 5.08 \text{ cm}^2 + 10.16 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ Total}} = 16.24 \text{ cm}^2$$

Se realiza la comparación entre el área de acero necesario A_s y el área de acero total $A_{s \text{ Total}}$.

$$A_s = 6.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Total}} = 16.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ Total}} > A_s$$



La longitud de las varillas adicionales será de 3.00 m y 4.00 m y se colocaran a tres bolillo prolongándose a partir del eje del diafragma a 1.50 m y la siguiente a 2.00 m.

DIAFRAGMA EXTREMO

Se colocará el mismo refuerzo adicional que en los diafragmas intermedios.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LA REVISIÓN DE LOS DIAFRAGMAS

En la revisión de los diafragmas, dado que para la verdadera comprensión de su comportamiento en la estructura de los puentes es necesario un análisis más detallado, únicamente se revisó por la influencia de la carga muerta y viva, afectados por los efectos del impacto, así como la obtención del acero de refuerzo necesario para la rigidez de los diafragmas con las trabes.

En su revisión se consideró a los diafragmas como vigas en sustentación elástica, es decir, apoyados libremente en los bulbos inferiores de las trabes.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados por parte de la revisión, en contraste por parte de la proyectista no se realizó memoria de cálculo, pero se presenta el plano correspondiente a los diafragmas por lo cual se pudo obtener las dimensiones y el acero de refuerzo propuesto.

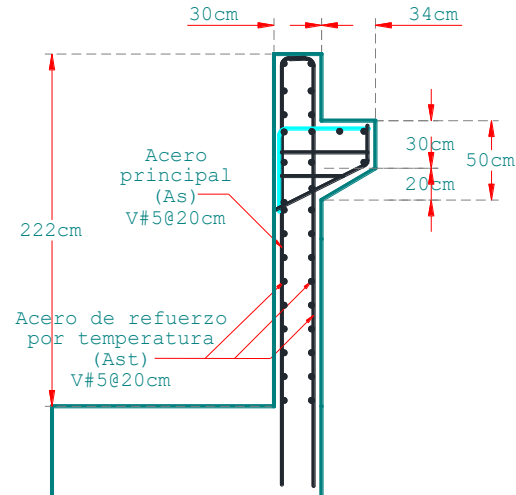
| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|--|--|
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| 2V#6c | 2V#10c |
| Acero de Refuerzo en las Caras de los Diafragmas | Acero de Refuerzo en las Caras de los Diafragmas |
| V#4c @20 cm | V#5c @25 cm |
| Acero de Refuerzo por Temperatura | Acero de Refuerzo por Temperatura |
| V#4c @25 cm | V#4c @25 cm |
| Estribos por Temperatura, Armado y Fraguado | Estribos por Temperatura, Armado y Fraguado |
| E#3c @15 cm | E#3c @15 cm |

Con base a lo anterior se puede apreciar que existen variaciones en los resultados del acero de refuerzo principal, esto se debe a que no se realizó la memoria de cálculo de los diafragmas y al no realizar el cálculo, comúnmente lo que realiza el proyectista es mediante la experiencia proponer el acero nominal de las varillas que cubrirán el área de acero de refuerzo. Otra situación que comúnmente sucede es la adaptación de elementos de otros proyectos para el caso que se esté desarrollando sin considerar que, con solo cambiar la separación entre trabes, el cálculo de estos cambiara.

Como se mencionó anteriormente para saber el verdadero comportamiento de los diafragmas y su aportación a la rigidez de la superestructura se requiere un estudio más refinado, por lo cual no se puede aseverar si realmente el acero de refuerzo propuesto es el adecuado, en esta

revisión se realizó de una manera práctica idealizando diferentes aspectos del comportamiento de los diafragmas y al comparar los resultados obtenidos en la revisión con los propuestos en el proyecto no difieren demasiado por lo que se pueden considerar adecuados.

REVISIÓN DEL MURO DE RESPLADO

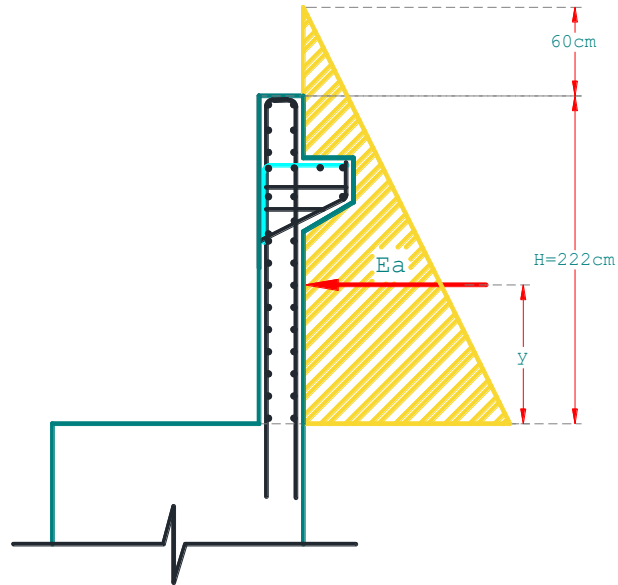


Se hizo uso de lo indicado en el Capítulo 15 del Braja M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 4ª. Ed., México: CENGAGE Learning, Limusa, 2005.

Para el análisis del muro de respaldo se considerará como un voladizo empotrado al cabezal, soportando el empuje de tierra.

CÁLCULO DEL EMPUJE DEL TERRENO UTILIZANDO LA TEORÍA DE RANKINE

Para el caso se considera un empuje activo (E_a) de acuerdo con el empuje de suelo, efecto de la cohesión y la existencia de una sobrecarga en el coronamiento del terreno que se ubique en el trasdós del muro.



$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) (K_a)(\gamma)(H)^2$$

Donde:

E_a = Empuje activo del terreno

K_a = Coeficiente lateral del empuje activo

γ = Peso específico del suelo en el trasdos del muro

$$\gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$$

H = Altura del muro de respaldo, considerando una altura de sobrecarga de 0.60 m

$$H = 2.22 \text{ m} + 0.60 \text{ m}$$

$$H = 2.82 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)}$$

$$K_a = 0.333$$

$$E_a = \left(\frac{1}{2}\right) (0.333)(1.80\text{T/m}^3)(2.22 \text{ m} + 0.60 \text{ m})^2$$

$$E_a = 2.38 \text{ T/m}$$

OBTENCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS

MOMENTO ULTIMO POR FLEXIÓN

$$M_u = (E_a)(y)$$

Donde:

$M_u =$ Momento último por flexión

$E_a =$ Empuje activo del terreno

$$E_a = 2.38 T/m$$

$y =$ Altura en la que se supone actuara el empuje activo del terreno

$$y = \frac{H}{3}$$

$$y = \frac{\text{Altura del muro de respaldo} + \text{Altura considerada de la sobrecarga}}{3}$$

$$y = \frac{2.22 \text{ m} + 0.60 \text{ m}}{3}$$

$$y = \frac{2.82 \text{ m}}{3}$$

$$y = 0.94 \text{ m}$$

$$M_u = (2.38 T/m)(0.94 \text{ m})$$

$$M_u = 2.24 T - m/m$$

Multiplicando por el ancho considerado de diseño $b = 1.00 \text{ m}$

$$M_u = (2.24 T - m/m)(1.00 \text{ m})$$

$$M_u = 2.24 T - m$$

OBTENCIÓN DE LA CORTANTE ULTIMA

$$V_u = E_a$$

$$V_u = 2.38 T/m$$

Multiplicando por el ancho considerado de diseño $b = 1.00 \text{ m}$

$$V_u = (2.38 T/m)(1.00 \text{ m})$$

$$V_u = 2.38 T$$

REVISIÓN DEL PERALTE DEL MURO DE RESPALDO POR FLEXIÓN

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{(k)(b)}}$$

Donde:

$d =$ Peralte efectivo del muro de respaldo

$M_u =$ Momento último por flexión $M_u = 2.24 T - m$

$k = 14.50 \text{ kg/cm}^2$ (Obtenido de las constantes del concreto)

$b =$ Ancho de diseño $b = 100.00 \text{ cm}$

Para cambiar el Momento último por flexión (M_u) a $\text{kg} - \text{cm}$

$M_u = (2.24 T - m)(10)^5$ $M_u = 224,000 \text{ kg} - \text{cm}$

$d = \sqrt{\frac{224,000 \text{ kg} - \text{cm}}{(14.50 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}}$ $d = 12.43 \text{ cm} \approx 13.00 \text{ cm}$

Aumentando el espesor del recubrimiento del muro de respaldo.

$r = 10.00 \text{ cm}$ $d = 13.00 \text{ cm} + 10.00 \text{ cm}$ $d = 23.00 \text{ cm}$

$$d < h$$

$27.00 \text{ cm} < 30.00 \text{ cm}$

El espesor del muro de respaldo necesario para resistir el momento ultimo por flexión es menor que el propuesto en el diseño, ∴ se acepta el espesor propuesto.

REVISIÓN POR CORTANTE

$$v = \frac{V_u}{(b)(d)}$$

Donde:

$V_u =$ Cortante Última $V_u = 2.38 T$ $V_u = 2,380 \text{ kg}$

$b =$ Ancho de diseño $b = 100.00 \text{ cm}$

$d = h - r$ $d = 30.00 \text{ cm} - 10.00 \text{ cm}$ $d = 20.00 \text{ cm}$

$v = \frac{2,380 \text{ kg}}{(100.00 \text{ cm})(20.00 \text{ cm})}$ $v = 1.19 \text{ kg/cm}^2$

Cortante que absorbe el concreto.

$$v_{Permisible} = 0.29\sqrt{f'_c}$$

Donde:

f'_c = Resistencia a la ruptura del concreto en compresión especificada

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{Permisible} = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2} \qquad v_{Permisible} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{Permisible} > v$$

$4.59 \text{ kg/cm}^2 > 1.19 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta por cortante.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL

$$A_s = \frac{M_u}{(f_s)(j)(d)}$$

Donde:

M_u = Momento ultimo por flexión

$$M_u = 224,000 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

f_s = Esfuerzo permisible del acero de refuerzo

$$f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

j = 0.90 (Obtenido de las constantes del concreto)

$$d = h - r \qquad d = 30.00 \text{ cm} - 10.00 \text{ cm}$$

$$d = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{224,000 \text{ kg-cm}^2}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(20.00 \text{ cm})} \qquad A_s = 5.93 \text{ cm}^2$$

Cálculo del acero de refuerzo mínimo

$$A_{smin} = \left[\frac{14}{4200} \right] [(b)(d)]$$

Donde:

$$b = \text{Ancho de diseño} \qquad b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = h - r \qquad d = 30.00 \text{ cm} - 10.00 \text{ cm} \qquad d = 20.00 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{(14)(100.00 \text{ cm})(20.00 \text{ cm})}{4,200} \qquad A_{smin} = 6.67 \text{ cm}^2 \therefore \text{rige}$$

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL

Se propusieron V#5c@20 cm

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s}$$

Donde:

a_s = Área de acero nominal de la varilla propuesta

$$a_s = 1.98 \text{ cm}^2$$

b = Ancho de diseño

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

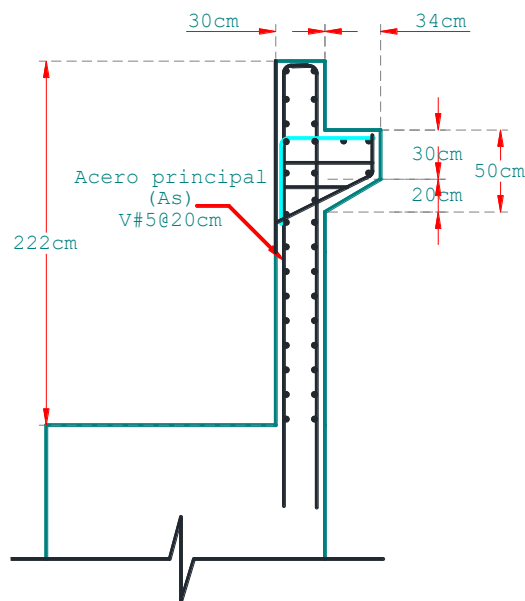
A_s = Área de acero de refuerzo principal requerido

$$A_s = 10.58 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100.00 \text{ cm})}{6.67 \text{ cm}^2}$$

$$S = 29.68 \text{ cm}$$

Se colocaron V#5c@20 cm en la parrilla posterior verticalmente como se muestra en la siguiente figura.



CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.20 (Shrinkage and Temperature Reinforcement), Reforzamiento de contracción y temperatura indica que:

El refuerzo para contracción y esfuerzos de temperatura se deberá proporcionar cerca de las superficies expuestas de las paredes y losas no reforzadas de otra manera. El área total de refuerzo deberá ser de al menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro en cada dirección.

8.20.2 La separación de la contracción y el refuerzo de la temperatura no deberá exceder tres veces el espesor del muro o de la losa, o 18 pulgadas (45cm).

Se colocará acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte superior de la losa. Obteniendo el porcentaje en la siguiente manera.

$$A_{st} = (0.002)(d)(b)$$

d = Peralte de la losa – Recubrimiento

b = Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$A_{st} = (0.002)(20 \text{ cm})(100 \text{ cm}) \quad A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#5c@20 cm $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s}$$

Donde:

a_s = Área de acero nominal de la varilla propuesta $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

b = Ancho de diseño $b = 100.00 \text{ cm}$

A_{st} = Área de acero de refuerzo por temperatura $A_{st} = 4.00 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{4.00 \text{ cm}^2} \quad S = 49.50 \text{ cm}$$

La separación mínima del acero por temperatura es mayor que la propuesta de V#5@20cm por lo cual se acepta.

Se colocaron V#5c @20 cm en la parrilla delantera del muro de respaldo, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

De la misma manera se colocaron V#5c@20 cm de manera horizontal en ambas parrillas del muro de respaldo.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DEL MURO DE RESPALDO

En la revisión de los muros de respaldo, se supuso que el muro en su base esta empotrado al cabezal de los caballetes, Estando bajo la acción del empuje activo del material detrás de él, así como se consideró que al transitar sobre el muro de respaldo cargas vehiculares se incrementa la acción del empuje del terreno al considerar una sobrecarga que genera el mismo efecto que si aumentara la altura del terreno por contener, se obtuvieron los elementos mecánicos en el elemento.

Igualmente se revisó el elemento bajo esfuerzos de cortante, disminuyendo dichos esfuerzos con los esfuerzos de cortante que absorbe el concreto.

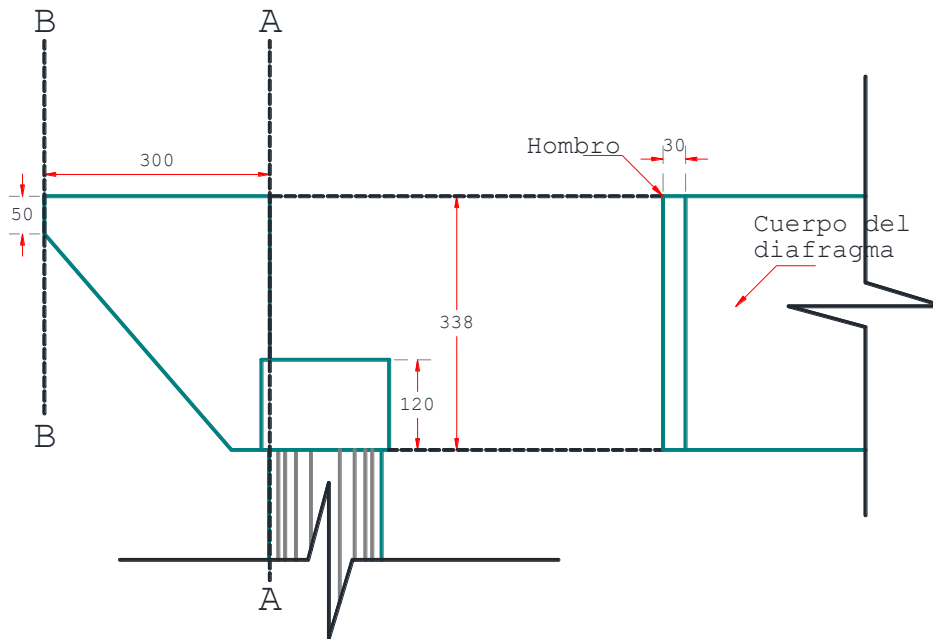
Se revisó la separación mínima necesaria a la cual deberá de colocarse el acero de refuerzo para resistir las sollicitaciones de las cargas evitando fisuraciones o agrietamientos en los muros.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados por parte de la revisión, en contraste por parte de la proyectista no se realizó memoria de cálculo, ni se presenta ningún plano donde se puede apreciar el acero de refuerzo propuesto, únicamente se aprecia en los planos las dimensiones sin acotar del elemento, con lo cual nos podemos dar una idea del acero de refuerzo que necesita, así como comprobar las dimensiones del elemento.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes valores.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Peralte efectivo del elemento | Peralte efectivo del elemento |
| | 23.00 cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| | V#5c@20.00 cm |
| Acero de Refuerzo por Temperatura | Acero de Refuerzo por Temperatura |
| | V#4c@20.00 cm |
| Cortante Ultimo Actuante | Cortante Ultimo Actuante |
| | 1.19 Kg/cm ² |
| Cortante que toma el Concreto | Cortante que toma el Concreto |
| | 4.59 Kg/cm ² |

REVISIÓN DE LOS ALEROS (OREJAS) DE LOS CABALLETES



ANALISIS DE CARGAS

Se hizo uso de lo indicado en el Capítulo 15 del Braja M. Das, Fundamentos de ingeniería geotécnica, 4ª. Ed., México: CENGAGE Learning, Limusa, 2005.

Para el caso se considera un empuje de acuerdo con el empuje de suelo, efecto de la cohesión y la existencia de una sobrecarga en el coronamiento del terreno que se ubique en el trasdós de los aleros.

Empuje de tierra en la sección A-A con sobrecarga de 60 cm

$$\gamma_1 = (K_a)(\gamma_{Terreno})(H_1)$$

Donde:

K_a = Coeficiente lateral del empuje activo

γ = Peso específico del suelo en el trasdós del muro

$$\gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$$

H = Altura de la sobrecarga de 0.60m

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Donde:

$\emptyset =$ Angulo de fricción interna del terreno

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} \quad K_a = 0.333$$

$$\gamma_1 = (0.333)(1.80 \text{ T/m}^3)(0.60 \text{ m}) \quad \gamma_1 = 0.36 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_2 = (K_a)(\gamma_{\text{Terreno}})(H_2)$$

Donde:

$K_a =$ Coeficiente lateral del empuje activo

$$\gamma = \text{Peso especifico del suelo en el trasdós del muro} \quad \gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$$

$H =$ Altura del alero del lado del muro de respaldo del cabezal + La sobrecarga de 0.60 m

$$H = 3.38 \text{ m} + 0.60 \text{ m} \quad H = 3.98 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\emptyset}{1 + \text{sen}\emptyset}$$

Donde:

$\emptyset =$ Angulo de fricción interna del terreno

$$\emptyset = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} \quad K_a = 0.333$$

$$\gamma_2 = (0.333)(1.80 \text{ T/m}^3)(3.98 \text{ m}) \quad \gamma_2 = 2.39 \text{ T/m}^2$$

Obtención del área superior del alero detrás del muro de respaldo

$$A_{\text{Superior}} = \left(\frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \right) (H)$$

$$A_{\text{Superior}} = \left(\frac{0.36 \text{ T/m}^2 + 2.39 \text{ T/m}^2}{2} \right) (3.38 \text{ m}) \quad A_{\text{Superior}} = 4.65 \text{ T/m}^2$$

Empuje de tierra en la sección B-B con sobrecarga de 60cm

$$\gamma_1 = (K_a)(\gamma_{\text{Terreno}})(H_1)$$

Donde:

K_a = Coeficiente lateral del empuje activo

γ = Peso específico del suelo en el trasdós del muro

$$\gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$$

H = Altura de la sobrecarga de 0.60m

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} \quad K_a = 0.333$$

$$\gamma_1 = (0.333)(1.80 \text{ T/m}^3)(0.60 \text{ m}) \quad \gamma_1 = 0.36 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma_2 = (K_a)(\gamma_{\text{Terreno}})(H_2)$$

Donde:

K_a = Coeficiente lateral del empuje activo

γ = Peso específico del suelo en el trasdós del muro

$$\gamma = 1.80 \text{ T/m}^2$$

H = Altura del alero del lado mas corto + La sobrecarga de 0.60 m

$$H = 0.50 \text{ m} + 0.60 \text{ m}$$

$$H = 1.10 \text{ m}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

Donde:

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno

$$\phi = 30^\circ$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}(30^\circ)}{1 + \text{sen}(30^\circ)} \quad K_a = 0.333$$

$$\gamma_2 = (0.333)(1.80 \text{ T/m}^3)(1.10 \text{ m}) \quad \gamma_2 = 0.66 \text{ T/m}^2$$

Obtención del área inferior del alero en la parte más corta del alero.

$$A_{Inferior} = \left(\frac{\gamma_1 + \gamma_2}{2} \right) (H)$$

$$A_{Inferior} = \left(\frac{0.36 T/m^2 + 0.66 T/m^2}{2} \right) (0.50 m) \quad A_{Inferior} = 0.26 T/m^2$$

Obtención del área media

$$A_{Media} = \frac{A_{Superior} + A_{Inferior}}{2}$$

$$A_{Media} = \frac{4.65 T/m^2 + 0.26 T/m^2}{2} \quad A_{Media} = 2.46 T/m^2$$

Obtención del empuje activo generado por la tierra detrás del alero

$$E = \frac{B}{6} \left[A_{Superior} + A_{Inferior} + \left[\text{Altura en corte } A - A + \text{Altura en corte } B - B \right] [A_{Media}] \right]$$

$$E = \frac{3.00 m}{6} \left[4.65 T/m^2 + 0.26 T/m^2 + \left[3.38 m + 0.60 m \right] [0.50 m + 0.60 m] [2.46 T/m] \right]$$

$$E = 5.18 Ton$$

Determinación del brazo de palanca.

$$y = \frac{a + (2)(b)}{a + b} \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$y = \frac{4.65 T/m^2 + (2)(0.26 T/m^2)}{4.65 T/m^2 + 0.26 T/m^2} \left(\frac{3.00 m}{3} \right) \quad y = 1.05 m$$

Obtención del momento generado por el empuje de tierra detrás del alero

$$M = (E)(y)$$

$$M = (5.18 Ton)(1.05 m) \quad M = 5.44 Ton - m$$

En el metro inferior se concentrarán las 2/3 partes del momento.

$$M_{Diseño} = \frac{(2)(M)}{3}$$

$$M_{Diseño} = \frac{(2)(5.44 Ton - m)}{3} \quad M_{Diseño} = 3.62 Ton - m \quad M_{Diseño} = 362,000 kg - cm$$

REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOS ALEROS

CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS PERMISIBLES

Los esfuerzos en el acero de refuerzo se limitarán a $f_s = 0.50f_y$

$$f_s = 0.50(4,200 \text{ kg/cm}^2) \quad f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “K”

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{(n)(f_c)}}$$

$$f'_{c_{Losa}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el acero } (E_s) = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Módulo de Elasticidad el concreto } (E_c) = 14,000\sqrt{f'c}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = \frac{2,100,000 \text{ kg/cm}^2}{14,000\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}} \quad n = 9.49$$

COMPRESIÓN POR FLEXIÓN

$$C = 0.40f'c$$

$$f'c = 0.40(250 \text{ kg/cm}^2) \quad f'c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{2,100 \text{ kg/cm}^2}{(9.49)(100 \text{ kg/cm}^2)}} \quad k = 0.31$$

CÁLCULO DE LA CONSTANTE “J”

$$J = 1 - \frac{k}{3}$$

$$J = 1 - \frac{0.31}{3} \quad J = 0.90$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right)(f'c)(j)(k)$$

$$K = \left(\frac{1}{2}\right) (100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(0.31) \quad K = 13.95 \text{ kg/cm}^2$$

REVISIÓN DEL PERALTE EFECTIVO

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$M_D = 3.62 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = (3.62 \text{ Ton} - m)(10)^5 \quad M_D = 362,000 \text{ kg} - cm$$

$$d = \sqrt{\frac{362,000 \text{ kg} - cm}{(13.95 \text{ kg/cm}^2)(100 \text{ cm})}} \quad d = 16.11 \text{ cm} \approx 17.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento (r) = 5.00 cm

Peralte total del alero (h) = ($d + r$) < Peralte del alero

Peralte total del alero (h) = 17.00 cm + 5.00 cm

Peralte total del alero (h) = 22.00 cm < 30 cm

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL (PARRILLA INTERIOR)

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(j)(d)}$$

$$A_s = \frac{362,000 \text{ kg} - cm}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(25 \text{ cm})} \quad A_s = 7.66 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO PRINCIPAL

Se propusieron V#5c $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \quad S = \frac{(1.98 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{7.66 \text{ cm}^2} \quad S = 25.84 \text{ cm} \quad S = 20.00 \text{ cm}$$

Se colocaron V#5c @20 cm en la parrilla interior del alero, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR TEMPERATURA (PARRILLA EXTERIOR)

De acuerdo a lo indicado en las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition-2002. En el inciso 8.20 (Shrinkage and Temperature Reinforcement), Reforzamiento de contracción y temperatura indica que:

El refuerzo para contracción y esfuerzos de temperatura se deberá proporcionar cerca de las superficies expuestas de las paredes y losas no reforzadas de otra manera. El área total de refuerzo deberá ser de al menos 2.4 cm^2 de acero de refuerzo por metro en cada dirección.

8.20.2 La separación de la contracción y el refuerzo de la temperatura no deberá exceder tres veces el espesor del muro o de la losa, o 18 pulgadas(45 cm).

Se colocará acero de refuerzo transversal al acero de refuerzo principal en la parte superior de la losa. Obteniendo el porcentaje en la siguiente manera.

$$A_{st} = (0.002)(d)(b)$$

Donde:

$d =$ Peralte del alero – Recubrimiento

$b =$ Se considera un ancho de diseño de 100 cm

$$A_{st} = (0.002)(25 \text{ cm})(100 \text{ cm}) \qquad A_{st} = 5.00 \text{ cm}^2$$

Se propusieron V#4c $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s} \qquad S = \frac{(1.27 \text{ cm}^2)(100 \text{ cm})}{5.00 \text{ cm}^2} \qquad S = 25.40 \text{ cm} \qquad S = 20.00 \text{ cm}$$

Se colocaron V#4c @20 cm en la parrilla exterior del alero en ambos sentidos, lo cual se considera adecuado de acuerdo con el cálculo.

REVISION POR CORTANTE

$$V = A_{Superior} + A_{Inferior}$$

$$V = 4.65 \text{ Ton/m} + 0.26 \text{ Ton/m}$$

$$V = 4.91 \text{ Ton/m}$$

Considerando 1.00 m como ancho de diseño.

$$V = (4.91 \text{ Ton/m})(1.00 \text{ m})$$

$$V = 4.91 \text{ Ton}$$

$$V = 4,910 \text{ Kg}$$

$$v = \frac{V_u}{(b)(d)}$$

Donde:

$$V_u = \text{Cortante Última}$$

$$V_u = 4.91 \text{ T}$$

$$V_u = 4,910 \text{ kg}$$

$$b = \text{Ancho de diseño}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$d = h - r$$

$$d = 30.00 \text{ cm} - 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 25.00 \text{ cm}$$

$$v = \frac{4,910 \text{ kg}}{(100.00 \text{ cm})(25.00 \text{ cm})}$$

$$v = 1.96 \text{ kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto.

$$v_{\text{Permisible}} = 0.29\sqrt{f'_c}$$

Donde:

$f'_c = \text{Resistencia a la ruptura a la ruptura del concreto en compresion especificada}$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{Permisible}} = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}$$

$$v_{\text{Permisible}} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{Permisible}} > v$$

$4.59 \text{ kg/cm}^2 > 1.96 \text{ kg/cm}^2 \therefore$ Se acepta por cortante.

No se requiere acero de refuerzo adicional para resistir los efectos del cortante.

Se colocarán E#4c de 2R@20 cm para amarrar.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DE LOS ALEROS (OREJAS) DE LOS CABALLETES

En la revisión de los aleros (orejas) de los caballetes, se supuso que estos están empotrados al muro de respaldo de los caballetes, Estando bajo la acción del empuje activo del material detrás de ellos, así como se consideró que al transitar sobre el terraplén de acceso a los caballetes, las cargas vehiculares incrementan la acción del empuje del terreno al considerar una sobrecarga que genera el mismo efecto que si aumentara la altura del terreno por contener, se obtuvieron los elementos mecánicos en el elemento.

Igualmente se revisó el elemento bajo esfuerzos de cortante, disminuyendo dichos esfuerzos con los esfuerzos de cortante que absorbe el concreto.

Se revisó la separación mínima necesaria a la cual deberá de colocarse el acero de refuerzo para resistir las sollicitaciones de las cargas evitando fisuraciones o agrietamientos en los muros.

De lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados por parte de la revisión, en contraste por parte de la proyectista no se realizó memoria de cálculo, ni se presenta ningún plano donde se puede apreciar el acero de refuerzo propuesto, únicamente se aprecia en los planos las dimensiones sin acotar del elemento, con lo cual nos podemos dar una idea del acero de refuerzo que necesita, así como comprobar las dimensiones del elemento.

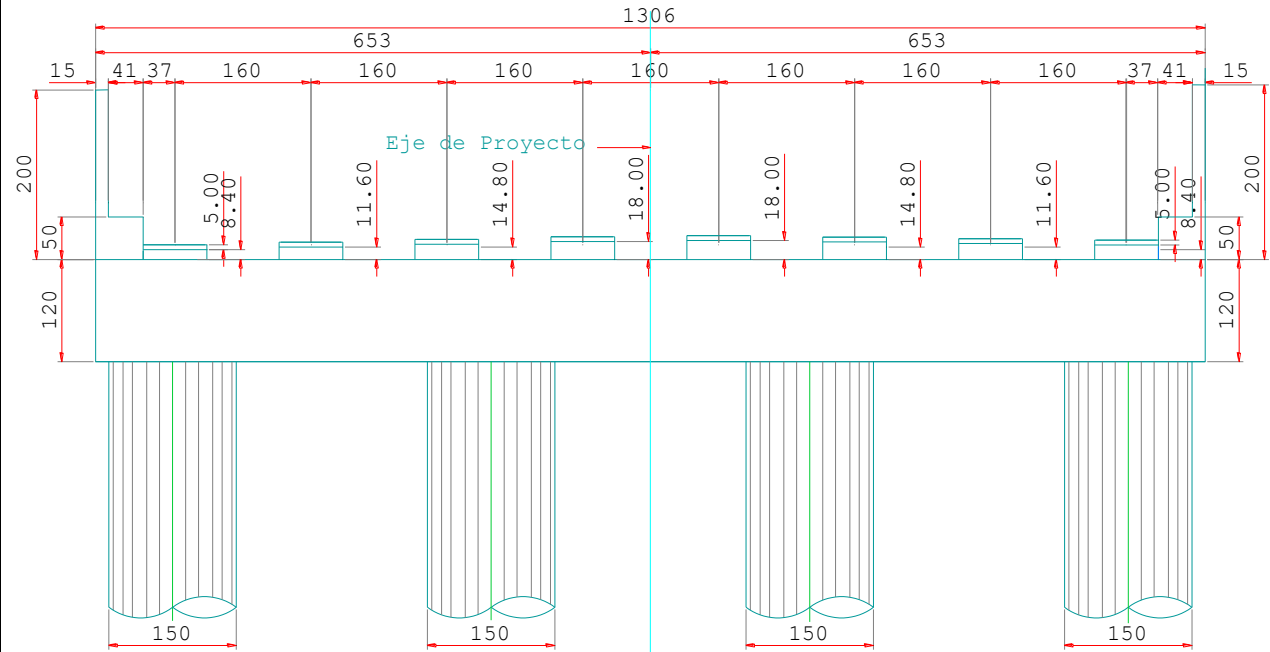
De lo anterior se obtuvieron los siguientes valores.

| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Peralte efectivo del elemento | Peralte efectivo del elemento |
| | 22.00cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| | V#5c@20 cm |
| Acero de Refuerzo por Temperatura | Acero de Refuerzo por Temperatura |
| | V#4c@20 cm |
| Cortante Ultimo Actuante | Cortante Ultimo Actuante |
| | 1.96 kg/cm ² |
| Cortante que toma el Concreto | Cortante que toma el Concreto |
| | 4.59 Kg/cm ² |

REVISIÓN DEL CABEZAL

Para la revisión del cabezal se comenzó con determinar la descarga del peso de todos los elementos de la superestructura, además de considerar la cortante generada por la carga viva, para determinar la descarga de la superestructura por trabe en cada banco de apoyo del cabezal.

BAJADA DE CARGAS MUERTAS DE LA ESTRUCTURA



PESO DE LAS TRABES

Nota: Trabe AASHTO tipo VI

$$W = (Area_{Trabe})(\gamma_{Concreto})(No. Trabes)(Longitud de la trabe)$$

$$W = (0.6993 \text{ m}^2)(2.40 \text{ T/m}^3)(8)(40.00 \text{ m})$$

$$W = 537.06 \text{ T}$$

PESO DE LA LOSA

$$W = (Espesor losa)(Ancho losa)(\gamma_{Concreto})(Longitud de la losa)$$

$$W = (0.20 \text{ m})(13.06 \text{ m})(2.40 \text{ T/m}^3)(40.00 \text{ m})$$

$$W = 250.75 \text{ T}$$

PESO DE LOS DIAFRAGMAS

$W =$

$$(Area_{Diaf})(Espesor del diaf)(\gamma_{Concreto})(No. Diaf por línea transversal)(No. de líneas de diaf en los extremos e intermedios)$$

$$W = (1.9975 \text{ m}^2)(0.30 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)(7)(5)$$

$$W = 50.34 \text{ T}$$

PESO DE LA GUARNICIÓN

$$W = (Area_{Guarnición})(\gamma_{concreto})(No. de lados con guarnición)(Longitud de la guarnición)$$

$$W = (0.24 m^2)(2.40 T/m^3)(2)(40.00 m) \qquad W = 46.08 T$$

PESO DEL PARAPETO

Tubo de acero galvanizado de 7.6 Ø(3") Cedula 40 (Por metro) W = 11.3 kg

$$W = (Peso_{Tubo})(Longitud del parapeto)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.0113 T)(40.00 m)(2) \qquad W = 0.90 T$$

Tubo de acero galvanizado de 6.4 Ø(2 1/2") Cedula 40 (Por Junta) W = 3.00 kg

$$W = (Peso_{Tubo})(No. de juntas en el puente)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.003 T)(8)(2) \qquad W = 0.048 T$$

Pilastra de acero A – 36 (Por pilastra) W = 17.0 kg

$$W = (Peso_{Pilastra})(No. de pilastras en el puente)(No. de lados con parapeto)$$

$$W = (0.017 T)(20)(2) \qquad W = 0.68 T$$

PESO DE LA CARPETA ASFÁLTICA

$$W = (Espesor del asfalto)(Ancho de calzada)(\gamma_{Asfalto})(Longitud de la losa)$$

$$W = (0.12 m)(12.00 m)(2.20 T/m^3)(40.00 m) \qquad W = 126.72 T$$

PESO TOTAL DE LA SUPESTRUCTURA-RESUMEN

| | |
|------------|------------------|
| Trabe | $W = 537.06 Ton$ |
| Losa | $W = 250.75 Ton$ |
| Diafragmas | $W = 50.34 Ton$ |
| Guarnición | $W = 46.08 Ton$ |
| Parapeto | $W = 1.63 Ton$ |
| Asfalto | $W = 126.72 Ton$ |

$$W_{Total} = 1,013.00 Ton$$

REACCIÓN TOTAL DE CADA TRABE EN PILA INTERMEDIA

$$P_{Por\ trabe} = \frac{W_{Total\ en\ Pila\ Intermedia}}{No.\ Trabes}$$

$$P_{Por\ trabe} = \frac{1,013.00\ T}{8}$$

$$P_{Por\ trabe} = 126.63\ T$$

$$P_{Por\ trabe} = 127.00\ T$$

CORTANTE POR CARGA VIVA T3-S2-R4 TIPO I (72.5TON)

Para un claro de diseño de 40.00 m El cortante provocado por el camión de diseño es

$$V_{cv} = 52.99\ Ton$$

$$V_{cv\ Por\ Trabe} = \frac{(V_{cv})(No.\ bandas)(Impacto)}{No.\ Trabes}$$

$$V_{cv\ Por\ Trabe} = \frac{(52.99\ Ton)(3)(1.20)}{8}$$

$$V_{cv\ Por\ Trabe} = 23.85\ Ton$$

$$V_{cv\ Por\ Trabe} = 24.00\ Ton$$

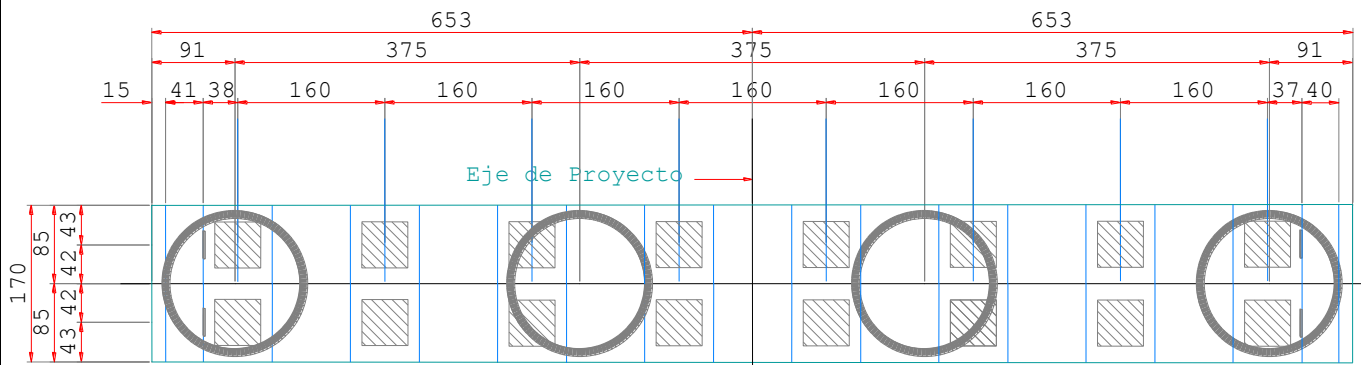
$$V_{cv\ Total\ Por\ Trabe} = P_{Por\ trabe} + V_{cv\ Por\ Trabe}$$

$$Descarga\ Total\ por\ Trabe = 127.00\ T + 24.00\ T$$

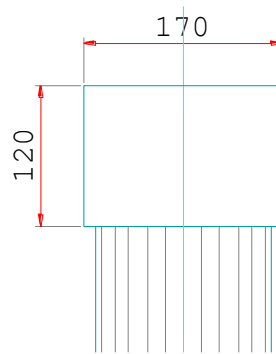
$$Descarga\ Total\ por\ Trabe = 151.00\ T$$

PESO TOTAL DEL CABEZAL (CUERPO DEL CABEZAL, TOPES SÍSMICOS, BANCOS DE APOYO, APOYOS DE NEOPRENO).

Una vez que se determinó la descarga de la carga muerta y la carga viva por trabe sobre el cabezal de la pila, se procede a determinar el peso de los elementos que conforman al cabezal.



PESO DEL CUERPO DEL CABEZAL

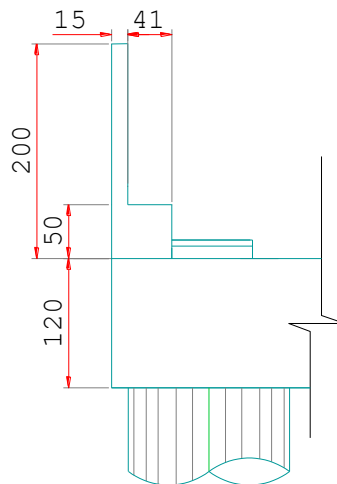


$$W_{\text{Cuerpo del cabezal}} = (\text{Ancho del cabezal})(\text{Altura del cabezal})(\text{Largo del cabezal})(\gamma_{\text{concreto}})$$

$$W_{\text{Cuerpo del cabezal}} = (1.70 \text{ m})(1.20 \text{ m})(13.06 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)$$

$$W_{\text{Cuerpo del cabezal}} = 63.94 \text{ T}$$

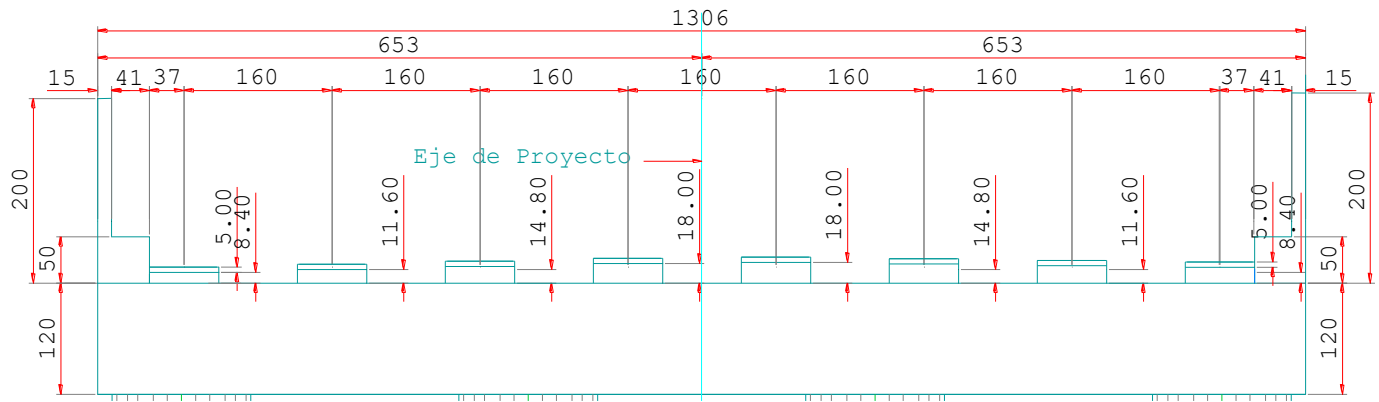
PESO DE LOS TOPES ANTISÍSMICOS-TOPES SÍSMICOS



$$W_{\text{Topes sismicos}} = (\text{Altura del tope})(\text{Base del tope})(\text{Ancho del cabezal})(\gamma_{\text{concreto}})$$

$$W_{\text{Topes sismicos}} = (0.50 \text{ m})(0.56 \text{ m})(1.70 \text{ m})(2.4 \text{ T/m}^3)(2) \quad W_{\text{Topes sismicos}} = 2.28 \text{ T}$$

PESO DE LOS BANCOS DE APOYO



$$W_{Bancos} = (Ancho)(Largo)(\Sigma Altura de todos los bancos)(No. Lineas de bancos de apoyo)(\gamma_{concreto})$$

Donde:

Ancho del Banco = 0.75 m

Largo del Banco = 0.85 m

$$W_{Bancos} = (0.75 m)(0.85 m)(1.06 m)(2)(2.4T/m^3)$$

$$W_{Bancos} = 3.24 T$$

PESO DE LOS APOYOS DE NEOPRENO (50cmx50cmx8.9cm)

Para el peso de los apoyos de neopreno se considerará un peso por apoyo de 20.00 kg

$$W_{Apoyos de Neopreno} = (0.020 T)(16 Apoyos de Neopreno)$$

$$W_{Apoyos de Neopreno} = 0.32 T$$

PESO TOTAL DEL CABEZAL-RESUMEN

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| CUERPO DEL CABEZAL | 63.94 Ton |
| TOPES ANTISISMICOS-TOPES SISMICOS | 2.28 Ton |
| BANCOS DE APOYO | 3.24 Ton |
| APOYOS DE NEOPRENO | 0.32 Ton |

$$Peso\ total\ del\ cabezal = 70.00\ Ton$$

PESO TOTAL DEL CABEZAL/METRO

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = \frac{Peso\ total\ del\ cabezal}{Ancho\ del\ cabezal}$$

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = \frac{70.00\ Ton}{13.06\ m}$$

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = 5.36\ Ton/m$$

PESO DE LAS COLUMNAS DE LA PILA (HASTA EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL)

Para verificar que la capacidad de carga del terreno (Q_u) se determinara la descarga total de la pila/columna hasta el nivel del terreno natural y hasta el nivel de desplante.

$$W_{Pila} = (Area_{Pila})(Longitud\ de\ la\ pila)(\gamma_{Concreto})(No.\ columnas)$$

$$W_{Pila} = \frac{\pi(1.50\ m)^2}{4} (5.00\ m)(2.4T/m^3)(4)$$

$$W_{Pila} = 84.82\ Ton$$

$$W_{Pila} = 85.00\ Ton$$

PESO DE LAS COLUMNAS DE LA PILA (DESDE EL NIVEL DE TERRENO NATURAL HASTA EL NIVEL DE DESPLANTE)

$$W_{Pila} = (Area_{Pila})(Longitud\ de\ la\ pila)(\gamma_{Concreto}-\gamma_{suelo})(No.\ Columnas)$$

$$W_{Pila} = \frac{\pi(1.50\ m)^2}{4} (20.00\ m)(2.4\ T/m^3 - 1.60\ T/m^3)(4)$$

$$W_{Pila} = 113.10\ Ton$$

$$W_{Pila} = 113.00\ Ton$$

DESCARGA TOTAL DE LA ESTRUCTURA

$$W_{Total} = \frac{W_{Superestructura} + W_{cabezal}}{No.\ Columnas} + \frac{W_{Pila\ hasta\ N.T.N}}{No.\ Columnas} + \frac{W_{Pila\ hasta\ el\ nivel\ de\ desplante}}{No.\ Columnas}$$

$$W_{Total} = \frac{1,208.00\ Ton+70.00\ Ton}{4} + \frac{85.00\ Ton}{4} + \frac{113.00\ Ton}{4}$$

$$W_{Total} = 369.00\ Ton/Columna \leq Capacidad\ de\ carga(Q_{ultima})$$

$$W_{Total} = 369.00\ Ton/columna \leq 628.00\ Ton/Pilote \therefore OK$$

En la revisión del cabezal de una pila intermedia se eligió el método de la viga flotante, el cual se considera un método aproximado para la determinación de los elementos mecánicos de vigas continuas, por lo cual se idealizó el cabezal de la pila como una viga continua, simulando las columnas de la pila como elementos de apoyo.

Este método se considera aproximado ya que depende de la simetría del elemento que se pretende analizar, de las cargas, y del tipo apoyos. Tomando lo anterior como referencia la exactitud de los resultados de este método dependerá de la simetría del cabezal de la pila, de la descarga de carga muerta y efectos de cortante de la carga viva de la superestructura por trabe, así como la simetría de las columnas de la pila sobre las cuales se encontrará soportado el cabezal, el esviamiento de la estructura también juega un papel importante para la exactitud de este método.

En nuestro caso el cabezal se encuentra formando un Angulo de 90° con respecto al eje de proyecto, la descarga de la superestructura será sobre 8 trabes las cuales descargarán sobre el cabezal y este a su vez además de la descarga de la superestructura se considerará la descarga del mismo cabezal sobre las columnas de la pila, la cual de acuerdo a este método se supondrá una reacción de las columnas hacia arriba las cuales se contrarrestarán con la descarga de la superestructura y del cabezal generando un equilibrio.

Se obtendrán los diagramas de cortante y de momento flexionante, se seleccionará el cortante y el momento de diseño para determinar si el peralte del cabezal es adecuado, los efectos de cortante sobre el mismo, además de la revisión del acero de refuerzo colocado en el cabezal.

REACCIÓN EN CADA PILA

$$Reacción_{Pila} = \frac{W_{Superestructura} + W_{cabezal}}{No. Columna}$$

$$Reacción_{Pila} = \frac{1,208.00 \text{ Ton} + 70.00 \text{ Ton}}{4}$$

$$Reacción_{Pila} = 319.50 \text{ Ton}$$

$$P = \text{Descarga de Carga muerta por trabe} + \text{Cortante por Carga Viva}$$

$$P = 127.00 \text{ Ton/Trabe} + 24.00 \text{ Ton/Trabe}$$

$$P = 151.00 \text{ Ton/Trabe}$$

$$W = \frac{\text{Peso total del cabezal}}{\text{Ancho del cabezal}}$$

$$W = \frac{70.00 \text{ Ton}}{13.06 \text{ m}}$$

$$W = 5.36 \text{ Ton/m}$$

PROCESO DETALLADO PARA LA REVISIÓN ESTRUCTURAL DE PROYECTOS DE PUENTES CONVENCIONALES

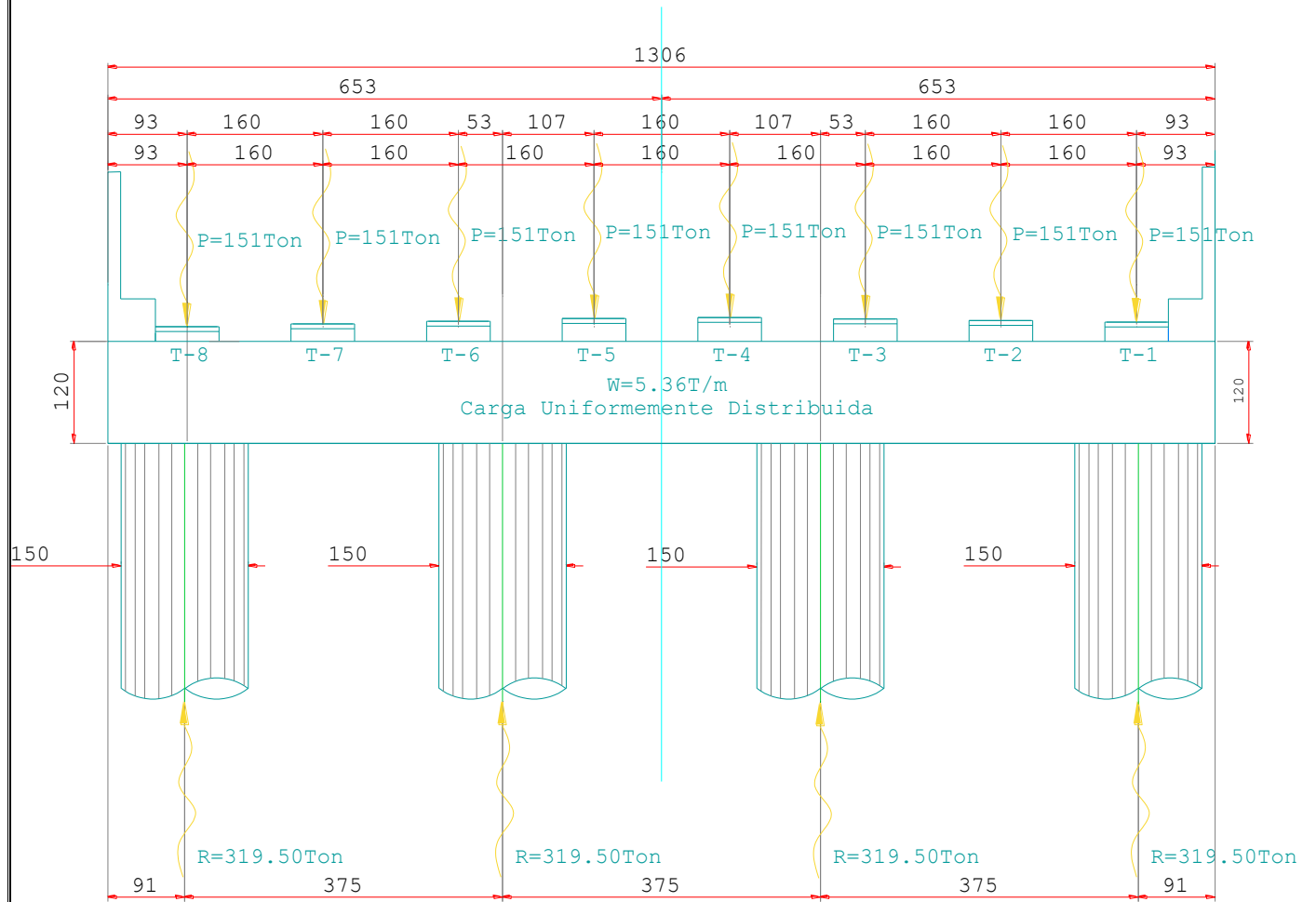
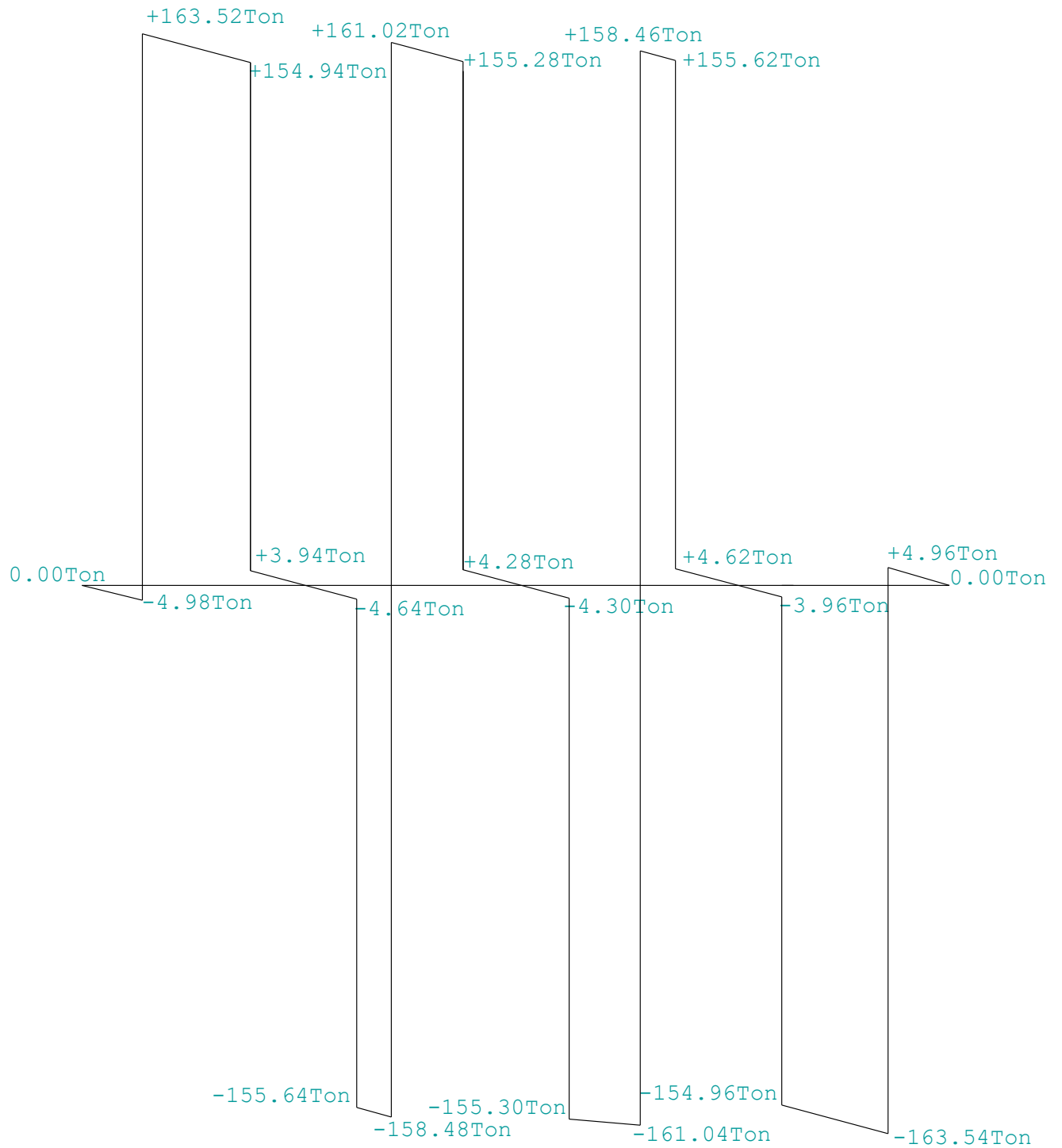


DIAGRAMA DE CORTANTE



$$V_{a\ 93\text{cm}} = (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(0.93\text{ m})$$

$$V_{a\ 93\text{cm}} = (-5.36\text{ T/m})(0.93\text{ m})$$

$$V_{a\ 91\text{cm}} = -4.98\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 93\text{cm}} = V_{a\ 93\text{cm}} + \text{Reacción}_{\text{Pila}} - \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 93\text{cm}} = -4.98\text{ Ton} + 319.50\text{ Ton} - 151.00\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 93\text{cm}} = +163.52\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = V_{a\ 93\text{cm}} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = +163.52\text{ Ton} + (-5.36\text{ T/m})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = +154.94\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = V_{a\ 253\text{cm}} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = +154.94\text{ Ton} + (-151.00\text{ Ton})$$

$$V_{a\ 253\text{cm}} = +3.94\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = V_{a\ 253\text{cm}} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = +3.94\text{ Ton} + (-5.36\text{ T/m})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = -4.64\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = V_{a\ 413\text{cm}} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = -4.64\text{ Ton} + (-151.00\text{ Ton})$$

$$V_{a\ 413\text{cm}} = -155.64\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = V_{a\ 413\text{cm}} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(0.53\text{ m})$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = -15.64\text{ Ton} + (-5.36\text{ T/m})(0.53\text{ m})$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = -158.48\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = V_{a\ 466\text{cm}} + \text{Reaccion}_{\text{Pila}}$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = -158.48\text{ Ton} + 319.50\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 466\text{cm}} = +161.02\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = V_{a\ 466\text{cm}} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.07\text{ m})$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = +161.02\text{ Ton} + (-5.36\text{ T/m})(1.07\text{ m})$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = +155.28\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = V_{a\ 573\text{cm}} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = +155.28\text{ Ton} + (-151.00\text{ Ton})$$

$$V_{a\ 573\text{cm}} = +4.28\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 733\text{cm}} = V_{a\ 573\text{cm}} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 733\text{cm}} = +4.28\text{ Ton} + (-5.36\text{ T/m})(1.60\text{ m})$$

$$V_{a\ 733\text{cm}} = -4.30\text{ Ton}$$

$$V_{a\ 733\ cm} = V_{a\ 733\ cm} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 733\ cm} = -4.30\ Ton + (-151.00\ Ton) \qquad V_{a\ 733\ cm} = -155.30\ Ton$$

$$V_{a\ 840\ m} = V_{a\ 733\ cm} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.07\ m)$$

$$V_{a\ 840\ cm} = -155.30\ Ton + (-5.36\ T/m)(1.07\ m) \qquad V_{a\ 840\ cm} = -161.04\ Ton$$

$$V_{a\ 840\ cm} = V_{a\ 840\ cm} + \text{Reacción}_{Pila}$$

$$V_{a\ 840\ cm} = -160.45\ Ton + 319.50\ Ton \qquad V_{a\ 840\ cm} = +158.46\ Ton$$

$$V_{a\ 893\ m} = V_{a\ 840\ cm} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(0.53\ m)$$

$$V_{a\ 893\ cm} = +155.62\ Ton + (-5.36\ T/m)(0.53\ m) \qquad V_{a\ 893\ cm} = +155.62\ Ton$$

$$V_{a\ 893\ cm} = V_{a\ 893\ cm} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 893\ cm} = +155.62\ Ton + (-151.00\ Ton) \qquad V_{a\ 893\ cm} = +4.62\ Ton$$

$$V_{a\ 1053\ cm} = V_{a\ 893\ cm} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.60\ m)$$

$$V_{a\ 1,053\ cm} = +4.62\ Ton + (-5.36\ T/m)(1.60\ m) \qquad V_{a\ 1,053\ cm} = -3.96\ Ton$$

$$V_{a\ 1,053\ cm} = V_{a\ 1,053\ cm} + \text{Descarga Por trabe}$$

$$V_{a\ 1,053\ cm} = -3.96\ Ton + (-151.00\ Ton) \qquad V_{a\ 1,053\ cm} = -154.96\ Ton$$

$$V_{a\ 1,213\ cm} = V_{a\ 1,053\ cm} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(1.60\ m)$$

$$V_{a\ 1,213\ cm} = -154.96\ Ton + (-5.36\ T/m)(1.60\ m) \qquad V_{a\ 1,213\ cm} = -163.54\ Ton$$

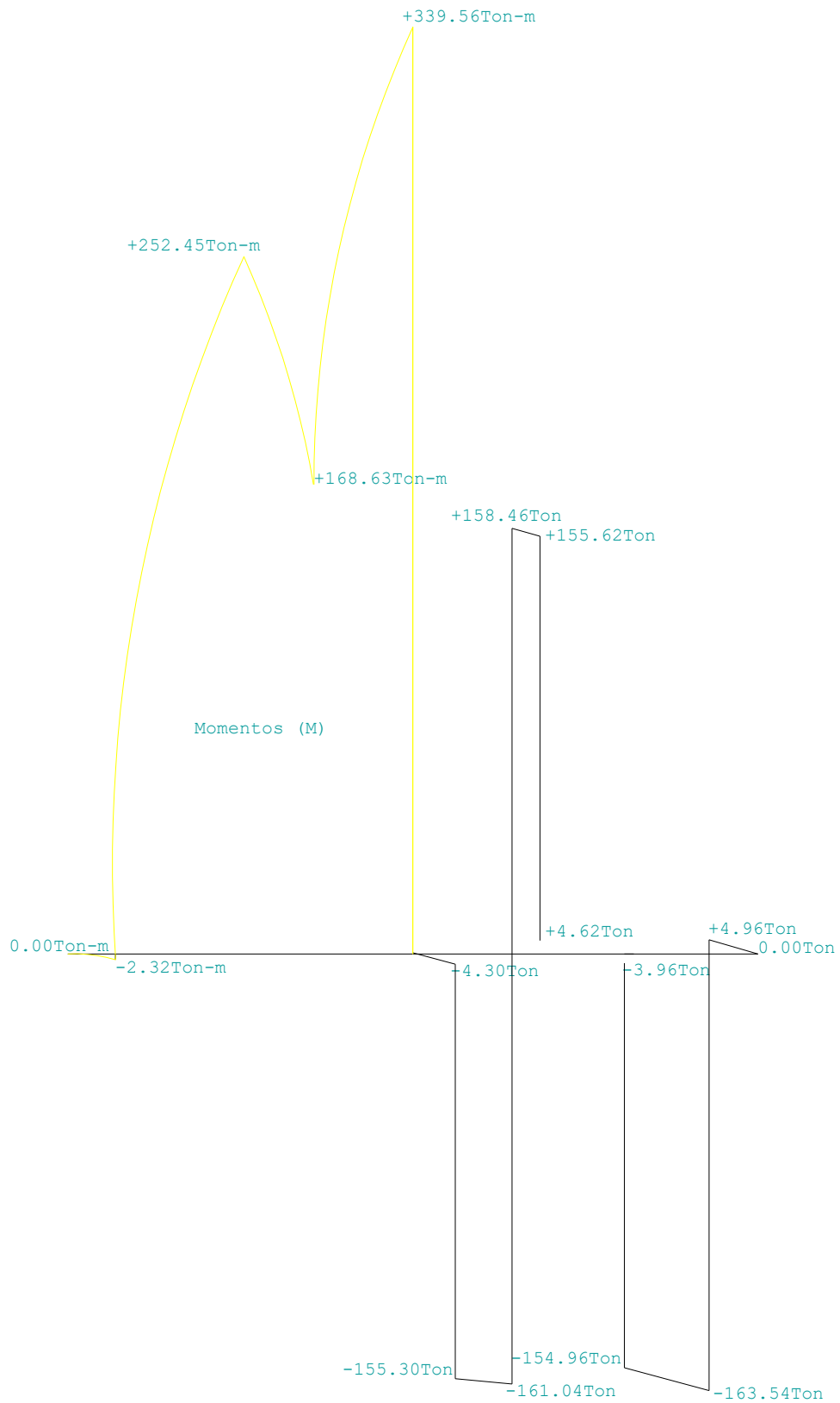
$$V_{a\ 1,213\ cm} = V_{a\ 1,213\ cm} + \text{Reacción}_{Pila} - \text{Descarga Por trabe}$$

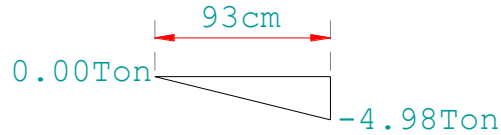
$$V_{a\ 1,213\ cm} = -163.54\ Ton + 319.50\ Ton + 151.00\ Ton \qquad V_{a\ 1,213\ cm} = +4.96\ Ton$$

$$V_{a\ 1,306\ cm} = V_{a\ 1,213\ cm} + (\text{Carga Uniformemente Distribuida})(0.91\ m)$$

$$V_{a\ 1,306\ cm} = +4.96\ Ton + (-5.36\ T/m)(0.93\ m) \qquad V_{a\ 1,213\ cm} = +0.00\ Ton$$

DIAGRAMA DE MOMENTO

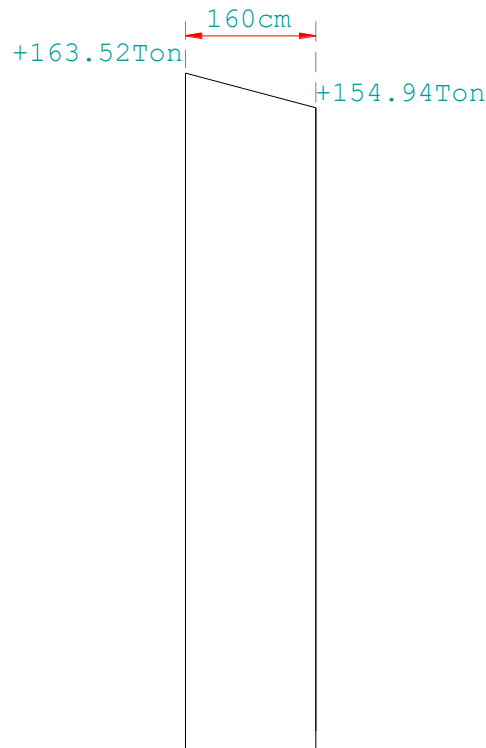




$$M_{en\ 93\ cm} = \frac{(Base)(Altura)}{2}$$

$$M_{en\ 93\ cm} = \frac{(-4.98\ Ton)(0.93\ m)}{2}$$

$$M_{en\ 93\ cm} = -2.32T - m$$



$$M_{en\ 253\ cm} = M_{en\ 93\ cm} + \frac{Base\ menor + Base\ mayor}{2} (Altura)$$

$$M_{en\ 253\ cm} = -2.32T - m + \left(\frac{154.94\ Ton + 163.52\ Ton}{2} (1.60\ m) \right)$$

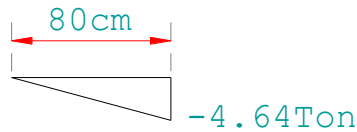
$$M_{en\ 253\ cm} = +252.45T - m$$



$$M_{en\ 333\ cm} = M_{en\ 253\ cm} + \frac{(Base)(Altura)}{2}$$

$$M_{en\ 333\ cm} = +252.45\ T - m + \frac{(+3.94\ Ton)(0.80\ m)}{2}$$

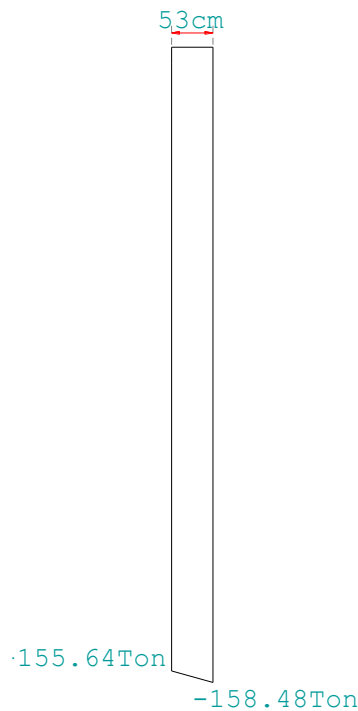
$$M_{en\ 333\ cm} = +253.89\ T - m$$



$$M_{en\ 413\ cm} = M_{en\ 333\ cm} + \frac{(Base)(Altura)}{2}$$

$$M_{en\ 413\ cm} = +253.89\ T - m + \frac{(-4.64\ Ton)(0.80\ m)}{2}$$

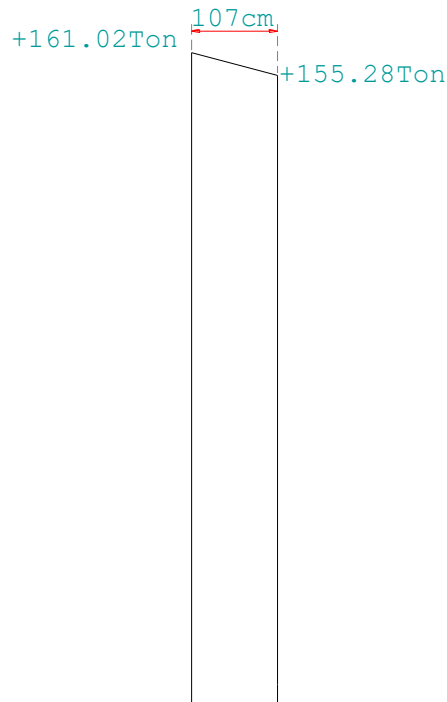
$$M_{en\ 413\ cm} = +251.87\ T - m$$



$$M_{en\ 466\ cm} = M_{en\ 413\ cm} + \frac{Base\ menor + Base\ mayor}{2} (Altura)$$

$$M_{en\ 466\ cm} = +251.87\ T - m + \left(-\frac{155.64\ Ton + 158.48\ Ton}{2} (0.53\ m) \right)$$

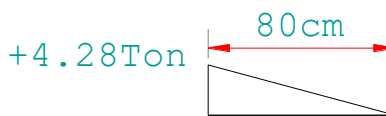
$$M_{en\ 466\ cm} = +168.63\ T - m$$



$$M_{en\ 573\ cm} = M_{en\ 466\ cm} + \frac{Base\ menor + Base\ mayor}{2} (Altura)$$

$$M_{en\ 573\ cm} = +168.63\ T - m + \left(+ \frac{155.28\ Ton + 161.02\ Ton}{2} (1.07\ m) \right)$$

$$M_{en\ 573\ cm} = +337.85\ T - m$$



$$M_{en\ 653\ cm} = M_{en\ 573\ cm} + \frac{(Base)(Altura)}{2}$$

$$M_{en\ 653\ cm} = +337.85\ T - m + \frac{(+4.28\ Ton)(0.80\ m)}{2}$$

$$M_{en\ 653\ cm} = +337.85\ T - m$$

REVISIÓN DEL DISEÑO DEL CABEZAL

$$M_{max} = 339.50 \text{ Ton} - m$$

$$V_{max} = 163.52 \text{ Ton} \text{ Al centro de la columna}$$

$$V_{max} = 159.50 \text{ Ton} \text{ Al paño de la columna}$$

REVISIÓN POR FLEXIÓN

Para la obtención del peralte efectivo necesario se utilizará la siguiente ecuación.

$$d = \sqrt{\frac{M_D}{(k)(b)}}$$

$b =$ Se considera el ancho del cabezal menos el recubrimiento de 170 cm

$$k = 14.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_D = 339.50 \text{ Ton} - m$$

$$M_D = (339.50 \text{ Ton} - m)(10)^5$$

$$M_D = 33,950,000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$d = \sqrt{\frac{33,950,000 \text{ kg-cm}}{(14.50 \text{ kg/cm}^2)(170 \text{ cm})}}$$

$$d = 117.36 \text{ cm} \approx 118.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento } (r) = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total del cabezal } (h) = (d + r) < \text{Peralte del cabezal}$$

$$\text{Peralte total del cabezal } (h) = 118.00 \text{ cm} + 10.00 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte total del cabezal } (h) = 128.00 \text{ cm} > 120 \text{ cm} \quad \therefore \text{No pasa por peralte}$$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL-PERPENDICULAR AL TRANSITO

$$A_s = \frac{M_D}{(f_s)(J)(d)}$$

Donde:

$$f_s = \text{Esfuerzo de fluencia permisible del acero}$$

$$f_s = 2,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.90, \text{ Se obtiene de las constantes del concreto}$$

$$d = \text{Peralte del cabezal} - \text{Recubrimiento}$$

$$d = 115 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{33,950,000 \text{ kg-cm}}{(2,100 \text{ kg/cm}^2)(0.90)(115 \text{ cm})}$$

$$A_s = 156.20 \text{ cm}^2 \therefore \text{Rige}$$

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO MÍNIMO

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} [(b)(d)]$$

Donde:

$b =$ Se considera el ancho del cabezal

$b = 170 \text{ cm}$

$d =$ Peralte del cabezal

$d = 120 \text{ cm}$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{4200} [(170 \text{ cm})(120 \text{ cm})]$$

$$A_{s_{min}} = 68.00 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DEL NO. DE VARILLAS DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL

Se proponen V#8c

$$a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$No.\text{varillas} = \frac{A_s}{a_s}$$

$$No.\text{varillas} = \frac{156.20 \text{ cm}^2}{5.07 \text{ cm}^2}$$

$$No.\text{varillas} = 30.81 \rightarrow 31 \text{ Varillas}$$

Se colocaron 24V#8c@10 cm de forma perpendicular al tránsito en la parrilla inferior y superior del cabezal.

CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL ACERO PRINCIPAL

Se propusieron V#8c

$$a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$b = 170 \text{ cm}$

$$S = \frac{(a_s)(b)}{A_s}$$

$$S = \frac{(5.07 \text{ cm}^2)(170 \text{ cm})}{156.20 \text{ cm}^2}$$

$$S = 3.24 \text{ cm}$$

Se colocaron 24V#8c@10 cm de forma perpendicular al tránsito en la parrilla inferior y superior del cabezal

REVISIÓN POR CORTANTE

$$v = \frac{V}{(b)(d)}$$

Dónde:

$V =$ Esfuerzo por cortante

$$V = 159.50 \text{ Ton}$$

$$V = 159,500 \text{ kg}$$

$b =$ Ancho del cabezal, 170 cm

$$d = \text{Peralte del cabezal} - \text{recubrimiento}(r)$$

$$v = \frac{159,500 \text{ kg}}{(170 \text{ cm})(120 \text{ cm})}$$

$$v = 7.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{Permisible}} = 0.29\sqrt{f'c}$$

$$f'c_{\text{Cabezal}} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{\text{Permisible}} = 0.29\sqrt{250 \text{ kg/cm}^2}$$

$$v_{\text{Permisible}} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$v < v_{\text{Permisible}} \quad 7.82 \text{ kg/cm}^2 > 4.59 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{No pasa por cortante}$$

El refuerzo de cortante se absorberá con estribos, es decir no se considerará la contribución a cortante del concreto, lo anterior se realizará como un factor de seguridad del cabezal.

Se propusieron E#4c de 2R

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$b = 170 \text{ cm}$$

$$S = \frac{(A_v)(f_v)}{(v)(b)}$$

$$S = \frac{(4)(1.27 \text{ cm}^2)(2100 \text{ kg/cm}^2)}{(7.82 \text{ kg/cm}^2)(170 \text{ cm})}$$

$$S = 7.99 \text{ cm}$$

Se colocaron E#4c de 4R @15 cm.

CONCLUSIÓN PARTICULAR DEL CABEZAL DE LA PILAS

En la revisión del cabezal se consideró este elemento como viga continúa simulando las columnas de la pila como elementos de apoyo, para lo cual se realizó la descarga del peso de todos los elementos de la superestructura por trabe sobre cada banco de apoyo sobre el cabezal, considerando en la descarga la cortante por carga viva.

| RESULTADOS DE LA REVISIÓN | |
|---------------------------|----------------------------|
| Descarga Total por Trabe | 151.00 Ton (Carga Puntual) |

De la misma manera se realizó la descarga de las cargas de los diferentes elementos que componen el cabezal de la pila y distribuyendo dichas cargas a lo largo del cabezal de manera uniforme (Carga Uniformemente Distribuida).

| RESULTADOS DE LA REVISIÓN | |
|------------------------------|--|
| Peso Total del Cabezal/Metro | 5.36 T/m (Carga Uniformemente Distribuida) |

Una vez teniendo la descarga de la estructura hasta el nivel del cabezal se implementó el método de la viga flotante para la obtención de los elementos mecánicos del cabezal, comparando los resultados con los obtenidos con el Software Sap2000.

Se realizó la revisión por flexión donde se determinó el peralte mínimo necesario para resistir las cargas bajo las que estará sometido el cabezal.

Se obtuvo el acero de refuerzo principal en el cabezal para resistir el momento positivo y negativo en el mismo.

Se realizó la revisión por cortante donde estos serán cubiertos en su totalidad con la implementación de acero de refuerzo (estribos), despreciando la resistencia a esfuerzos cortantes que proporciona el concreto.

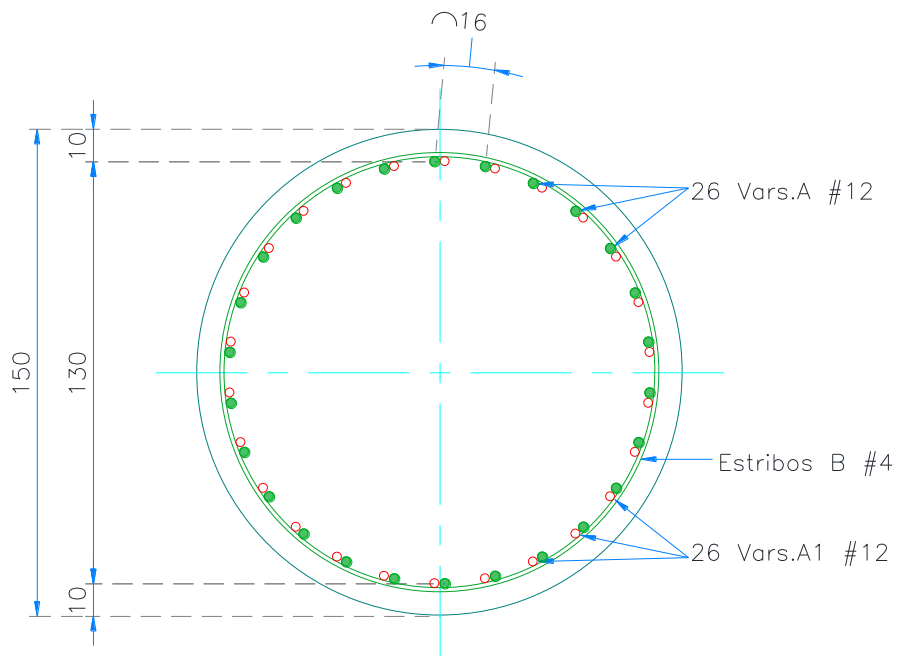
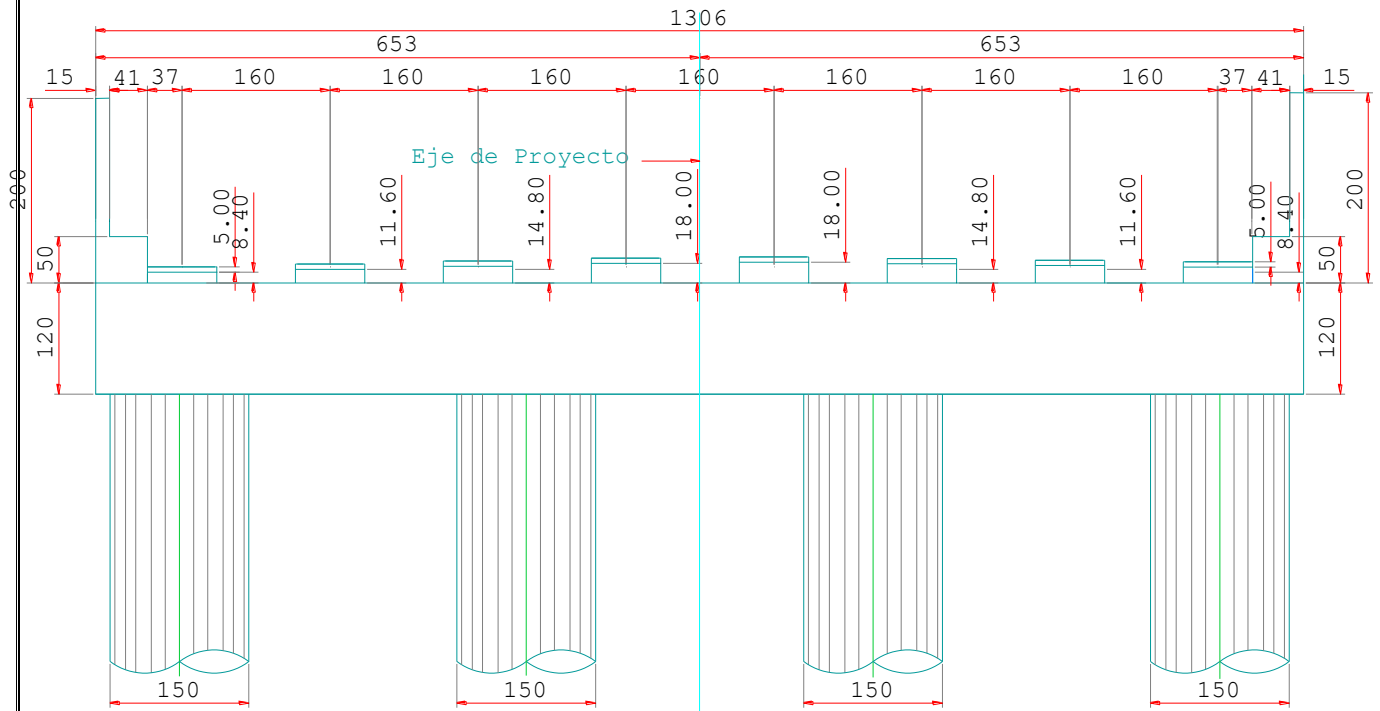
| RESULTADOS DEL DISEÑO | RESULTADOS DE LA REVISIÓN |
|-------------------------------|-------------------------------|
| Peralte efectivo del elemento | Peralte efectivo del elemento |
| 110.00cm | 118.00cm |
| Acero de Refuerzo Principal | Acero de Refuerzo Principal |
| 24V#8@10cm | 31V#8c@3.24cm |
| Cortante Ultimo Actuante | Cortante Ultimo Actuante |
| | 159,500kg |
| Separacion de Estribos | Separacion de Estribos |
| E#4c@15.00cm | E#4c@8.00cm |

Se realizó también la descarga total de la estructura hasta el nivel de desplante para verificar la capacidad de carga del terreno sobre el cual estará desplantada la estructura.

| RESULTADOS DE LA REVISIÓN | |
|-----------------------------|--|
| Peso Total de la Estructura | 369 Ton/Columna |
| 369 Ton/Columna | < 628 Ton/Columna (Capacidad de Carga) |

Con base a lo anterior se puede apreciar que los resultados en la revisión, al compararlos con los obtenidos con el Software Sap2000 por el diseñador en la memoria de cálculo de las pilas, aunque elaboro el modelo de la pila en el Software, considerando la descarga de las cargas de los diferentes elementos del puente, obteniendo los elementos mecánicos de momento y cortante. El diseñador no desarrollo el diseño del cabezal, por lo cual no es sencillo determinar el criterio que utilizo para la determinación del acero de refuerzo necesario para soportar los esfuerzos bajo los cuales estará sometido el cabezal.

REVISIÓN DE LAS COLUMNAS DE LA PILA



De acuerdo con la normativa de las Standard Specifications for Highway Bridges 17 th Edition año 2002.

8.16 Método de diseño por Resistencia-Diseño por Factores de Carga

(Strength Design Method-Load Factor Design)

8.16.1.2 Design Strength (Diseño por Resistencia)

La resistencia de diseño proporcionada por un miembro o sección transversal en términos de carga, momento, cortante, tensión, debe ser la resistencia nominal calculada de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño por resistencia, multiplicado por un factor de reducción de resistencia.

8.16.1.2.2 Los factores de reducción serán los siguientes:

flexión (Flexure)

Cortante (Shear)

3.22 Combinaciones de Carga (Combinations of Loads)

Existen grupos que representan diversas combinaciones de cargas y fuerzas a las que puede estar sometida una estructura.

Cada parte de la estructura o cimentación sobre la que se apoye debe ser proporcionada para soportar con toda seguridad todas las combinaciones grupales que sean aplicables al tipo o sitio particular.

Para la revisión de las columnas de la pila se necesita realizar una descarga del peso de todos los elementos de la superestructura, además de considerar el efecto cortante generado por el camión de diseño.

Como esta bajada de carga se ha realizado anteriormente para la revisión del cabezal se tomará la información necesaria para el desarrollo de la revisión de las columnas de la pila.

PESO TOTAL DE LA SUPESTRUCTURA-RESUMEN

| | |
|------------|--------------------------|
| Trabe | $W = 537.06 \text{ Ton}$ |
| Losa | $W = 250.75 \text{ Ton}$ |
| Diafragmas | $W = 50.34 \text{ Ton}$ |
| Guarnición | $W = 46.08 \text{ Ton}$ |
| Parapeto | $W = 1.63 \text{ Ton}$ |
| Asfalto | $W = 126.72 \text{ Ton}$ |

$$W_{Total} = 1,013.00 \text{ Ton}$$

REACCIÓN TOTAL DE CADA TRABE EN PILA INTERMEDIA

$$P_{Por \ trabe} = \frac{W_{Total \ en \ Pila \ Intermedia}}{No. \ Trabes}$$

$$P_{Por \ trabe} = \frac{1,013.00 \text{ T}}{8} \qquad P_{Por \ trabe} = 126.63 \text{ T}$$

$$P_{Por \ trabe} = 127.00T \qquad 1.3P_{Por \ trabe} = 165.00T$$

CORTANTE POR CARGA VIVA T3-S2-R4 TIPO I (72.5TON)

Para un claro de diseño de 40.00 m El cortante provocado por el camión de diseño es

$$V_{cv} = 52.99 \text{ Ton}$$

$$V_{cv \ Por \ Trabe} = \frac{(V_{cv})(No. \ Carriles)(Impacto)}{No. \ Trabes}$$

$$V_{cv \ Por \ Trabe} = \frac{(52.99 \text{ Ton})(3)(1.20)}{8} \qquad V_{cv \ Por \ Trabe} = 23.85 \text{ Ton}$$

$$V_{cv \ Por \ Trabe} = 24.00 \text{ Ton}$$

$$\frac{5}{3}V_{cv \ Por \ Trabe} = 40.00 \text{ Ton} \qquad 1.3V_{cv \ Por \ Trabe} = 52.00 \text{ Ton}$$

$$V_{cv \ Total \ Por \ Trabe} = P_{Por \ trabe} + V_{cv \ Por \ Trabe}$$

$$Descarga \ Total \ por \ Trabe = 165.00 \text{ T} + 52.00 \text{ T}$$

$$Descarga \ Total \ por \ Trabe = 217.00 \text{ T}$$

PESO TOTAL DEL CABEZAL (CUERPO DEL CABEZAL, TOPES SÍSMICOS, BANCOS DE APOYO, APOYOS DE NEOPRENO).

PESO TOTAL DEL CABEZAL-RESUMEN

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| CUERPO DEL CABEZAL | 63.94 Ton |
| TOPES ANTISÍSMICOS-TOPES SÍSMICOS | 2.28 Ton |
| BANCOS DE APOYO | 3.24 Ton |
| APOYOS DE NEOPRENO | 0.32 Ton |

Peso total del cabezal = 70.00 Ton

PESO TOTAL DEL CABEZAL/METRO

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = \frac{Peso\ total\ del\ cabezal}{Ancho\ del\ cabezal}$$

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = \frac{70.00\ Ton}{13.06\ m}$$

$$W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = 5.36\ Ton/m$$

$$1.3W_{Total\ del\ Cabezal/metro} = 7.00\ Ton/m$$

PESO DE LAS COLUMNAS DE LA PILA (HASTA EL NIVEL DEL TERRENO NATURAL)

$$W_{Pila} = (Area_{Pila})(Longitud\ de\ la\ pila)(\gamma_{Concreto})(No.\ columnas)$$

$$W_{Pila} = \frac{\pi(1.50\ m)^2}{4} (4.21\ m)(2.4\ T/m^3)(4)$$

$$W_{Pila} = 71.42\ Ton$$

$$W_{Pila} = 72.00\ Ton$$

$$1.3W_{Pila} = 94.00\ Ton$$

PESO DE LAS COLUMNAS DE LA PILA (DESDE EL NIVEL DE TERRENO NATURAL HASTA EL NIVEL EN QUE SE CONSIDERA EL EMPOTRAMIENTO DE LAS COLUMNAS)

Se considera que un empotramiento de las columnas de las pilas a una longitud igual a 3 veces el diámetro de las columnas por debajo del nivel de terreno natural.

$$W_{Pila} = (Area_{Pila})(Longitud\ de\ empotramiento)(\gamma_{Concreto} - \gamma_{Suelo})(No.\ Columnas)$$

$$W_{Pila} = \frac{\pi(1.50\ m)^2}{4} (3)(1.50\ m)(2.4\ T/m^3 - 1.60\ T/m^3)(4)$$

$$W_{Pila} = 25.45\ Ton$$

$$W_{Pila} = 26.00\ Ton$$

$$1.3W_{Pila} = 34.00\ Ton$$

DESCARGA TOTAL DE LA ESTRUCTURA

$$W_{Total} = \frac{W_{Superestructura} + W_{cabezal}}{No. Columnas} + \frac{W_{Pila \text{ hasta N.T.N}}}{No. Columnas} + \frac{W_{Pila \text{ hasta el nivel del empotramiento}}}{No. Columnas}$$

$$W_{Total} = \frac{1,736 \text{ Ton} + 91.00 \text{ Ton}}{4} + \frac{94.00 \text{ Ton}}{4} + \frac{34.00 \text{ Ton}}{4}$$

$$W_{Total} = 489.00 \text{ Ton/Columna}$$

$$W_{Total} = 489.00 \text{ Ton/Columna} \leq \text{Capacidad de carga}(Q_{ultima})$$

$$W_{Total} = 489.00 \text{ Ton/columna} \leq 628.00 \text{ Ton/Pilote} \therefore OK$$

ANALISIS DE CARGAS EVENTUALES

3.9 FUERZAS LONGITUDINALES (LONGITUDINAL FORCES)

FRENAJE (FL)

Se tomarán medidas para el efecto de las fuerzas longitudinales del 5% de la carga viva en todos los carriles que transportan tráfico en la misma dirección. Todos los carriles se cargarán para los puentes que probablemente se conviertan en unidireccionales en el futuro. se supondrá que el centro de gravedad de la fuerza longitudinal estará ubicado a 6 pies (1.83m) por encima de la losa del piso y se transmite a la subestructura a través de la superestructura.

$$F_L = (V_{CV+I})(5\%)$$

$$F_L = (24.00T)(5\%) \quad F_L = 1.20T \quad 1.3F_L = 1.56T$$

$$1.3F_L = 0.20T / \text{Banco de apoyo}$$

FRICCIÓN (F)

La fuerza longitudinal debida a la fricción en los apoyos para dilatación, así como la resistencia al esfuerzo cortante en los apoyos de elastómeros, debe tomarse en cuenta en el proyecto.

$$F = (W_{Total})(5\%)$$

$$F = (217.00T)(5\%) \quad F = 11.00T \quad 1.3F = 14.00T$$

3.15 CARGAS DE VIENTO (WIND LOADS)

VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

La carga de viento consiste en cargas móviles distribuidas uniformemente aplicada al área expuesta de la estructura.

El área expuesta será la suma de las áreas de todos los miembros, incluido el sistema de piso y el parapeto, como se ve en elevación a 90 grados del eje longitudinal de la estructura.

3.15.1 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA (SUPERSTRUCTURE DESIGN)

En el proyecto de una superestructura, se supondrá una carga debida al viento, uniformemente distribuida y aplicada horizontalmente a 90° con respecto al eje longitudinal de la estructura.

3.15.2 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA (SUBSTRUCTURE DESIGN)

Las fuerzas transmitidas a la subestructura por la superestructura y las fuerzas aplicadas directamente a la subestructura por las cargas de viento serán las siguientes:

3.15.2.1 FUERZAS DE LA SUPERESTRUCTURA (FORCES FROM SUPERSTRUCTURE)

las fuerzas transversales y longitudinales transmitidas por la superestructura a la subestructura para varios ángulos de dirección del viento serán establecidas por la tabla 3.15.2.1.1. El ángulo de inclinación se mide desde la perpendicular al eje longitudinal y la dirección del viento asumida será la que produzca la tensión máxima en la subestructura. Las fuerzas transversales y longitudinales se aplicarán simultáneamente a la elevación del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura.

3.15.2.1.2 Para las cargas del Grupo III, estas cargas pueden reducirse en un 70%.

3.15.2.1.3 En puentes comunes de losa sobre travesaños, con una longitud máxima del claro de 38.10m, pueden usarse las siguientes cargas por viento, en lugar de las cargas más exactas especificadas anteriormente.

Las fuerzas transversales y longitudinales transmitidas por la superestructura a la subestructura para distintos ángulos de dirección del viento, para un ángulo de esviajamiento del viento de 30° la carga longitudinal por m² de área en kg será de 59 kg/m² y transversalmente 244 kg/m², ambas cargas deberán aplicarse simultáneamente.

Para la carga del viento sobre la carga viva será 149 kg/m transversalmente y 60 kg/m longitudinalmente.

VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

$$V_{LSuper} = \left[\frac{Claro}{2} + Culata \right] (Altura trabe + Losa + Guarnicion)(Carga Longitudinal del viento)$$

$$V_{LSuper} = \left[\frac{40.00m}{2} + 0.80m \right] (1.83m + 0.20m + 0.70m)(0.059T/m^2)$$

$$V_{LSuper} = 3.35 T \qquad 1.3V_{LSuper} = 4.36 T \qquad 30\%(1.3V_{LSuper}) = 1.30 T$$

$$V_{TSuper} = \left[\frac{Claro}{2} + Culata \right] (Altura trabe + Losa + Guarnicion)(Carga Transersal del viento)$$

$$V_{TSuper} = \left[\frac{40.00m}{2} + 0.80m \right] (1.83m + 0.20m + 0.70m)(0.244T/m^2)$$

$$V_{TSuper} = 13.86 T \qquad 1.3V_{TSuper} = 18.00 T \qquad 30\%(1.3V_{TSuper}) = 5.40 T$$

VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

$$V_{LCV} = \left[\frac{Claro}{2} + Culata \right] (Altura trabe + Losa + Guarnicion)(Carga Longitudinal sobre la CV)$$

$$V_{LCV} = \left[\frac{40.00m}{2} + 0.80m \right] (1.83m + 0.20m + 0.70m)(0.059T/m^2)$$

$$V_{LCV} = 1.23T \qquad 1.3V_{LCV} = 1.60T$$

$$V_{TCV} = \left[\frac{Claro}{2} + Culata \right] (Altura trabe + Losa + Guarnicion)(Carga Transversal sobre la CV)$$

$$V_{TCV} = \left[\frac{40.00m}{2} + 0.80m \right] (1.83m + 0.20m + 0.70m)(0.149T/m^2)$$

$$V_{TCV} = 3.10T \qquad 1.3V_{TCV} = 4.00T$$

3.15.2.2 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

(FORCES APPLIED DIRECTLY TO THE SUBSTRUCTURE)

Las fuerzas transversales y longitudinales que deben aplicarse directamente a la subestructura para un viento de 160.9 km/h se calcularan para una presión supuesta del viento de 195 kg/m2.

$$V_{LPila} = [Area\ del\ Cabezal + Area\ de\ las\ Columnas](Carga\ Longitudinal\ del\ viento)$$

$$V_{LPila} = [(13.06m)(1.20m)] + [(4.21m)(1.50m)(4)](0.195T/m^2)$$

$$V_{LPila} = 8.11T \quad 1.3V_{LPila} = 11.00T \quad 30\%(1.3V_{LPila}) = 3.30T$$

$$V_{TPila} = [Area\ del\ Cabezal + Area\ de\ las\ Columnas](Carga\ Transversal\ del\ viento)$$

$$V_{TPila} = [(1.70m)(1.20m)] + [(4.21m)(1.50m)](0.195T/m^2)$$

$$V_{TPila} = 1.89T \quad 1.3V_{TPila} = 2.46T \quad 30\%(1.3V_{TPila}) = 0.74T$$

ANALISIS DEL SISMO SOBRE LA ESTRUCTURA (TT)

La determinación de la carga por sismo es mediante el método Cuasi dinámico, esto tomando en cuenta el comportamiento sísmico, por lo que se aplica la siguiente expresión.

$$S' = \left[\frac{a}{Q'} \right] [W] \quad a = c$$

Coefficiente sísmico Real=(C)(Factor de importancia)

$$\text{Coefficiente sísmico Real}=(0.86)(1.50) \quad \text{Coefficiente sísmico Real}=1.29$$

COEFICIENTE SISMICO EN LA SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA

El coeficiente sísmico se obtiene de la siguiente manera:

$$C_s = \frac{\text{Coeficiente Sismico Real}}{Q}$$

$$C_{Ssuperestructura} = \frac{1.29}{4} \quad C_{Ssuperestructura} = 0.32$$

$$C_{Ssubestructura} = \frac{1.29}{2} \quad C_{Ssubestructura} = 0.65$$

SISMO EN LA SUPERESTRUCTURA

$$TT_{Superestructura} = (WSuperestructura)(C_{Ssuperestructura})$$

$$TT_{Superestructura} = (1,013.00T)(0.32) \quad TT_{Superestructura} = 324.00T$$

$$1.3TT_{Superestructura} = 421.00T \quad 30\%(1.3TT_{Superestructura}) = 126.00T$$

$$TT_{Subestructura} = (W_{Subestructura})(C_{Subestructura})$$

$$TT_{Subestructura} = (168.00T)(0.65)$$

$$TT_{Subestructura} = 109.00T$$

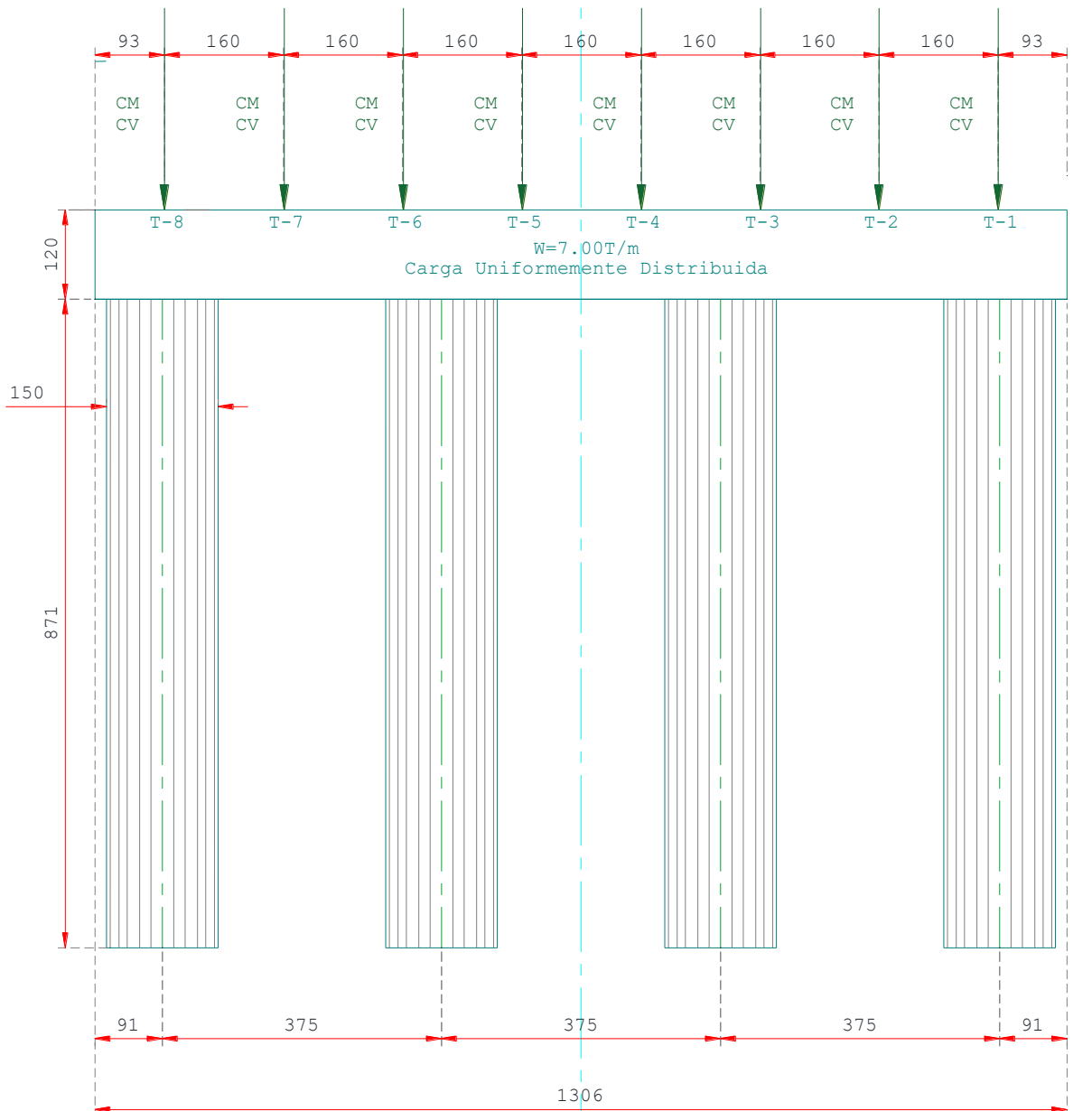
$$1.3TT_{Subestructura} = 142.00T$$

$$30\%(1.3TT_{Superestructura}) = 43.00T$$

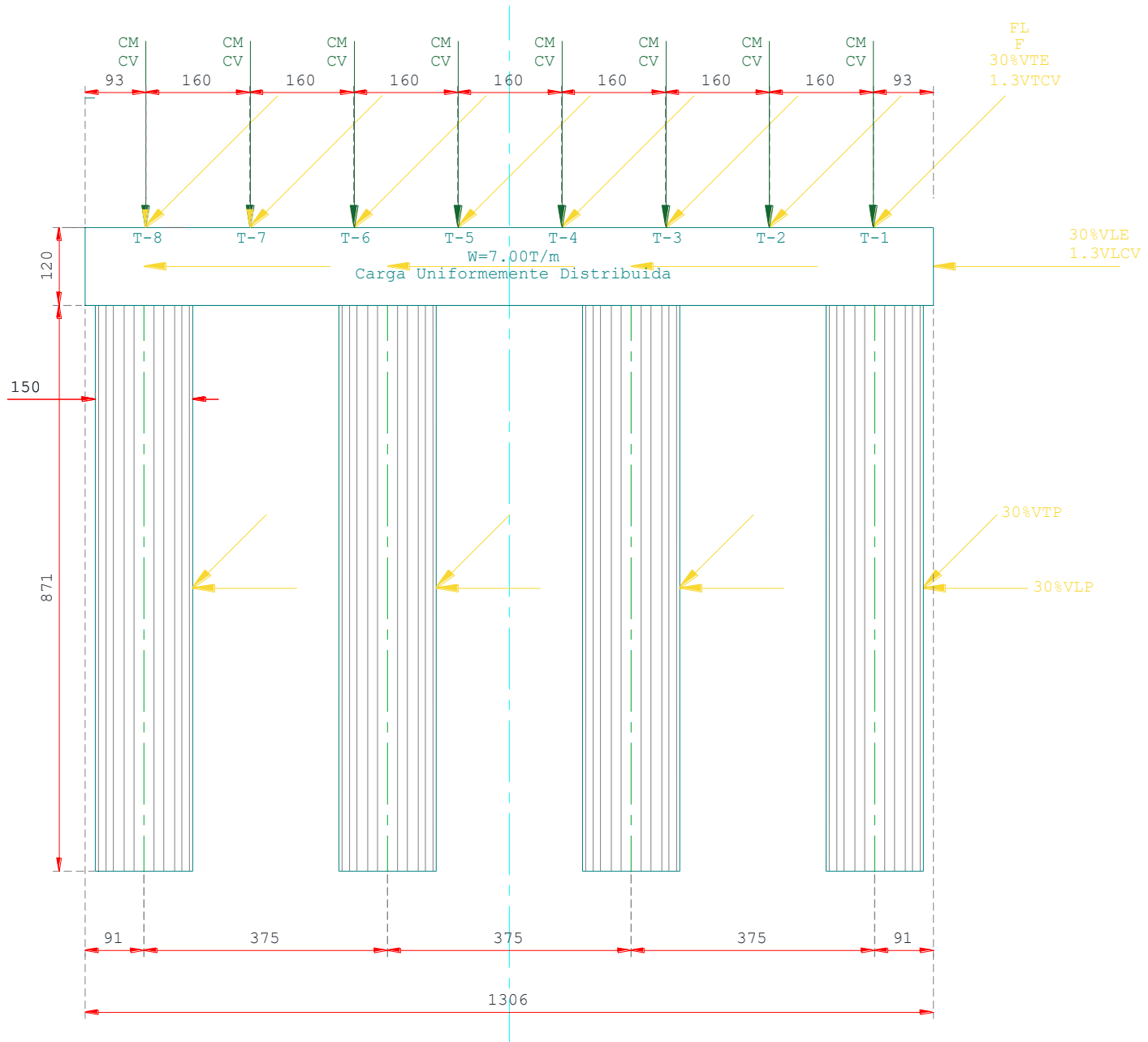
RESUMEN DE LOS ELEMENTOS MECANICOS EN LAS COLUMNAS

Para la obtención de los elementos mecánicos en el cabezal y en las columnas se hizo uso del Software Sap2000.

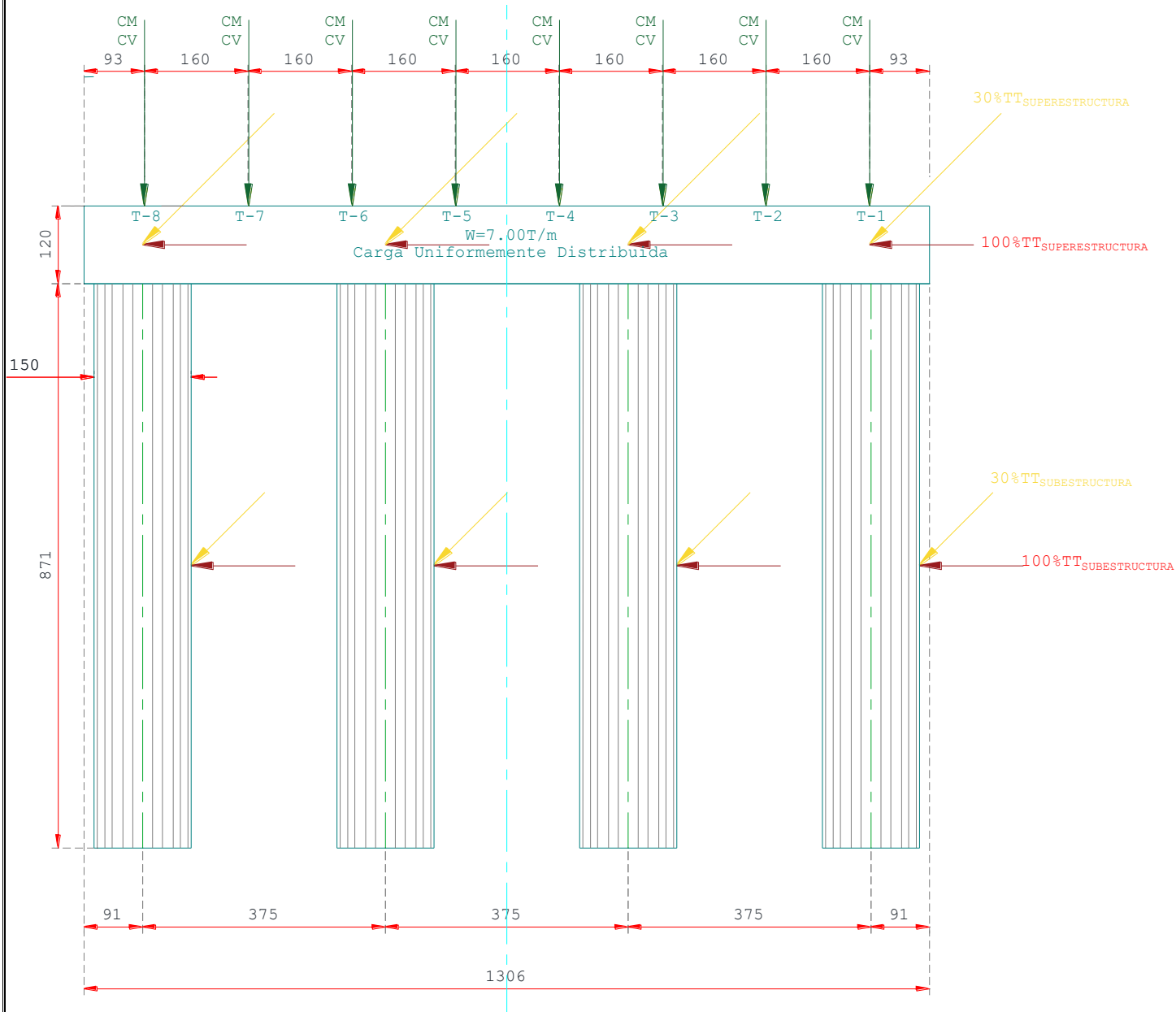
GRUPO I: CM+CV+ET+S+Pc



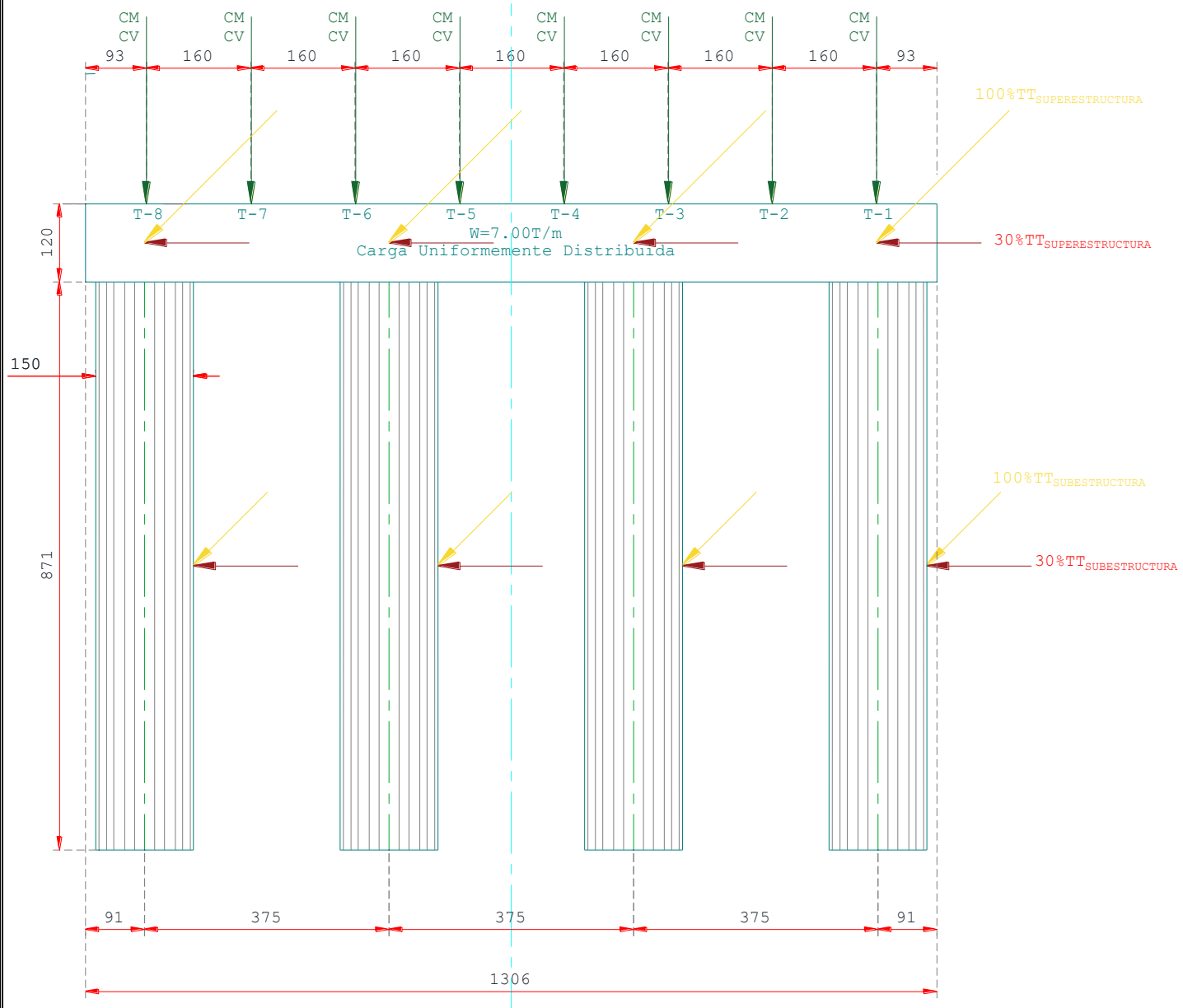
GRUPO III: GRUPO I+FL+F+30%VE+VCV



GRUPO VII: CM+ET+100%TT TRASNSVERSAL+ 30%TT LONGITUDINAL

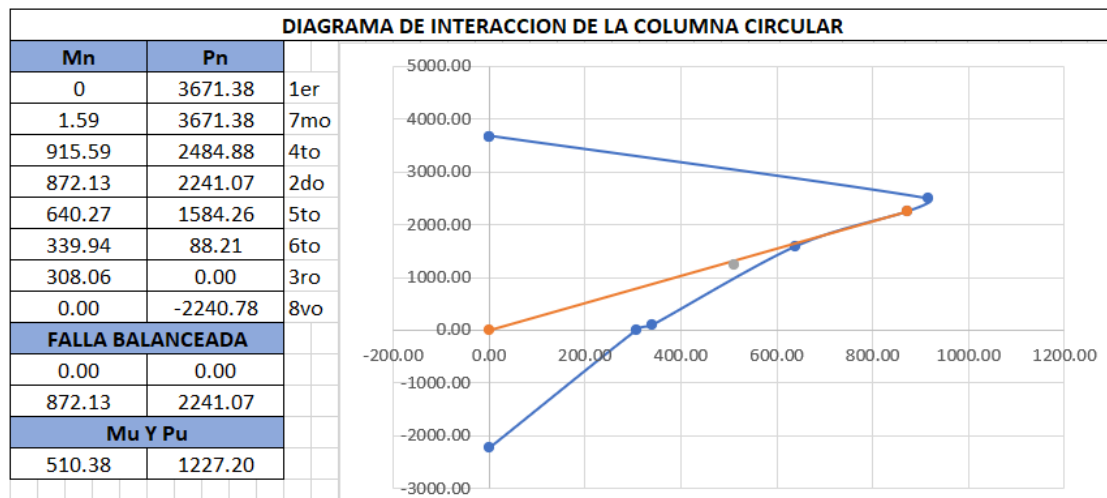


GRUPO VII: CM+ET+30%TT TRASNVERSAL+ 100%TT LONGITUDINAL



| PILA No.1 y No.4, elementos mecanicos mas desfavorables. | | | | | |
|--|-------------------|---------------------|---------------------|----------------------|----------------------|
| GRUPO | CARGA AXIAL (Ton) | CORTANTE "V2" (Ton) | CORTANTE "V3" (Ton) | MOMENTO "M3" (Ton-m) | MOMENTO "M2" (Ton-m) |
| I | -415.46 | -12.55 | 0.00 | 71.78 | 0.00 |
| III | -415.33 | 14.08 | 30.29 | 75.46 | 283.72 |
| VII 1.00X, 0.30Y | -575.07 | 262.41 | 80.40 | 1049.51 | 514.76 |
| VII 0.30X, 1.00Y | -404.08 | 66.16 | 268.00 | 335.12 | 1715.87 |
| PILA No.2 y No.3, elementos mecanicos mas desfavorables. | | | | | |
| GRUPO | CARGA AXIAL (Ton) | CORTANTE "V2" (Ton) | CORTANTE "V3" (Ton) | MOMENTO "M3" (Ton-m) | MOMENTO "M2" (Ton-m) |
| I | -595.02 | -0.85 | 0.00 | 4.92 | 0.00 |
| III | -595.25 | 2.45 | 31.63 | 8.96 | 290.92 |
| VII 1.00X, 0.30Y | -510.38 | 283.91 | 80.40 | 1114.02 | 514.76 |
| VII 0.30X, 1.00Y | -482.35 | 85.61 | 268.00 | 335.44 | 1715.87 |

REVISION DEL DISEÑO DE LA COLUMNA



REVISION POR ESBELTEZ EN LAS COLUMNAS

5.6.4.4 FACTORED AXIAL RESISTENCE (Resistencia Axial Factorizada)

Las siguientes suposiciones pueden usarse para concreto de peso normal con resistencias a la compresión de diseño de hasta 15.0 ksi (1,050 kg/cm²) y concreto ligero de hasta 10 ksi (700 kg/cm²).

La resistencia axial factorizada de los componentes de compresión del concreto, simétricamente alrededor de ambos ejes principales, se tomará como:

Para elementos de compresión rectangulares, "r" puede tomarse como el 0.30 veces la dimensión total en la dirección en la que se está considerando la estabilidad.

Para elementos de compresión circular "r" puede tomarse como 0.25 veces el diámetro.

$$A = \frac{\pi(D)^2}{4}(0.25) \qquad A = \frac{\pi(150cm)^2}{4}(0.25) \qquad A = 4,417.86 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{\pi(D)^4}{64} \qquad I = \frac{\pi(150cm)^4}{64} \qquad I = 24,850,488.76 \text{ cm}^4$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \qquad r = \sqrt{\frac{24,850,488.76 \text{ cm}^4}{4,417.86 \text{ cm}^2}} \qquad r = 75.00 \text{ cm}^2$$

$$(k) \left(\frac{L}{r}\right) \leq 22 \qquad (1.20) \left(\frac{421cm}{75.00cm^2}\right) \leq 22 \quad 6.74 \leq 22$$

∴ No es necesario considerar los efectos de esbeltez.

8.18.1 REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESION

(REINFORCEMENT OF COMPRESSION MEMBERS)

8.18.1 REFUERZO LONGITUDINAL MAXIMO Y MINIMO

(MAXIMUN AND MINIMUN LONGITUDINAL REINFORCEMENT)

8.18.1.1 El área de refuerzo longitudinal para elementos de compresión no debe exceder 0.08 veces el área bruta, Ag, de la sección de la columna.

8.18.1.2 El área mínima de refuerzo longitudinal no debe ser menor de 0.01 veces el área bruta, Ag, de la sección de la columna. Cuando la sección transversal es mayor que la requerida considerando la carga, se puede usar un área efectiva reducida. El área efectiva reducida no será menor que la que requeriría un 1% de refuerzo longitudinal para soportar la carga.

El número mínimo de Varillas longitudinales será de 6 para las varillas en sección circular y 4 para sección rectangular de columnas.

El tamaño mínimo de as de las varillas será de 5/8".

$$p_{min} \leq p_{Colocado} \leq p_{max}$$

$$p_{min} \leq p_{Colocado} \leq p_{max}$$

PORCENTAJE DE ACERO COLOCADO EN LAS COLUMNAS DE LA PILA ($P_{Colocado}$)

$$P_{Colocado} = (No. Varillas)(a_s)$$

$$P_{Colocado} = (52)(11.40 \text{ cm}^2)$$

$$P_{Colocado} = 592.80 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (Area Columna)(\%)$$

$$A_s = \left(\frac{\pi(D)^2}{4}\right)(\%)$$

$$\% = \frac{A_s}{\frac{\pi(D)^2}{4}}$$

$$\% = \frac{592.80 \text{ cm}^2}{\frac{\pi(150 \text{ cm})^2}{4}}$$

$$\% = 0.034$$

$$0.01 \leq 0.034 \leq 0.08$$

Se debe proponer el área de acero de refuerzo transversal para proporcionar el confinamiento a la zona de articulación plástica de las columnas.

Para la cual se hará uso de lo requerido en las especificaciones AASHTO LRFD (2007) donde indica que:

Para columnas de sección circular, la cuantía volumétrica del refuerzo en espiral, (ρ_s), no deberá ser menor que las siguientes condiciones.

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)$$

Ni que:

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_y}\right)$$

Además, que la separación del acero de refuerzo transversal de confinamiento no deberá ser mayor que las siguientes condiciones:

1. $\frac{1}{4}$ de la mínima dimensión del elemento.
2. 100 mm

$$A_g = \frac{(\pi)(150 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_g = 17,671.46 \text{ cm}^2$$

$$A_c = \frac{(\pi)(130 \text{ cm})^2}{4}$$

$$A_c = 13,273.23 \text{ cm}^2$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{17,671.46 \text{ cm}^2}{13,273.23 \text{ cm}^2} - 1 \right) \left(\frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \quad \rho_s = 0.009$$

Ni que:

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right)$$

$$\rho_s = 0.12 \left(\frac{250 \text{ Kg/cm}^2}{4200 \text{ Kg/cm}^2} \right) \quad \rho_s = 0.007$$

Por lo cual la separación del acero de refuerzo transversal de confinamiento no será mayor que:

1. $\frac{1}{4}$ de la mínima dimensión del elemento.

$$S = \frac{D}{4}$$

Donde:

$D =$ *Diametro de la sección de la columna.*

$$D = 1.50 \text{ m} \quad D = 150 \text{ cm}$$

$$S = \frac{150 \text{ cm}}{4} \quad S = 37.50 \text{ cm}$$

O mayor que 100 mm

$$S = 100.00 \text{ mm} \left(\frac{1.00 \text{ cm}}{10.00 \text{ mm}} \right) \quad S = 10.00 \text{ cm}$$

OBTENCIÓN DEL CONFINAMIENTO EFECTIVO (λ_e)

En el caso de las columnas de sección circular el confinamiento efectivo se obtiene de la siguiente manera.

$$\lambda_e = \rho_s$$

Por lo tanto

$$\lambda_e = 0.009$$

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Se hizo uso de lo indicado en el Capítulo 4 del González, Oscar, Aspectos fundamentales de concreto reforzado/ Oscar M. González Cuevas., 4ª. Ed., México: Limusa, 2005.

Es posible determinar la contribución del acero de refuerzo transversal en función de las propiedades mecánicas del acero y del porcentaje volumétrico de acero de refuerzo transversal.

Partiendo de la fórmula para determinar la cuantía del acero de refuerzo transversal

$$\rho_s = \frac{(\pi)(D)(A_e)}{\frac{(\pi)(D)^2}{4}}$$

Donde:

$D =$ *Diametro del nucleo de la sección de la columna.*

$D = 1.30 \text{ m}$ $D = 130 \text{ cm}$

$A_e =$ *Área de acero nominal de la varilla propuesta para formar los estribos o zunchos*

$A_e = 1.27 \text{ cm}^2$, Correspondiente al acero nominal de la Varilla del No.4

Reduciendo la ecuación nos queda.

$$\rho_s = \frac{4(A_e)}{(S)(D)}$$

Por lo cual podemos despejar la incógnita de la separación del acero de refuerzo transversal

$$S = \frac{4(A_e)}{(\rho_s)(D)}$$

Donde:

$$\rho_s = \lambda_e$$

$\lambda_e =$ *Confinamiento efectivo*

$$\lambda_e = 0.009$$

Para colocar los estribos E#4c a una separación más practica (20.00cm)

Para lo cual verificamos la separación.

Se propone colocar doble estribo por espacio por lo cual se hace una pequeña modificación a la ecuación.

$$S = \frac{8(Ae)}{(\rho_s)(D)}$$

$$S = \frac{8(1.27 \text{ cm}^2)}{(0.009)(135.00 \text{ cm})}$$

$$S = 8.00 \text{ cm}$$

Se colocaron Estribos dobles del No.4@20.00 cm, no cumple.

Este refuerzo requerido por confinamiento se deberá colocar en las zonas de articulaciones plásticas en la zona de empotramiento en el suelo y en la zona del cabezal con E#4c@8.00cm, en una longitud que cumpla con lo estipulado en la sección 6.6.2B del AASHTO Standard de acuerdo con la zona a proteger, en el resto de las columnas de la pila se colocará el mismo refuerzo con E#4c con una separación que cumpla con la separación mínima indicada en las mismas.

CONCLUSIÓN GENERAL

En la revisión de estas se observó que algunos de los elementos que conforman la estructura presentaron su dimensionamiento y la distribución del acero de refuerzo en los planos del proyecto sin presentar una memoria de cálculo que respalde estas propuestas, el cual fue el caso de las losas de aproximación/losas de acceso, topes antisísmicos, ménsulas para recibir a las losas de aproximación/losas de acceso, muros de respaldo de los cabezales, diafragmas de los cabezales (orejas), cabezales de las pilas. Al no presentar las memorias de cálculo de estos elementos, es difícil determinar los criterios de diseño que tuvo el proyectista para la obtención de sus dimensiones y su distribución del acero de refuerzo, sin embargo, a partir de las dimensiones y sabiendo de qué manera se encontraran trabajando estos elementos fue posible determinar si el dimensionamiento y la distribución que se observa en los planos son adecuados, una vez realizada la revisión, se observaron variaciones en cuanto a la distribución del acero de refuerzo, del esfuerzo cortante y del peralte efectivo de algunos de estos elementos, esto se debe a que no se realizó la memoria de cálculo de estos y al no realizar el cálculo, comúnmente lo que realiza el proyectista es mediante la experiencia proponer el dimensionamiento de los elementos estructurales, así como el área de acero nominal de las varillas que cubrirán el área de acero de refuerzo. Otra situación que comúnmente sucede es la adaptación de elementos de otros proyectos para el caso que se esté desarrollando, suponiendo que las características de los proyectos son similares.

De los resultados obtenidos en la revisión estructural de estos elementos que no se sustenta el dimensionamiento y la obtención del acero de refuerzo con sus respectivas memorias de cálculo se determinó que algunos de ellos presentaran problemas por vibración excesiva ante las cargas vivas que circulen sobre ellos, además de la gran posibilidad de que presenten problemas de fisuras, grietas o desprendimiento total del elemento, debido a un mal dimensionamiento y a una separación inadecuada del acero de refuerzo que hará que los elementos presenten efectos de flexión o cortante excesivos por falta de rigidez en los mismos. También se observó que en un elemento se colocó de manera errónea la ubicación del acero de refuerzo, haciendo que este no soporte los esfuerzos más importantes de manera adecuada, y que para otros esfuerzos se encuentre de una manera más conservadora al contener mayor área de acero de refuerzo.

Se puede apreciar que gracias a la aplicación de esta revisión estructural ha sido posible detectar ciertas deficiencias en algunos de los elementos estructurales que conforman el proyecto del

Viaducto, haciendo notar la importancia que representa la realización de estas revisiones, ya que, a través de estas, se puede garantizar obras de calidad, funcionales y seguras.

La revisión estructural de proyectos de esta índole ayuda a indicar que en caso de que exista incongruencias entre los planos del proyecto y la memoria de cálculo, señalando posibles aspectos importantes que se hayan pasado por alto en el diseño, donde no se trata de se emita una aceptación o rechazo del proyecto, simplemente se debe de indicar las recomendaciones y correcciones que se deberán de realizar al proyecto antes de aprobar su construcción, todo esto con el fin de asegurar la calidad en los proyectos de infraestructura terrestre del país.

Con el fin de asegurar proyectos de calidad, como propuesta para optimizar la revisión de los proyectos que se licitan por parte de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, sería la implementación de un checklist, que se aplique en el momento de la recepción de los mismos, en donde se verifique que el proyecto contenga toda la información necesaria para poder considerarse como un proyecto ejecutivo (Estudios, Información de trabajos y levantamientos, memoria descriptiva, memorias de cálculo, planos etc.), de la misma manera en la licitación desde la descripción de las bases de esta, se debería proveer del tiempo suficiente para el desarrollo del proyecto, así como una descripción más detallada de lo que se espera que contenga en el momento de la entrega del mismo, adicionalmente el desarrollo del diseño de los diferentes elementos que conforman al proyecto presentado en las memorias de cálculo deberían estar referido a la normativa y reglamentación que se utilizó en el diseño de una manera más amplia y clara.

La razón que se considera del porque no se presentan las memorias de cálculo de esta forma, se debe a una forma de mantener la confidencialidad del conocimiento que tienen las empresas para realizar este tipo de proyectos, evitando así mostrar el desarrollo completo y el uso de la normativa o reglamentación a terceros, lo cual solo limita la divulgación del conocimiento científico.

BIBLIOGRAFIA

-Standard Specifications for Highway bridges 17th Edition-2002

American Association of State Highway and Transportation Officials

-Secretaria de Asentamientos Humanos y Obras Publicas

Proyectos Tipo de Elementos de Concreto Reforzado Parte I

-Normativa de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes

N-PRY-CAR-6-01-009/04

PROYECTO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS

Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares

Presentación del Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares.

-ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO

Oscar M. González Cuevas-Francisco Robles F.V.

Juan Casillas G. de L.-Roger Díaz de Cossío

Limusa

-Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones

Braja M. Das

Séptima edición

CENAGE Learning