



Universidad Austral de Chile

Facultad de Ciencias de la Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil en Obras Civiles

"DISEÑO DE SUPERESTRUCTURAS DE PUENTES DE HORMIGON ARMADO. COMPARACION ENTRE DISEÑO SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD (METODO ASD) Y NORMA AASHTO LRFD."

Tesis para optar al Título de:
Ingeniero Civil en Obras Civiles

Profesor Patrocinante:
Sr. José Soto Miranda
Ingeniero Civil, M. Sc. en Ing. Civil.
Mención Ingeniería Sísmica

Profesor Co-Patrocinante:
Sr. Eduardo Peldoza Andrade
Ingeniero Civil

Profesor Examinador:
Sr. Adolfo Castro Bustamante
Ingeniero Civil, M. Sc. en Ingeniería Civil.
Especialidad estructuras.

CRISTIAN ANDRES OCHOA ESPINOZA
VALDIVIA - CHILE
2008

A mis padres

RESUMEN

Los puentes de nuestro país son diseñados utilizando las disposiciones establecidas en la norma “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, 16° edición (1996), la cual fue adoptada por la Dirección de Vialidad del M. O. P. como norma nacional, complementada con el Capítulo 3.1000 “Puentes y Obras Afines”, del Manual de Carreteras Volumen III (2002).

La AASHTO, publica paralelamente la norma “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”, cuya primera versión es de 1994. Esta norma entrega las disposiciones de diseño para puentes según las últimas investigaciones, basándose en nuevos criterios de cálculo y corrigiendo deficiencias que presenta la norma AASHTO Standard.

El objetivo de esta tesis es estudiar y comprender las disposiciones de ambas normas, y aplicarlas al diseño de superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado y comparar los resultados obtenidos. Para este análisis, se establecieron 4 modelos de superestructuras, con geometrías usadas comúnmente en nuestro país. Estos consisten en vigas con luces de 15 y 20 (*m*) y tableros de hormigón armado con 3 y 4 vigas.

El resultado final presentó grandes diferencias en la metodología usada, debido a que la norma LRFD usa el “Diseño por factores de carga y resistencia”, el cual es más complejo que el de “Diseño por tensiones admisibles”, método utilizado por la AASHTO Standard. Además se presentaron grandes diferencias en el refuerzo a utilizar.

Se concluye, que es conveniente utilizar la norma AASHTO LRFD en el diseño de superestructuras de hormigón armado, principalmente, como manera de ahorro de acero y porque incluye en sus disposiciones, las últimas investigaciones.

ABSTRACT

The bridges of our country are designed using the dispositions established by the “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, 16th edition (1996), which was adopted by the Direccion de Vialidad del M.O.P. as national norm, supplemented with chapter 3.1000 “Puentes y Obras Afines”, from the Highway Manual Volume III (2002).

The AASHTO, published paralelly the “AASHTO LFRD Bridge Design Specifications”, whose first version is from 1994. This norm provides dispositions of design for bridges, according to the last researches, based on new calculus criterion and correcting deficiencies presented by the AASHTO Standard.

The objective of this thesis is to study and understand the dispositions of both norms, and apply them to the design of superstructures of bridges with beams of reinforced concrete and compare the obtained results. For this analysis, four superstructures models were established, with geometries commonly used in our country. They consisted on beams with lights of 15-20 (*m*) and decks of reinforced concrete with 3 and 4 beams.

The final result showed big differences in the methology carried out because the ASSHTO LFRD uses the “Load and Resistance Factors Design”, which is more complex than the “Allowable Stress Design” method utilized by the AASHTO Standard.

In conclusion, it is convenient to use the AASHTO LFRD in the design of superstructures of reinforced concrete, mainly as a way to save steel and because the last researches are included in the dispositions.

INDICE

CAPITULO 1: INTRODUCCION

- 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
- 1.2. OBJETIVOS
- 1.3. ALCANCE DEL TRABAJO
- 1.4. ANTECEDENTES A CONSIDERAR
- 1.5. METODOLOGIA
- 1.6. SUPERVISION

CAPITULO 2: DISPOSICIONES NORMA AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES

- 2.1. GENERAL
- 2.2. CARGAS
 - 2.2.1. Carga Muerta
 - 2.2.2. Carga Viva
 - 2.2.2.1. Carga de Camión
 - 2.2.2.1.1. Camiones estándares
 - 2.2.2.1.2. Carga de Faja
 - 2.2.2.2. Carga Peatonal
 - 2.2.3. Coeficientes que afectan a los esfuerzos de carga viva
 - 2.2.3.1. Coeficiente de Impacto C_I
 - 2.2.3.2. Coeficiente de Distribución C_D
 - 2.2.3.3. Coeficiente de Reducción C_R
 - 2.2.3.4. Coeficiente de Mayoración C_M
 - 2.2.4. Solicitación de carga vehicular sobre vigas
 - 2.2.4.1. Momento

- 2.2.4.2. Corte
- 2.3. DISEÑO DE LA LOSA
 - 2.3.1. Tramos intermedios
 - 2.3.2. Tramos en voladizo
 - 2.3.3. Armadura de Repartición
- 2.4. HORMIGÓN ARMADO
 - 2.4.1. General
 - 2.4.2. Análisis
 - 2.4.2.1. Modulo de elasticidad
 - 2.4.2.2. Longitud de luces
 - 2.4.2.3. Control de deflexiones
 - 2.4.2.3.1. Limitaciones de altura para la superestructura
 - 2.4.2.3.2. Limitaciones de deflexión para la superestructura.
 - 2.4.2.4. Ancho del ala en compresión
 - 2.4.2.5. Diafragmas o travesaños
 - 2.4.3 Método de diseño por cargas de servicio
 - 2.4.3.1. Tensiones admisibles
 - 2.4.3.2. Flexión
 - 2.4.3.2.1. Hipótesis de diseño
 - 2.4.3.2.2. Armadura mínima
 - 2.4.3.3. Corte
 - 2.4.3.3.1. Esfuerzo de corte tomado por el concreto
 - 2.4.3.3.2. Área de refuerzo
 - 2.4.3.3.3. Límites para el refuerzo de corte
 - 2.4.3.3.4. Espaciamientos limites para refuerzo
 - 2.4.3.5 Recubrimientos

**CAPITULO 3: DISPOSICIONES NORMA AASHTO LRFD
BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS**

- 3.1 GENERAL
- 3.2 ESTADOS LÍMITES
 - 3.2.1. Estado Límite de Servicio
 - 3.2.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura
 - 3.2.3. Estado Límite de Resistencia
 - 3.2.4. Estado Límite de Evento Extremo
- 3.3 ECUACION BASICA DE DISEÑO
- 3.4 CARGAS
 - 3.4.1. Cargas Permanentes
 - 3.4.2. Cargas Transientes
 - 3.4.2.1. Carga Viva
 - 3.4.2.1.1. Carga Vehicular de Diseño
 - 3.4.2.2. Carga de Fatiga
 - 3.4.2.3. Carga Peatonal
 - 3.4.2.4. Carga Dinámica Admisible IM
 - 3.4.3. Combinaciones de Cargas y Factores de Carga
 - 3.4.4. Aplicación de las Cargas
 - 3.4.4.1. Aplicación de Carga de Camión
 - 3.4.4.2. Distribución de Cargas para Fatiga
 - 3.4.4.3. Factores de Distribución
- 3.5. FACTORES DE RESISTENCIA
- 3.6. ESTADOS DE CARGA
- 3.7 DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGON ARMADO
 - 3.7.1 Diseño de tramos centrales de la losa por el Método Empírico
 - 3.7.2. Diseño de la losa en voladizo
- 3.8. HORMIGON ARMADO

- 3.8.1. Propiedades de los materiales
- 3.8.2. Estados limites
- 3.8.3. Flexión
 - 3.8.3.1. Resistencia a la flexión
 - 3.8.3.2. Limitaciones al refuerzo
 - 3.8.3.3. Control de la fisuración
 - 3.8.3.4. Deformaciones
- 3.8.4. Corte
 - 3.8.4.1. Resistencia al corte
 - 3.8.4.2. Refuerzo de corte mínimo
 - 3.8.4.3. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal
- 3.8.5. Ancho colaborante
- 3.9. SOLICITACION DE CARGA VIVA SOBRE VIGAS
- 3.10. RECUBRIMIENTO HORMIGÓN
- 3.11. ESPACIAMIENTO DE LA ARMADURA
- 3.12. PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS

CAPITULO 4: DISEÑO DE LAS SUPERESTRUCTURAS

- 4.1. GENERAL
- 4.2. NORMA AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS
 - 4.2.1. DISEÑO DE LA LOSA
 - 4.2.1.1. Cargas
 - 4.2.1.1.1. Cargas permanentes
 - 4.2.1.1.2. Cargas móviles
 - 4.2.1.1.2.1. Calculo de momento en tramo central
 - 4.2.1.1.2.2. Calculo de momento en voladizos
 - 4.2.1.2. Diseño
 - 4.2.1.2.1. Tramos centrales

4.2.1.2.2. Tramos en voladizo

4.2.2. DISEÑO DE VIGAS

4.2.2.1. Cargas

4.2.2.1.1. Cargas permanentes

4.2.2.1.2. Cargas móviles

4.2.2.1.2.1. Momento máximo debido a la carga
HS 20-44.

4.2.2.1.2.2. Corte máximo debido a la carga HS
20-44.

4.2.2.1.2.3. Calculo de coeficientes

4.2.2.1.2.4. Esfuerzos debido a carga vehicular
afectados por los coeficientes.

4.2.2.1.3. Esfuerzos de diseño

4.2.2.2. Diseño

4.2.2.2.1. Viga interior

4.2.2.2.2. Viga exterior

4.2.3. DISEÑO DE TRAVESAÑOS

4.2.3.1. Armadura inferior

4.2.3.2. Armadura superior

4.3. NORMA AASHTO LRFD

4.3.1. DISEÑO DE LA LOSA

4.3.1.1. Voladizos

4.3.1.1.1. Cargas

4.3.1.1.1.1. Cargas permanentes

4.3.1.1.1.2. Carga vehicular

4.3.1.1.2. Diseño

4.3.1.2. Tramo central

4.3.2. DISEÑO DE VIGAS

- 4.3.2.1. Cargas
 - 4.3.2.1.1. Cargas permanentes
 - 4.3.2.1.2. Esfuerzos máximos por carga móvil HL-93
 - 4.3.2.1.2.1. Esfuerzos debido a la carga de rueda
 - 4.3.2.1.2.2. Esfuerzos máximos debido a la carga de faja
- 4.3.2.2. Esfuerzos de diseño
- 4.3.2.3. Diseño a flexión para viga interior
 - 4.3.2.3.1. Coeficientes de distribución (AASHTO LRFD, Tablas 4.6.2.2.2b-1 y 4.6.2.2.3a-1)
 - 4.3.2.3.2. Calculo de armadura
 - 4.3.2.3.3. Verificacion Estado Límite de Servicio I
 - 4.3.2.3.3.1. Control de fisuraciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.4)
 - 4.3.2.3.3.2. Control de deformaciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.6.2)
 - 4.3.2.3.4. Verificación Estado Limite de Fatiga
- 4.3.2.4. Diseño a corte para viga interior (Según ACI 2005, Sección 11)
- 4.3.2.5. Diseño a flexión para viga exterior
 - 4.3.2.5.1. Coeficientes de distribución (AASHTO LRFD, Tablas 4.6.2.2.2d-1 y 4.6.2.2.3b-1)
 - 4.3.2.5.2. Calculo de armadura
 - 4.3.2.5.3. Verificacion Estado Límite de Servicio I
 - 4.3.2.5.3.1. Control de fisuraciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.4)
 - 4.3.2.5.3.2. Control de deformaciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.6.2)

4.3.2.5.4. Verificación Estado Limite de Fatiga

4.3.2.6. Diseño a corte para viga exterior (Según ACI 2005,
Sección 11)

4.3.3. DISEÑO DE TRAVESAÑOS

4.3.3.1. Armadura inferior

4.3.3.2. Armadura superior

4.4. TABLAS PARA DISEÑO DE MODELOS

4.4.1. Diseño Modelo 1.

4.4.2. Diseño Modelo 2.

4.4.3. Diseño Modelo 3.

4.4.4. Diseño Modelo 4.

CAPITULO 5: ANALISIS DE RESULTADOS

5.1. GENERAL

5.2. COMPARACION DE LA METODOLOGIA DE DISEÑO Y DE LOS
RESULTADOS OBTENIDOS

5.2.1. Carga Permanente

5.2.2. Carga Viva

5.2.3. Factores de Distribución

5.2.4. Combinaciones de Carga

5.2.5. Diseño Losa de hormigón armado

5.2.5.1. Diseño parte central

5.2.5.2. Diseño de voladizos

5.2.6. Diseño de vigas

5.2.7. Diseño de travesaños

CAPITULO 6: CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO 1: INTRODUCCION

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Siendo Chile un país en que por su geografía se requiere construir puentes de diversas características, se hace necesario contar con métodos de diseño que se ajusten mejor a la realidad, de modo de poder obtener la solución óptima para cada nuevo trazado o para el reemplazo de una estructura existente.

En Chile no existe una norma propia para el diseño de puentes. Tampoco contamos con una norma para la construcción en base a hormigón armado ni para estructuras en acero, debido a esto, se recurre a normas internacionales.

Actualmente en nuestro país, se utiliza la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges, 16^o edición, la cual establece dos métodos de diseño de puentes, el método de tensiones admisibles (ASD: Allowable Stress Design) y el método por factores de carga (LFD: Load Factor Design) o método de la rotura. En nuestro país, debido principalmente al conocimiento de los profesionales que revisan estos diseños, se trabaja con el método más conservador, que es el de tensiones admisibles (ASD). Esta norma se está dejando de lado cada vez más en EEUU por considerarse obsoleta y en algunos casos errónea, siendo remplazada por la moderna AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, la que se basa en el método de diseño por factores de carga y resistencia. Dicho método no solo es utilizado en EEUU, sino también en Canadá y diversos países de Europa.

Por lo anterior y considerando la transferencia tecnológica que se ha de realizar desde países desarrollados, y en vista de que estos análisis tarde o temprano tendrán que comenzar a realizarse, resulta de gran importancia conocer las ventajas, técnicas y económicas, que la utilización de la norma AASHTO LRFD nos traería, al utilizarla en el país. El método LRFD, diseña los puentes para diferentes estados límites, buscando satisfacer la condición de que las cargas de servicio mayoradas por un factor, sean menores o iguales, a la resistencia nominal minorada. El factor de mayoración de cargas depende de la información relacionada con la mayor o menor certeza de éstas. Con él, las distintas acciones que solicitan los componentes y conexiones del puente, tales como carga viva o peso propio, poseen un factor de carga distinto.

El estudio se encuentra orientado a superestructuras de hormigón armado construidas in situ. Este tipo de estructura se ocupa muy poco en nuestro país, no así en países desarrollados, realidad que debería ser distinta, debido a la gran experiencia que existe en la construcción en hormigón armado, que se traduce en mano de obra y dirección técnica calificadas.

La comparación entre la norma AASHTO Standard y la norma ASSHTO LRFD para el diseño de las superestructuras señaladas, se realiza en base a 4 modelos de superestructuras, con geometrías usadas comúnmente en nuestro país, vigas con luces de 15 y 20 (*m*), tableros con 3 y 4 vigas, puentes de un tramo y de 2 vías, además de la utilización de travesaños o diafragmas para resistir las fuerzas laterales y mantener la sección geométrica del tablero.

1.2. OBJETIVO

GENERAL

Aplicar las disposiciones de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (1998) al diseño de los distintos modelos de superestructuras de puentes de hormigón armado considerados.

PARTICULAR

Comparar estos resultados con los diseños obtenidos al aplicar las disposiciones del método ASD de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (1996) en relación a distintas variables tales como, cantidad de acero requerido, solicitaciones, etc.

1.3. ALCANCE DEL TRABAJO

Las superestructuras utilizadas en esta memoria corresponden a puentes con losas y vigas de hormigón armado, de geometría acorde con las usadas regularmente en Chile, con el fin de poder apreciar los cambios que traería la aplicación de la norma LRFD en nuestro país.

Además, se consideraran algunos criterios de diseño adoptados por el Ministerio de obras Públicas.

Las características principales de los modelos de superestructura considerados, son los siguientes:

- Vigas de hormigón armado
- Luces de 15 y 20 (*m*) para las vigas
- Tableros con configuración de 3 y 4 vigas
- Puentes de 1 tramo
- Ancho de calzada de 8 (*m*), para 2 vías de tránsito
- Pasillos peatonales a ambos lados de la calzada
- Pavimento de hormigón
- Baranda liviana de 50 (*Kg / m*)
- Construcción in situ
- Utilización de travesaños
- En el diseño no se considerara el bombeo de la calzada por no ser relevante en los cálculos.
- No se considera la carga de viento por no ser relevante en el diseño de las superestructuras.

No se consideran configuraciones con luces menores a 15(*m*), debido a que por su costo, es más factible la utilización de puentes losa. Tampoco se consideran luces mayores a 20(*m*), debido a que por su peso sísmico no lo hace una solución óptima, utilizándose puentes con vigas de acero o de hormigón pretensado.

Con respecto al número de vigas, no se eligieron configuraciones con 2 vigas, debido al gran tamaño de los voladizos de la losa estructural, ni configuraciones con 5 de éstas, debido a que las vigas quedarían muy juntas.

El diseño según la norma AASHTO Standard, se realizara según el método ASD (Diseño por tensiones admisibles o cargas de servicio).

1.4. ANTECEDENTES A CONSIDERAR

Desde hace décadas, nuestro país utiliza la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges para el diseño de puentes. Según esta norma, los elementos estructurales, pueden ser diseñados, ya sea por el método de tensiones admisibles (ASD: Allowable Stress Design) o por el Método de la Rotura (LFD: Load Factor Design).

En 1986, un subcomité de la AASHTO detectó varias inconsistencias en la norma Standard, que se habían encontrado producto de las nuevas investigaciones y precisó, los casos particulares en que ésta no era aplicable, por ejemplo, puentes colgantes de grandes luces. Por ello, concluyó que no estaba a la altura de los tiempos, decidiendo así revisar sus disposiciones y actualizarlas basándose en las últimas investigaciones.

Así nace la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, que utiliza el método de diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factor Design), filosofía usada ampliamente en los códigos de diseño de puentes de Canadá y Europa, así como en otras áreas de la Ingeniería Civil. El método LRFD dimensiona las estructuras de forma que ningún estado límite pueda ser excedido. Además, esta norma fue calibrada de forma de que los resultados fuesen muy similares a los obtenidos por la norma AASHTO Standard (1996).

Para desarrollar el código LRFD, el comité estableció el Índice de Confiabilidad de la Estructura, β , que corresponde a la medida de seguridad de ésta, el cual considera para su determinación, factores como:

- Variabilidad en las cargas aplicadas a la estructura
- Variabilidad en la resistencia de los materiales
- Variabilidad en la construcción

Con este índice, se determinó qué confiabilidad era aceptable para una estructura, comenzando luego la búsqueda de un método que sea puesto en ejecución fácilmente y que tuviera una confiabilidad uniforme. Se refiere como confiabilidad uniforme, que todos los elementos componentes de una estructura tengan la misma probabilidad de falla. Estas confiabilidades fueron comparadas para estructuras diseñadas por distintos métodos. Los mejores resultados, se obtuvieron con el método LFD, aunque no se logro alcanzar una uniformidad de la confiabilidad. Por ello, se buscó un método similar al de los factores de carga, pero con diferentes factores, aplicados a los elementos resistentes. Este método se denomino, método de los Estados Límites. Así se creo la norma estudiada en esta memoria, cuya primera versión es de 1994. Se trabajara con la edición del año 1998, con las correcciones interinas hasta el año 2004.

1.5. METODOLOGIA

Para llevar a cabo este trabajo, se ha determinado una estructura de 6 capítulos.

Capítulo 1: Introducción.

Introducción al tema, descripción de los objetivos, antecedentes, alcances y metodología de este trabajo.

Capítulo 2: Disposiciones Norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges.

Recopilación de las principales disposiciones de la norma AASHTO Standard (1996) para el diseño de superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado.

Capítulo 3: Disposiciones Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Recopilación de las principales disposiciones de la norma AASHTO LRFD (1998) para el diseño de superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado.

Capítulo 4: Diseño de las Superestructuras de Puentes.

Diseño de los modelos de superestructura considerados, mediante el método ASD de la norma AASHTO Standard (1996), y el método LRFD de la norma AASHTO LRFD (1998).

Para encontrar las solicitaciones producidas por la carga vehicular, coeficientes de distribución, deformaciones, etc. se utilizará el software “SAP 2000”. El cálculo se hará, ordenadamente, mediante el programa “Microsoft Office Excel”.

Capítulo 5: Análisis y Comparación de Resultados.

Comparación de los diseños obtenidos por las normas AASHTO LRFD (1998) y AASHTO Standard (1996). Comparación que se realizara sobre la base de la cantidad de armadura requerida, para determinar posibles economías del método LRFD. Se compararan además las distintas solicitaciones.

Capítulo 6: Comentarios y Conclusiones.

Exposición de comentarios y conclusiones que se han obtenido a lo largo del trabajo, además, de las ventajas y desventajas del método LRFD, recogidas de los resultados observados.

Para hacer más fácil la asociación de cada norma, se indicara en paréntesis al lado de cada artículo, la sección AASHTO que le corresponde.

1.6. SUPERVISION

La ejecución de esta tesis será supervisada por el Ingeniero Civil de la Dirección de Vialidad Valdivia, Sr. Rodrigo Mancilla Teneos.

CAPÍTULO 2: DISPOSICIONES NORMA “AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES”

2.1. GENERAL

Los aspectos más significativos de la norma AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges para el diseño de superestructuras de puentes, se encuentran recopilados en el siguiente capítulo.

Además, se han agregado algunas consideraciones que se precisan en el Manual de Carreteras, Capítulo 3.1000 “Puentes y Obras Afines” (2002), el cual recoge disposiciones impuestas por el Departamento de Puentes de la Dirección de Vialidad del M.O.P..

2.2. CARGAS (AASHTO STANDARD, Sección 3, Parte A)

Toda estructura está sometida a distintos tipos de cargas durante su vida útil. Estas cargas varían dependiendo de la ubicación geográfica y del uso de ésta. La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente y en forma combinada.

Las cargas que se analizan en el diseño de puentes, son las siguientes:

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o efecto dinámico de la carga viva vehicular
- Carga de Viento

- Otras Fuerzas o Acciones, tales como: Frenado, Fuerza Centrifuga, Esfuerzos Térmicos, Presión de Tierras, Presión de Aguas, Sismo, etc., siempre que éstas correspondan.

El dimensionamiento de los distintos elementos de la estructura puede efectuarse por el método de las cargas de servicio: (Allowable Stress Design), o por el método de los factores de carga (LFD: Load Factor Design).

2.2.1. Carga Muerta (AASHTO Standard, sección 3.3)

La carga muerta consiste en el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, pasillos, carpeta de rodado, y accesorios tales como tuberías, cables, etc.

Los pesos unitarios utilizados para el hormigón serán:

$2,5 \left(\frac{T}{m^3} \right)$ para losa, vigas y pasillos $2,4 \left(\frac{T}{m^3} \right)$ para pavimentos

2.2.2. Carga Viva (AASHTO Standard, sección 3.4)

La carga viva consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones.

2.2.2.1. Carga de Camión

La carga móvil vehicular consiste en la carga de camiones estándares o cargas de faja.

2.2.2.1.1. Camiones estándares

El camión de diseño ocupa un ancho de vía de tránsito de 3,05 (m), colocado en una vía de diseño de 3,66 (m) de ancho; este camión se debe

colocar en cada vía de diseño, a lo largo de la calzada, tantas veces como vías de diseño se puedan colocar en dicha calzada. Fracciones de vías de tránsito, no deben considerarse. Sin embargo, para calzadas con ancho entre 6.1 y 7.32 (*m*), deben considerarse dos vías de diseño, cada una con un ancho igual a la mitad de la calzada.

La tabla 3.201.5.C del Manual de Carreteras Vol. III, indica los anchos de pista y bermas a utilizar según la categoría del camino. Por sugerencia de Vialidad Valdivia, en esta memoria, se usara un ancho de 4 (*m*), incluyendo la berma.

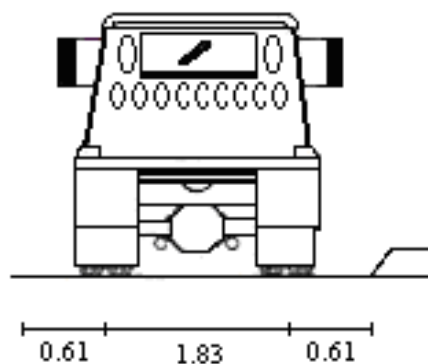


Figura 2.1: Ancho de camión según norma AASHTO Standard. Dimensiones en (*m*).

La norma AASHTO Standard define cuatro clases de camiones estándares:

- H 15 - 44
- H 20 - 44
- HS 15 - 44
- HS 20 - 44

a) Camión H: La carga H consiste en un camión de dos ejes, como se ilustra a continuación.

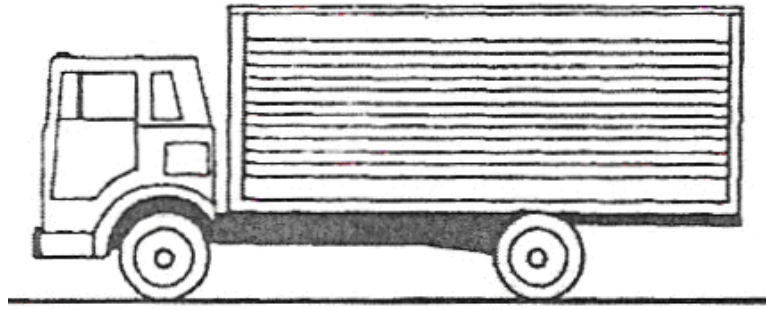


Figura 2.2: Camión Tipo H.

El camión H 20-44 tiene un peso de $3.63(T)$ y $14,52(T)$ en los ejes delantero y trasero respectivamente. En cambio, el camión H 15-44 tiene un peso de $2,72(T)$ y $10,88(T)$ en sus respectivos ejes, que corresponde a un 75% del camión H 20-44.

b) Camión HS: La carga HS consiste en un camión tractor con semi-trailer. El camión HS 20-44 tiene un peso de $3.63(T)$ en el eje delantero y de $14,52(T)$ en cada uno de los ejes posteriores y es el que se ocupa en nuestro país. El camión HS 15-44 tiene un peso de $2.72(T)$ en el eje delantero y de $10.88(T)$ en cada uno de sus ejes posteriores, que corresponde a un 75% del camión HS 20-44.

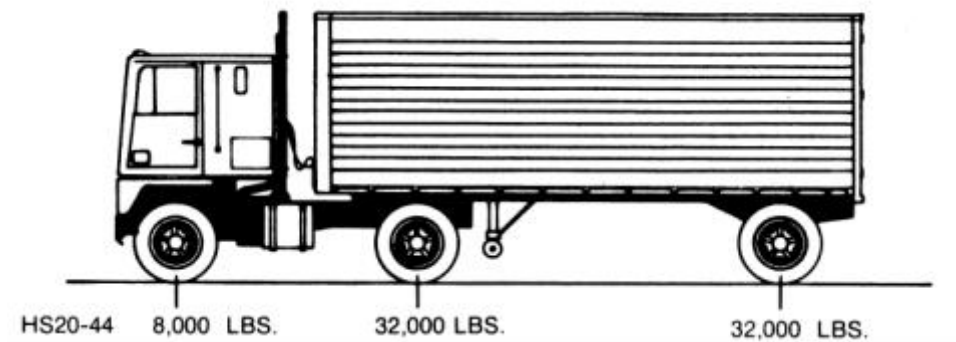


Figura 2.3: Cargas de Camión HS 20-44.

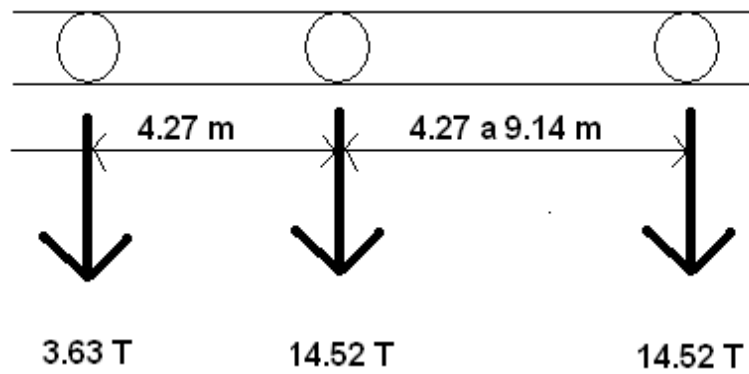


Figura 2.4: Carga por eje de camión HS 20-44.

La separación entre los ejes traseros del camión se considera variable, debido a que este parámetro varía según los camiones actuales, y además, permite considerar la ubicación de las cargas, para así provocar los esfuerzos máximos en las vigas solicitadas.

2.2.2.1.2. Carga de Faja (AASHTO Standard, sección 3.7.1.2.)

La carga de faja consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocada sobre la viga, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos.

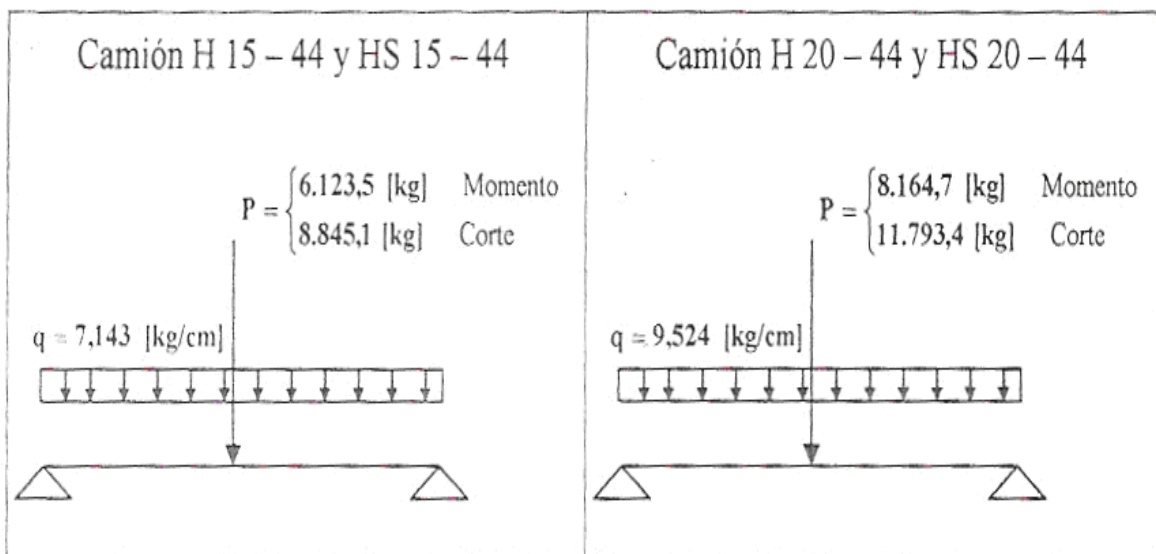


Figura 2.5: Cargas de faja.

Según la norma AASHTO STANDARD, para el cálculo de momentos y cortes, diferentes cargas concentradas deben ser usadas. Las cargas concentradas mas ligeras deben ser usadas para calcular los esfuerzos por flexión, y las cargas concentradas mas pesadas deben ser usadas para calcular los esfuerzos por corte.

2.2.2.2. Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14)

La carga móvil peatonal sobre los pasillos y sus apoyos adyacentes, consiste en una carga viva de $415 \left(\frac{Kg}{m^2}\right)$.

Para el diseño de las vigas que soportan los pasillos y el tablero, la carga peatonal se debe tomar como se muestra a continuación:

Tabla 2.1: Carga viva peatonal

<u>Luz</u> (m)	<u>Carga viva peatonal</u> ($\frac{Kg}{m^2}$)
0 a 7.6	415
7.6 a 30.5	293

Para puentes con luces superiores a $30,5(m)$, la carga peatonal esta

dada por:

$$P = \left(146.47 + \frac{4464.47}{L}\right) \cdot \left(1.1 - \frac{W}{15.24}\right)$$

Donde:

$$P = \text{Carga viva peatonal} \leq 293 \left(\frac{Kg}{m^2}\right)$$

$$L = \text{Longitud cargada del pasillo (m)}$$

$$W = \text{Ancho del pasillo (m)}$$

Los puentes destinados exclusivamente al tránsito peatonal y/o de bicicletas deben ser diseñados para una carga peatonal de $415 \left(\frac{Kg}{m^2}\right)$.

Según Indicación del Ingeniero Civil, Sr. Rodrigo Mancilla T., no se utilizará la carga peatonal para nuestro diseño por no ser relevante para este.

2.2.3. Coeficientes que afectan a los Esfuerzos de Carga Viva

2.2.3.1. Coeficiente de Impacto C_I (AASHTO Standard, sección 3.8.2)

Los esfuerzos provocados por la carga viva vehicular, deben ser incrementados para incluir los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Este aumento debe ser aplicado en el diseño de la superestructura, pilares y cepas (Grupo A, indicado en el apartado 3.8.1.1 de la norma AASHTO Standard), no así en el diseño de estribos, fundaciones, estructuras de madera y carga peatonal (Grupo B).

El coeficiente de impacto, se calcula como uno más el porcentaje de impacto.

$$C_I = 1 + \frac{15.24}{L + 38} \leq 1.3$$

Donde:

L = Longitud en metros de la porción de luz que es cargada para producir la máxima tensión en el elemento. Esta depende del miembro y sollicitación a analizar.

Según indicación del Ingeniero Civil Sr. Rodrigo Mancilla T., el coeficiente de impacto a utilizar para calcular los esfuerzos de momento y corte se calculara con $L = \text{Luz de calculo} = \text{Distancia entre centros de apoyos elastoméricos de la viga}$.

2.2.3.2. Coeficiente de Distribución C_D (AASHTO Standard, sección 3.23.1)

El coeficiente de distribución es un factor que se obtiene de un análisis teórico complejo y trata de interpretar la distribución de las cargas de rueda del camión sobre las vigas longitudinales.

-Vigas interiores

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga interior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda, que depende del tipo de calzada, el tipo de viga y el número de vías de tránsito.

La fracción de la carga de rueda, llamada también coeficiente de distribución, está determinada por la Tabla 3.23.1 de la norma AASHTO Standard.

Para calzada y vigas T de hormigón armado, el coeficiente de distribución que entrega la norma es:

$$C_D = \frac{S}{1.829}$$

Donde:

S = Separación entre ejes de vigas (m)

En el caso de que S sea mayor a 3.05(m), la fracción de carga de rueda sobre cada viga, debe ser la reacción de cada viga debido a la carga del eje mas pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre las vigas. En nuestro país se utiliza, para este caso, todas las vías de diseño cargadas.

- Vigas Exteriores

La carga muerta sobre las vigas exteriores del puente, debe ser aquella porción de calzada sostenida por estas. Pasillos, barandas y

pavimento, si se instalaron después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre las vigas.

El momento de flexión debido a la carga vehicular para cada viga exterior, se debe multiplicar por una fracción de la carga de rueda. Esta fracción será la reacción de cada viga debido a la carga del eje mas pesado del camión HS 20-44, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas.

En el caso de que el coeficiente para la viga exterior sea menor que el coeficiente para la viga interior, debe ser asumido este último coeficiente para la viga exterior.

Cuando la viga exterior soporta la carga peatonal, la carga vehicular, impacto y además la estructura esta siendo diseñada por el método ASD, las tensiones admisibles deben ser incrementadas un 25% para la combinación de carga muerta, carga peatonal, carga vehicular e impacto, proporcionando a la viga una capacidad no menor que la que se necesitaría si no existiesen los pasillos.

Los coeficientes de distribución para corte, se tomaran iguales que los de momento, debido a que la norma no presenta información sobre estos.

2.2.3.3. Coeficiente de Reducción C_R (AASHTO Standard, sección 3.12)

Según la norma AASHTO Standard, cuando los máximos esfuerzos son producidos en algún elemento debido a la carga simultanea de varias vías de transito, deben ser usados los siguientes porcentajes de carga vehicular, en vista de la menor probabilidad de ocurrencia.

Tabla 2.2: Reducción por Intensidad de Carga

<u>Vías de transito</u>	<u>C_R</u>
1 ó 2	1.0
3	0.9
4 ó mas	0.75

2.2.3.4. Coeficiente de Mayoración, C_M

Como una disposición interna del M.O.P., y a fin de considerar el aumento de las cargas de los camiones que circulan por las carreteras del país, se ha agregado un coeficiente de mayoración sobre la carga viva del camión HS 20-44.

Este coeficiente de mayoración es tomado como 20%, es decir:

$$C_{MOP} = 1,2$$

2.2.4. Solicitación de carga vehicular sobre vigas

2.2.4.1. Momento

El momento de flexión debido a la carga viva vehicular, será el mayor valor obtenido entre el momento producido por la carga de camión HS 20-44 (utilizado en nuestro país) y el momento producido por la carga de faja HS 20-44.

El momento máximo para la carga de camión HS 20-44, se determina mediante líneas de influencia, tal como se observa en la siguiente figura:

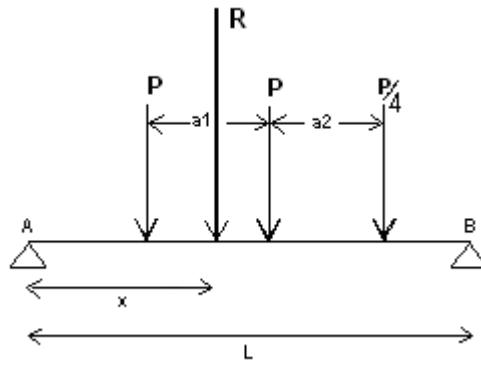


Figura 2.6: Carga de camión HS 20-44 para el calculo de máximo momento, $L \geq 10.8$ (m).

El momento máximo se encuentra en $x = L/2 + a/6$, de el apoyo izquierdo.

y esta dado por:

$$M_{\max} = P \left(\frac{1}{4L} \cdot \left(\frac{3L}{2} + \frac{a}{2} \right)^2 - a \right)$$

Donde:

$P = 7,26$ (T) para camión HS 20-44

$a =$ Distancia entre ejes mínima, 4.27 (m)

El valor máximo se encuentra para una distancia entre ejes posteriores (a1) mínima. Por lo tanto $a = a1 = a2 = 4.27$ (m)

2.2.4.2. Corte

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 sobre uno de los apoyos.

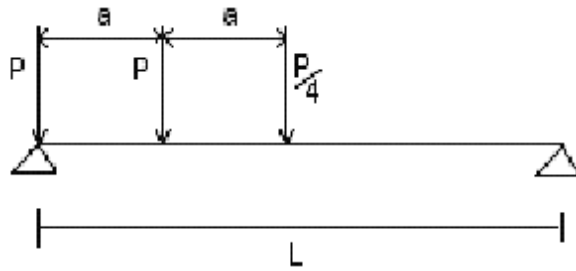


Figura 2.7: Carga de camión HS 20-44 para el calculo de corte máximo, $L \geq 10.8$ (m).

El valor del corte máximo es igual a:

$$V_{MAX} = \frac{P}{4} \cdot \left(9 - 6 \cdot \frac{a}{L} \right)$$

Donde:

P = 7,26(T) para camión HS 20-44

a = Distancia entre ejes mínima, 4.27 (m)

2.3. DISEÑO DE LA LOSA (AASHTO STANDARD, SECCION 3.24)

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más exactos sean utilizados.

2.3.1. Tramos intermedios

El momento de flexión por metro de ancho de losa debe ser calculado acorde con los casos A o B, dados en la sección 3.24.3.1 y 3.24.3.2 de la norma AASHTO Standard. En este trabajo se usara el caso A.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito (AASHTO Standard, sección 3.24.3.1)

El momento de flexión (por metro de ancho de losa) causado por las cargas vehiculares se determina mediante la siguiente fórmula:

$$M^{(\pm)}_{LL} = \left(\frac{S + 0.61}{9.74} \right) * P \quad \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

Donde:

S = Longitud de luz efectiva de la losa (m)

P = $7,26(T)$ para camión HS 20-44

Este momento se verá afectado por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

Para losas continuas sobre tres o más vigas, un factor por continuidad de 0.8 debe aplicarse a la fórmula anterior.

2.3.2. Tramos en voladizo (AASHTO Standard, sección 3.24.5)

La fórmula para el cálculo de momento debido a carga vehicular sobre losas en voladizo, toma en cuenta que estas toman las cargas en forma independiente de los efectos del refuerzo de borde que se coloque a lo largo de sus extremos.

En el diseño, la carga de rueda deberá ubicarse a 0.305 (m) de la cara del guardarruedas. Si no se usan pasillos, la carga de rueda deberá estar a 0.305 (m) del borde interior de la baranda o defensa.

En el diseño de los pasillos y losas, una carga de rueda debe localizarse sobre el pasillo y debe estar a 0.305 (m) del borde interno de la baranda. Esto, en el “caso eventual” de que el camión suba sobre él. Para este caso, se indica que las tensiones admisibles, tanto del hormigón como del acero, pueden ser aumentadas en un 50%.

De igual manera que para la sección anterior, se utilizara el caso A de la norma para el calculo de los esfuerzos.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tránsito:

Cada carga de rueda deberá ser distribuida sobre un ancho de losa de acuerdo a la siguiente expresión.

$$E = 0.8X + 1.143 \quad (m)$$

Donde:

X = Distancia en metros desde el punto de aplicación de la carga hasta el punto de soporte del voladizo (m)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (m)

El momento por metro de ancho de losa será evaluado por la expresión:

$$M^{(-)}_{LL} = \frac{P}{E} \cdot X$$

Donde:

P = 7.26(T). Carga de rueda del camión HS 20-44

2.3.3. Armadura de Repartición (AASHTO Standard, sección 3.24.10.)

El refuerzo de repartición debe ubicarse ortogonal y entre el refuerzo principal de la losa.

La cantidad de refuerzo de repartición será un porcentaje del refuerzo requerido para tomar el momento positivo. Si el refuerzo principal es perpendicular al tránsito:

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

Donde:

P = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de repartición

S = Separación entre ejes de vigas (m)

Cuando se use la armadura principal perpendicular al tránsito, la cantidad especificada como armadura de distribución debe ubicarse en la parte central de la losa, y ha de usarse al menos el 50% de dicha armadura en los otros 2 dos cuartos de la losa.

2.4 HORMIGÓN ARMADO (AASHTO STANDARD, SECCION 8)

2.4.1. General

Las especificaciones de esta sección son pensadas para el diseño de estructuras de puentes de hormigón armado (no pretensado).

Se debe considerar que según la norma Chilena NCh170, el hormigón se clasifica en grados, ya sea con respecto a la resistencia a la compresión, o con respecto a la resistencia a la flexotracción. La clasificación por resistencia a la compresión se mide en probeta cúbica de 200(mm) de arista de acuerdo con las normas NCh1017 y NCh1037, a la edad de 28 días. Considerando que la resistencia f'_c para hormigones especificada por la AASHTO, se basa en ensayos sobre probetas cilíndricas, en la siguiente tabla se muestran ambas clasificaciones y la relación entre estas.

Tabla 2.3: Clasificación de los hormigones según su resistencia a la compresión

<u>GRADO</u>	<u>Resistencia especificada</u> <u>Cúbica (NCh)</u>		<u>Resistencia especificada</u> <u>cilíndrica (AASHTO)</u>	
	(MPa)	($\frac{Kgf}{cm^2}$)	(MPa)	($\frac{Kgf}{cm^2}$)
H5	5	50	4	40
H10	10	100	8	80
H15	15	150	12	120
H20	20	200	16	160
H25	25	250	20	200
H30	30	300	25	250
H35	35	350	30	300
H40	40	400	35	350
H45	45	450	40	400
H50	50	500	45	450
H55	55	550	50	500
H60	60	600	55	550

2.4.2. Análisis (AASHTO Standard, sección 8, parte B):

Todos los miembros de la estructura deben diseñarse para los máximos efectos de las cargas especificadas anteriormente y determinadas por la teoría del análisis elástico.

2.4.2.1. Modulo de elasticidad (AASHTO Standard, sección 8.7):

El módulo de elasticidad del hormigón E_c se debe considerar como:

$$E_c = 4730 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_s , se tomará como 200000 (MPa).

2.4.2.2. Luces efectivas (AASHTO Standard, sección 8.8)

La longitud de luces (efectiva), para miembros que no son contruidos íntegramente con sus apoyos, será la luz libre más la altura del miembro, pero no necesita exceder la distancia entre centros de los apoyos.

La longitud efectiva para losas está especificada en el Artículo 3.24.1 de la norma AASHTO Standard. Este dice que:

- Para losas simplemente apoyadas, la luz efectiva será la distancia entre centros de las vigas que la soportan, pero no debe exceder la luz libre más el espesor de la losa.

- Para losas monolíticas continuas sobre 2 o más apoyos, su luz efectiva será la luz libre entre vigas que la soportan.

2.4.2.3. Control de las deformaciones (AASHTO Standard, sección 8.9)

Los elementos de la estructura de un puente, sometidos a flexión, deberán diseñarse para tener una adecuada rigidez y así limitar las deflexiones que puedan afectar adversamente la resistencia o serviciabilidad de la estructura.

2.4.2.3.1. Limitaciones de altura para la superestructura (AASHTO Standard, sección 8.9.2)

Las alturas mínimas estipuladas en la tabla 2.4. son recomendadas, a menos que el cálculo de las deflexiones indique que alturas menores pueden ser usadas sin efectos adversos.

Tabla 2.4: Alturas mínimas recomendadas para elementos de altura constante. (AASHTO Standard, Tabla 8.9.2)

<u>Elemento</u>	<u>Luces simples (m)</u>	<u>Luces continuas (m)</u>
Losas con refuerzo principal paralelo al tráfico. (No es nuestro caso)	$1.2 * \frac{(S + 3.05)}{30}$	$\frac{S + 3.05}{30} \geq 16.5 \text{ (cm)}$
Vigas T	0.07*S	0.065*S
Vigas cajón	0.06*S	0.055*S

Donde:

S = Longitud de luz (efectiva)

2.4.2.3.2. Limitaciones para las deformaciones de la superestructura. (AASHTO Standard, sección 8.9.3)

Si se calculan las deflexiones, los siguientes criterios son recomendados:

Miembros que tienen luces simples o continuas, preferentemente serán diseñados para que la deflexión debida a la carga viva más el impacto no exceda $L/800$ de la luz, excepto en puentes de áreas urbanas usados en parte por peatones donde la razón no deberá exceder $L/1000$.

La deflexión en elementos en voladizo debido a la carga vehicular más el impacto, preferentemente será limitada a $L/300$ de la longitud del voladizo, excepto para el caso en que sea usado también por peatones donde la razón será de $L/375$.

2.4.2.4. Ancho del ala en compresión (AASHTO Standard, sección 8.10)

Vigas T:

El ancho efectivo total de la losa como ala de viga T no deberá exceder un cuarto de la luz efectiva de la viga. El ancho efectivo del ala que sobresale a cada lado del alma no deberá exceder seis veces el espesor de la losa o la mitad de la distancia libre a la próxima alma (Distancia entre bordes de almas de vigas consecutivas).

2.4.2.5. Diafragmas o travesaños. (AASHTO Standard, sección 8.12)

La norma indica, que se deben usar diafragmas en los extremos de las vigas T y vigas cajón, a menos que se usen otros métodos para resistir las fuerzas laterales y mantener la sección geométrica del tablero. Los

diafragmas podrán omitirse solo si un detallado análisis estructural demuestra un adecuado comportamiento de la estructura. Los travesaños son obligatorios en los puentes emplazados en la zona sísmica n° 3, según el artículo 3.1004.7 del Manual de Carreteras Vol. III.

Según la norma AASHTO Standard, un travesaño intermedio es recomendado en la sección de máximo momento positivo para luces mayores a 12(m).

2.4.3. Método de diseño por cargas de servicio (AASHTO Standard, sección 8.15)

2.4.3.1. Tensiones admisibles

Para el diseño de todas las estructuras y elementos de estas, se considerara un hormigón H 30 ($f'_c = 25(MPa)$) y acero de refuerzo A63 - 42H.

- Hormigón (AASHTO Standard, sección 8.15.2.1)

Las tensiones en el hormigón no deben exceder las siguientes:

- Tensión de la fibra extrema en compresión $= f_c = 0,4 f'_c (MPa)$
- Tensión de la fibra extrema en tracción $= f_t = 0,21 f_r (MPa)$
- Módulo de rotura $= f_r = 0.66 \sqrt{f'_c} (MPa)$

- Refuerzo (AASHTO Standard, sección 8.15.2.2)

Las tensiones admisibles en el refuerzo, f_s , son:

- Acero con tensión de fluencia de 280 o 350(MPa), $f_s = 140(MPa)$
- Acero con tensión de fluencia de 420 (MPa) o mayor, $f_s = 168 (MPa)$

2.4.3.2. Flexión (AASHTO Standard, Apéndice A, sección 5)

2.4.3.2.1. Hipótesis de diseño

En flexión, se deben considerar las siguientes hipótesis de diseño para el método de tensiones admisibles.

- En los miembros de hormigón armado, el hormigón no resiste tracción.

- La razón de módulos, $n = \frac{E_s}{E_c}$, deberá tomarse como el número entero más cercano (pero no menor que 6).

2.4.3.2.2. Armadura mínima

Según indicación del profesor patrocinante José Soto M., la armadura mínima a utilizar para el diseño por tensiones admisibles será

$$A_M = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

f_y = Resistencia de fluencia del acero

2.4.3.3. Corte (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.1)

La tensión de diseño para corte, v , debe ser calculada por:

$$v = \frac{V}{b_w * d}$$

Donde:

V = Fuerza de corte de diseño en la sección considerada

b_w = Ancho de alma

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión al centroide del acero de refuerzo en tracción.

2.4.3.3.1. Esfuerzo de corte tomado por el hormigón (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.4.1)

Para miembros sujetos solo a corte y flexión, el esfuerzo de corte soportado por el hormigón, v_c , puede ser tomado como $0.09 \cdot \sqrt{f'_c}$ (MPa). Un cálculo más detallado de la tensión de corte admisible puede ser hecho

usando:

$$v_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{12} + 9\rho_w \left(\frac{V \cdot d}{M} \right) \leq 0.16 \sqrt{f'_c}$$

Donde:

M = Momento de diseño que ocurre simultáneamente con V en la sección que esta siendo considerada.

$\left(\frac{V \cdot d}{M} \right)$ = Cantidad que no debe tomarse mayor que 1.

2.4.3.3.2. Área de refuerzo. (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.6.2)

Cuando la tensión de corte de diseño, v , exceda la tensión de corte soportada por el hormigón, v_c , deberá proveerse refuerzo de acero.

Si el refuerzo de acero es perpendicular al eje del elemento, el área

usada será:

$$A_v = \frac{(v - v_c) \cdot b_w \cdot s}{f_s}$$

Donde:

s = Espaciamiento de la armadura de corte.

f_s = Tensión admisible del acero de refuerzo.

2.4.3.3.3. Límites para el refuerzo de corte (ACI 99, Apéndice A Sección 7.5.5.3)

- Refuerzo mínimo para esfuerzo de corte

Una mínima área de refuerzo debe ser proporcionada en todos los miembros a flexión, excepto losas y zapatas, donde la tensión de corte de diseño, v , exceda la mitad de la tensión admisible de corte soportada por el concreto, v_c . Cuando refuerzo de corte sea requerido, el área proporcionada

no deberá ser menor que:
$$A_v = \frac{b_w \cdot S}{3 \cdot f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho del alma

f_y = Resistencia de fluencia del acero

S = Espaciamiento entre refuerzo

El espaciamiento del refuerzo de corte colocado perpendicular al eje del elemento no debe exceder $d/2$ o $0.6(m)$ (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.5.4.1).

Cuando $(v - v_c)$ exceda $\frac{\sqrt{f_c'}}{6}$, el máximo espaciamiento dado, debe reducirse a la mitad.

2.4.3.3.4. Espaciamientos límites para refuerzo (ACI 99, Apéndice A, Sección 7.6)

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la barra, pero no menor de $25(mm)$.

Cuando la armadura paralela se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de

las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 (mm). Para las losas, la separación de la armadura principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor de la losa, ni de 500 (mm).

2.4.3.4. Recubrimientos (MCV3 2002, sección 3.1003.604)

Deben ser proporcionados los siguientes recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo:

-	Viga:	Refuerzo principal, superior e inferior:	5
		Estribos, amarras, zunchos:	4
-	Losa	Refuerzo superior:	4
		Refuerzo inferior:	2.5

CAPITULO 3: DISPOSICIONES NORMA AASHTO LRFD BRIDGE

DESIGN SPECIFICATIONS

3.1. GENERAL

El cambio más significativo que introdujo la norma AASHTO LRFD en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño.

En general, en este capítulo se muestran las disposiciones más importantes de la norma AASHTO LRFD (1998) que se utilizarán en el posterior diseño de las superestructuras de los modelos elegidos.

3.2. ESTADOS LÍMITES (AASHTO LRFD, SECCION 1.3.2.)

Un Estado Límite define condiciones que se quiere que una estructura satisfaga. En general, un elemento estructural tendrá que satisfacer diferentes estados límites. Los Estados Límites definidos por la norma AASHTO LRFD son los siguientes:

3.2.1. Estado Límite de Servicio (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.2)

Se debe considerar como restricciones a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura, bajo condiciones regulares de servicio.

Las combinaciones de carga de este estado son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **SERVICIO I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 (km/h), tomando todas las cargas con sus valores nominales. También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.
- **SERVICIO II:** Combinación de carga cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y la falla de las conexiones críticas debido a la carga viva vehicular.
- **SERVICIO III:** Combinación de carga relativa sólo a la tracción en estructuras de hormigón pretensado con el objetivo de controlar el agrietamiento.

3.2.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.3)

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones.

El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre materiales de la AASHTO.

La combinación de carga de este estado límite es la siguiente (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **FATIGA:** Combinación de cargas relativa a la carga viva vehicular repetitiva y a la respuesta dinámica que se provoca producto de diseñar utilizando el camión especificado en el artículo 3.4.2.2 de esta tesis.

3.2.3. Estado Límite de Resistencia (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.4)

Define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de carga estadísticamente significativas que se espera que el puente experimente en su vida útil. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- **RESISTENCIA I:** Combinación de carga básica para el camión normal sin viento.
- **RESISTENCIA II:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida (sobrepeso), o ambos, sin viento.

- RESISTENCIA III: Combinación de carga que representa el puente expuesto a velocidades del viento mayores a $90 \left(\frac{Km}{hr}\right)$.
- RESISTENCIA IV: Combinación de carga que representa una alta relación entre las solicitaciones provocadas por sobrecarga y carga muerta.
- RESISTENCIA V: Combinación de carga que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de $90 \left(\frac{Km}{hr}\right)$.

3.2.4. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.5)

Se debe considerar el estado límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. Las combinaciones de este estado límite son las siguientes (AASHTO LRFD, sección 3.4):

- EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos
- EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

3.3. ECUACIÓN BÁSICA DE DISEÑO (AASHTO LRFD, sección 1.3.2.1)

El método LRFD, puede ser expresado mediante la siguiente expresión:

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n = R_r$$

Donde:

η_i : Factor de modificación de cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional de la estructura.

γ_i : Factor de Carga, multiplicador estadístico que se aplica a las solicitaciones.

Q_i : Solicitación

ϕ : Factor de Resistencia, multiplicador estadístico aplicado a las resistencias nominales.

R_n : Resistencia Nominal

R_r : Resistencia de cálculo

El término de la izquierda corresponde a la Resistencia Requerida y el de la derecha a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que provee el componente estructural considerado (viga, columna, etc.).

El factor η_i depende de los coeficientes η_D, η_R y η_I , los cuales están relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operacional, respectivamente.

- Ductilidad (AASHTO LRFD, sección 1.3.3)

Una estructura puede tener dos tipos de comportamiento: frágil o dúctil. El comportamiento frágil es indeseable porque implica, generalmente, la pérdida repentina de la capacidad de carga cuando se excede el límite elástico. El comportamiento dúctil es caracterizado por deformaciones inelásticas significativas antes de que ocurra cualquier pérdida de capacidad. Este comportamiento es una advertencia de la falla estructural. El factor relacionado con la ductilidad para el estado límite de resistencia es:

$$\eta_D \geq 1.05 \text{ Para componentes no dúctiles y conexiones}$$

$$\eta_D = 1.00 \text{ Para diseños convencionales}$$

$$\eta_D \geq 0.95 \text{ Para los componentes y conexiones con ductilidad mayor que la especificada.}$$

$$\text{Para los otros estados límites: } \eta_D = 1.00$$

- Redundancia (AASHTO LRFD, sección 1.3.4)

A menos que existan motivos justificados, se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Estas estructuras son capaces de soportar cargas, incluso, luego de la pérdida de un elemento o conexión importante.

El factor relacionado con la redundancia para el estado límite de resistencia es:

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ Para componentes no redundantes}$$

$$\eta_R = 1.00 \text{ Para niveles convencionales de redundancia}$$

$$\eta_R \geq 0.95 \text{ Para niveles excepcionales de redundancia}$$

$$\text{Para los otros estados límites: } \eta_R = 1.00$$

- Importancia Operacional (AASHTO LRFD, sección 1.3.5).

Se basa en requisitos sociales, de seguridad y defensa. El factor relacionado con la importancia operacional para el estado límite de resistencia es:

$\eta_i \geq 1.05$ Para puentes de importancia

$\eta_i = 1.00$ Para puentes típicos

$\eta_i \geq 0.95$ Para puentes relativamente menos importantes

Para los otros estados límites: $\eta_i = 1.00$

Finalmente, el factor η_i , se define de la siguiente manera:

- Cuando se requiera un valor máximo de γ_i : $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0.95$

- Cuando se requiera un valor mínimo de γ_i : $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1.0$

3.4. CARGAS (AASHTO LRFD, sección 3.4.1)

3.4.1. Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5)

Se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5.1) y Cargas de Suelo (AASHTO LRFD, sección 3.5.2).

Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Las cargas de suelo se subdividen en:

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: Sobrecarga de suelo

- DD: Fricción Negativa
- EV: Presión Vertical del suelo de relleno

3.4.2. Cargas Transitorias (AASHTO LRFD, sección 3.3.2)

Se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de vehículos
- CE: Fuerza centrífuga de vehículos
- CR: Creep o Fluencia Lenta
- CT: Fuerza de Colisión de un vehículo
- CV: Fuerza de Colisión de una embarcación
- EQ: Sismo
- R: Fricción
- IC: Carga de Hielo
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular
- LS: Sobrecarga Viva
- PL: Carga Peatonal
- SE: Asentamiento
- SH: Contracción
- TG: Gradiente de Temperatura
- TU: Temperatura uniforme
- WA: Carga Hidráulica y Presión del flujo de agua
- WL: Viento sobre la Carga Vehicular
- WS: Viento sobre la Estructura

Las cargas a utilizar en esta memoria son:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular

3.4.2.1. Carga Viva (AASHTO LRFD, sección 3.6)

La carga viva vehicular consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente. Se tienen dos tipos: Vehicular y Peatonal.

3.4.2.1.1. Carga peatonal (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.6)

La carga peatonal consiste en una carga de $0.0036(MPa)$ que se aplica a todos los pasillos de más de $600(mm)$, y que se considera simultáneamente con la carga vehicular.

Los puentes utilizados solamente para tránsito peatonal y/o de bicicletas serán diseñados para una carga viva de $0.0041(MPa)$.

Según Indicación del Ingeniero Civil, Sr. Rodrigo Mancilla T., no se utilizará la carga peatonal para nuestro diseño por no ser relevante para este.

3.4.2.1.2. Carga Vehicular (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2)

El número de vías de tránsito que se debe fijar, es la parte entera del

cuociente:
$$\frac{w}{3.6}$$

Donde: w : Ancho libre del camino, entre guardarruedas o entre defensas (m)

Para caminos con ancho entre $6.0(m)$ y $7.2(m)$, se considerarán dos vías de tránsito, cada una con la mitad del ancho.

Se definen tres tipos de cargas: Carga de Camión, Carga de Faja y Carga de Tándem.

La carga vehicular total a utilizar es designada “Carga HL-93”. Esta carga será la mayor sollicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja (Utilizada en nuestro país)
- Carga de Tándem + Carga de Faja

3.4.2.1.2.1. Carga de Camión (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.2):

El camión de diseño de la norma AASHTO LRFD es similar al camión HS 20-44 especificado en la norma Standard. Transversalmente, el ancho de vía de diseño es de $3.6(m)$, con una separación entre ejes de ruedas de $1,8(m)$, tal como se muestra en la siguiente figura.

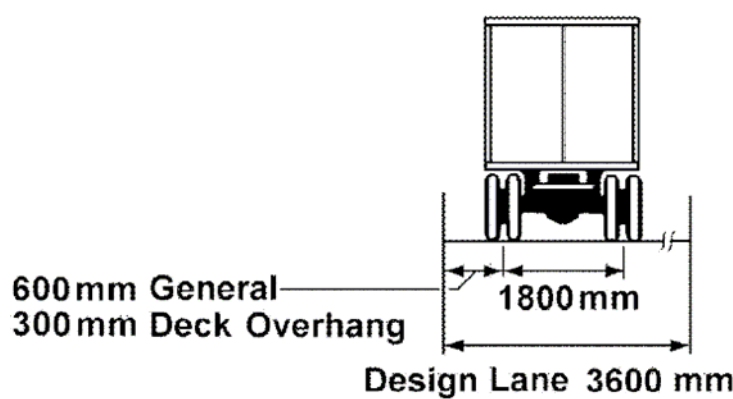


Figura 3.1: Sección transversal del Camión de la norma AASHTO LRFD.

En la dirección longitudinal se tiene una distancia de separación entre ejes de ruedas de $4.3(m)$ y otra que varía entre $4.3(m)$ y $9.0(m)$, considerando la que provoque las máximas sollicitaciones. Los dos últimos ejes reciben la mayor parte de la carga, $14,8(T)$ en cada eje, y $3.57(T)$ en su eje delantero, lo que se aprecia en la siguiente figura:

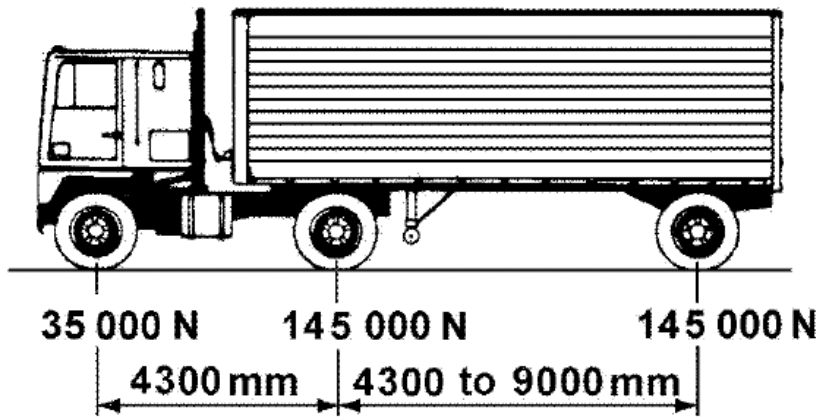


Figura 3.2: Sección longitudinal del Camión de la norma AASHTO LRFD.

3.4.2.1.2.2. Carga de Tandem (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.3):

El Tandem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a $11.22(T)$ espaciados longitudinalmente a $1.2(m)$. El espaciamiento transversal de ruedas será de $1.8(m)$.

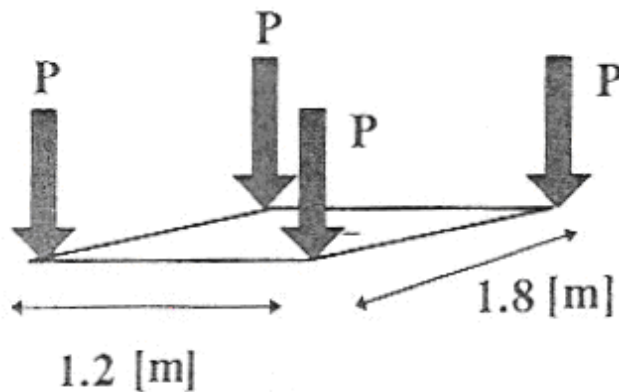


Figura 3.3: Carga de Tandem.

3.4.2.1.2.3. Carga de faja (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.4)

La carga de faja consiste en una carga de $0.949 \left(\frac{T}{m}\right)$, distribuida uniformemente en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la carga de faja se asume uniformemente distribuida sobre un ancho de $3(m)$.

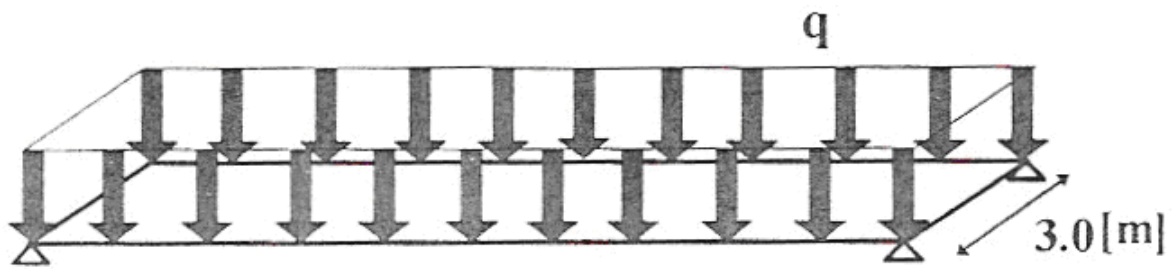


Figura 3.4: Carga de faja de la norma AASHTO LRFD.

3.4.2.2. Carga de fatiga (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.4)

La carga móvil de fatiga consiste en un camión igual al establecido en el artículo 3.4.2.1.2.1 de la presente tesis, solo que con un espaciamiento fijo de 9,0 (m) entre ejes de peso igual a 14.8(T). Además no se considera la carga de faja.

El estado de fatiga no necesita ser investigado para las losas de hormigón con vigas múltiples.

3.4.2.3. Carga dinámica admisible *IM* (AASHTO LRFD, sección 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en el porcentaje especificado en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1: Carga dinámica admisible (AASHTO LRFD, Tabla 3.6.2.1-1)

<u>Componentes</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas de losa – Todos los estados límites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado límite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados límites	33

El factor que se aplicara a la carga estática será: $C_I = (1 + \frac{IM}{100})$

La carga dinámica admisible no se aplica sobre la carga peatonal ni sobre la carga de faja.

3.4.3. Combinaciones y factores de carga (AASHTO LRFD, sección 3.4.1)

Las combinaciones de carga consideradas para cada uno de los estados límites poseen diferentes factores de carga que se determinaran utilizando las siguientes tablas:

Tabla 3.2: Factores de carga para cargas permanentes, y_p (AASHTO LRFD, tabla 3.4.1-2)

<u>Tipo de carga</u>	<u>Factor de carga</u>	
	<u>Máximo</u>	<u>Mínimo</u>
DC: Carga Muerta de componentes estructurales	1,25	0,9
DW: Superficie de rodado	1,5	0,65

3.4.4. Aplicación de las cargas

3.4.4.1. Aplicación de las cargas de camión (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.3)

La carga vehicular a utilizar se determina como la condición más desfavorable entre: la carga de camión más la carga de faja o la carga de tándem más la carga de faja.

En el diseño, la carga de camión o de tándem deberá posicionarse transversalmente, tal que el centro de la rueda externa este a más de:

- $0,3(m)$ de la cara interna del guardarruedas o de la baranda, para el diseño de la losa en voladizo.
- $0,6(m)$ del borde de la vía de diseño, para el diseño de todos los demás elementos.

3.4.4.2. Coeficientes de distribución

Si el puente es analizado utilizando métodos aproximados se deben utilizar los coeficientes de distribución en el cálculo de las estructuras.

La distribución de la carga viva vehicular se puede utilizar para vigas y travesaños, con excepción de vigas cajón de acero con losa de hormigón, si cumplen con las siguientes condiciones (AASHTO LRFD, sección 4.6.2.2.1):

- Ancho de losa constante.
- Numero de vigas no menor a tres.
- Vigas paralelas y con aproximadamente igual rigidez.
- La superficie de rodado en el voladizo no debe exceder los $910(mm)$.
- La curvatura en el plano es menor que el limite especificado en el articulo 4.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD.

- La sección transversal es constante y coincide con una de las secciones transversales mostradas en la tabla 4.6.2.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD.

Según la sección 4.6.2.2.1 de la norma AASHTO LRFD, para una separación mayor entre vigas que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de las vías cargadas determinada según la ley de momentos.

Los coeficientes de distribución para momento y corte que se utilizan para el diseño de las superestructuras de puentes con vigas de hormigón armado, se especifican en las siguientes tablas, haciendo la distinción entre vigas interiores y vigas exteriores. (AASHTO LRFD, Tablas 4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.2d-1, 4.6.2.2.3a-1, 4.6.2.2.3b-1)

Tabla 3.4: Coeficiente de distribución de momento para viga interior

<u>N° de Vías Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de Aplicabilidad (mm)</u>
1	$C_{dmi} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
1	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

2 o mas	$C_{dmi} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$
2 o mas	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

C_{dmi} = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

L = Luz de la viga

t_s = Espesor de la losa

N_b = Numero de vigas de la superestructura

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

En la cual: $n = \frac{E_b}{E_d}$

Donde:

E_b = Modulo de elasticidad del material de la viga

E_d = Modulo de elasticidad del material de la losa

I = Momento de inercia de la viga no compuesta (mm^4)

A = Área de la viga no compuesta (mm^2)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y la losa (mm)

Tabla 3.5: Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

<u>N ° de Vías Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de Aplicabilidad (mm)</u>
1	Usar ley de momentos	
2 o mas	$Cdme = e \cdot Cdmi$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o mas	Usar el menor valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o con la ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

$Cdme$ = Coeficiente de distribución de momento para viga exterior

$Cdmi$ = Coeficiente de distribución de momento para viga interior

Además:
$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

Donde:

d_e = Distancia entre la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera (mm)

Tabla 3.6: Coeficiente de distribución de corte para viga interior

<u>N ° de Vías</u> <u>Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de</u> <u>Aplicabilidad (mm)</u>
1	$C_{dci} = 0.36 + \frac{S}{7600}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ $N_b \geq 4$
1	Usar ley de momentos	$N_b = 3$
2 o mas	$C_{dci} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$ $N_b \geq 4$
2 o mas	Usar ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

C_{dci} = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm)

Tabla 3.7: Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

<u>N ° de Vías</u> <u>Cargadas</u>	<u>Coeficiente de distribución</u>	<u>Rango de</u> <u>Aplicabilidad (mm)</u>
1	Usar ley de momentos	
2 o mas	$Cdce = e \cdot Cdc_i$	$N_b \geq 4$ $-300 \leq d_e \leq 1700$
2 o mas	Usar ley de momentos	$N_b = 3$

Donde:

$Cdce$ = Coeficiente de distribución de corte para viga exterior

Cdc_i = Coeficiente de distribución de corte para viga interior

Además
$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

Donde:

d_e = Distancia desde la cara exterior del alma de la viga externa hasta el borde interior del guardarruedas o barrera (mm)

3.5. FACTORES DE RESISTENCIA (AASHTO LRFD, sección 5.5.4.2)

Los factores de reducción de la resistencia ϕ son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado.

Tabla 3.8: Factores de resistencia

<u>Uso</u>	<u>Factor de resistencia ϕ</u>
- Flexión y tracción	
Hormigón armado	0,9
Hormigón pretensado	1
- Corte y Torsión	
Hormigón de peso normal	0,9
Hormigón liviano	0,7
-Compresión Axial	0,75
-Apoyo de hormigón	0,7
Compresión en los modelos de puntal y nudo	0,7
-Compresión en las zonas de anclaje	
Hormigón de peso normal	0,8
Hormigón liviano	0,65
-Tracción en el acero en zonas de anclaje	1

3.6. ESTADOS DE CARGA

Las combinaciones de carga que se utilizaran en el diseño de los modelos de las superestructuras serán:

$$\text{Resistencia I} : R_r = \eta \cdot [1,25 \cdot DC + 1,5 \cdot DW + 1,75 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Servicio I} : S_r = \eta \cdot [1,0 \cdot (DC + DW) + 1,0 \cdot (LL + IM)]$$

$$\text{Fatiga} : F = \eta \cdot 0,75 \cdot (LL + IM)$$

3.7. DISEÑO DE LA LOSA DE HORMIGON ARMADO (AASHTO LRFD, SECCION 9.7)

El Método Elástico Aproximado (especificado en el artículo 4.6.2.1 de la norma AASHTO LRFD), el Método Refinado (especificado en el artículo 4.6.3.2 de la norma AASHTO LRFD), o el Método Empírico (especificado en el artículo 9.7.2 de la norma AASHTO LRFD), pueden ser utilizados para realizar el diseño de losas de hormigón armado.

El Método Elástico Aproximado, conocido también como Método de las Franjas, simula franjas que van de un lado a otro del tablero, modelándolas como vigas simplemente apoyadas. Este método corresponde a un método similar al utilizado en la norma AASHTO Standard.

El Método Refinado, consiste en modelar el sistema de losas y vigas del puente con elementos finitos.

El Método Empírico de diseño para las losas de hormigón, no es un método de análisis, sino que un procedimiento para fijar la cantidad de armadura que la losa necesita. Este método se aplica en los tramos interiores de las losas. No se utiliza para tramos de losa en voladizo.

El espesor mínimo de la losa será de (AASHTO LRFD, sección 9.7.1.1):

$$e_{MIN} = 175 (mm)$$

Para el diseño, se utilizaran los recubrimientos mostrados en la sección 3.1003.604 del Manual de Carreteras Volumen III (2002).

3.7.1. Diseño de tramos centrales por el Método Empírico (AASHTO LRFD, sección 9.7.2)

Según la norma AASHTO LRFD, la investigación ha demostrado que la acción estructural por la que las losas de hormigón resisten las cargas de ruedas no es la flexión, si no que es un estado tensional complejo interno tipo membrana, referido a un efecto de “Arco interno”, por lo cual, se requiere solamente cantidad mínima de refuerzo isotropico para resistir la sollicitación. Este refuerzo de acero provee una resistencia de flexión local y es requerido para un confinamiento global y así desarrollar el efecto arco.

El diseño de la losa por medio de este método se puede realizar si se satisfacen las siguientes condiciones (AASHTO LRFD, sección 9.7.2.4)

- Los elementos soportantes deben estar diseñados de acero u hormigón.
- El tablero se hormigona totalmente in situ y se cura al agua.
- El tablero es de espesor uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados.
- $6,0 \leq \frac{S_E}{e_L} \leq 18,0$,

Donde:

$$S_E = \text{Largo efectivo} \quad e_L = \text{Espesor de la losa}$$

$$S_E = S - \frac{(B_{1S} - B_A)}{2}$$

Donde:

$$S = \text{Espaciamiento entre vigas (mm)}$$

$$B_{1S} = \text{Ancho del ala superior de la viga (mm)}$$

B_A : = Espesor del alma (mm)

- El espesor del núcleo de la losa no es menor que $100(mm)$.
- El largo efectivo S_E debe ser menor o igual a $4100(mm)$.
- El espesor de la losa debe ser mayor o igual a $175(mm)$.
- El largo del voladizo L_{vol} debe ser mayor que 5 veces el espesor de la losa.
- La resistencia del hormigón $f'c$ debe ser mayor que $28 (MPa)$.
- El tablero trabaja de forma conjunta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

Para losas diseñadas con el método empírico se deberá disponer de cuatro capas de armadura isotropica. El refuerzo será colocado tan cerca de las superficies exteriores de la losa según lo permitan los recubrimientos. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva.

Según lo estipulado en el punto 9.7.2.5 de la norma AASHTO LRFD, la cantidad mínima de acero será:

$0.57 (mm^2 / mm)$ Para cada capa inferior

$0.38 (mm^2 / mm)$ Para cada capa superior

El espaciamiento no debe ser superior a $450(mm)$ y el acero de refuerzo debe tener una resistencia no menor a $420(MPa)$.

3.7.2. Diseño de voladizos (AASHTO LRFD, sección 13, Apéndice A)

Estrictamente, los voladizos del tablero se deben diseñar considerando separadamente los siguientes casos de diseño.

1° Caso: Fuerzas transversales y longitudinales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

2° Caso: Fuerzas verticales especificadas en el artículo A.13.2 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Evento Extremo.

3° Caso: Carga vehicular sobre el voladizo, especificada en el artículo 3.6.1 de la norma AASHTO LRFD. Estado Límite correspondiente a Resistencia.

Según Indicación del Ingeniero Civil Sr. Rodrigo Mancilla, no se verificarán los primeros dos casos.

Para el diseño según el 3° Caso se utilizara el método elástico aproximado de diseño. El ancho de vía equivalente del tablero se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 de la norma AASHTO LRFD.

Para los voladizos, cuando sea aplicable, se pueden usar los requisitos del artículo 3.6.1.3.4 de la norma AASHTO LRFD en vez del ancho de vía especificado en la tabla mencionada. El artículo estipula que para el diseño de las losas en voladizo que no exceden los 1.8 (*m*) desde la línea central de la viga exterior a la cara interior de una defensa de hormigón estructuralmente continua, la fila exterior de cargas de rueda se puede sustituir por una línea de carga uniformemente distribuida de $1,46 \left(\frac{T}{m}\right)$, ubicada a 0,3(*m*) de la cara interna de la baranda.

Las cargas de cálculo sobre la losa en voladizo se aplicaran mediante un diagrama de cuerpo libre, independiente de los otros tramos de la losa.

En esta tesis, el tablero a utilizar será de hormigón. En este caso, el ancho equivalente de vía, E , está dado por la siguiente expresión (AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1):

$$E = 1.14 + 0.833 \cdot X$$

Donde:

X = Distancia entre el centro de la rueda externa y el punto de apoyo.

3.8. HORMIGON ARMADO (AASHTO LRFD, SECCION 5)

3.8.1. Propiedades de los materiales

-Hormigón

El hormigón utilizado para todas las estructuras, será tipo H30, con $f'_c = 25 (MPa)$.

a) Modulo de elasticidad (AASHTO LRFD, sección 5.4.2.4)

El modulo de elasticidad para hormigón de densidad normal, se puede tomar como:

$$E_c = 4800 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

b) Modulo de rotura (AASHTO LRFD, sección 5.4.2.6)

El modulo de rotura para hormigón de densidad normal, está dado por la siguiente formula:

$$f_r = 0.63 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

- Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en todas las estructuras será del tipo A63-42H, con un modulo de elasticidad, E_s , igual a $200000 (MPa)$.

3.8.2. Estados límites (AASHTO LRFD, sección 5.5.)

3.8.2.1. Estado límite de servicio (AASHTO LRFD, sección 5.5.2.)

Se deberán verificar las deformaciones y fisuraciones para las vigas de hormigón armado.

La losa de hormigón armado no necesita ser verificada para este estado límite, pues se acepta que cumple con los requerimientos.

3.8.2.2. Estado límite de fatiga (AASHTO LRFD, sección 5.5.3.)

Este estado límite no necesita ser investigado para losas de hormigón armado en aplicaciones multiviga, como es nuestro caso.

En el caso de las vigas de hormigón armado, este estado límite debe verificarse para las barras de acero.

- Barras de refuerzo

El rango de tensión en el centroide del acero de refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga, especificada en la tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{\min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right)$$

Donde:

f_r = Rango de tensión (MPa)

f_{\min} = Mínima tensión por sobrecarga resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, combinada con la más severa tensión debida a las cargas permanentes o a las cargas permanentes mas las cargas externas inducidas por contracción y creep (fluencia lenta); la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa).

$\frac{r}{h}$ = Razón entre el radio de base y la altura de giro de las

deformaciones transversales; si el valor real se desconoce, 0.3 debe ser usado.

3.8.2.3. Estado límite de resistencia (AASHTO LRFD, sección 5.5.4)

Para el estado límite de resistencia se tendrán los siguientes factores Φ , que multiplican a la resistencia nominal de los elementos considerados:

Para flexión y tracción: 0.9

Para corte y torsión: 0.9

3.8.3. Flexión (AASHTO LRFD, sección 5.7.3)

3.8.3.1. Resistencia a la flexión

La resistencia a la flexión nominal, M_n ($T \cdot m$), para una viga rectangular simplemente armada, esta dada por:

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

Donde:

A_s = Área de acero de refuerzo a tracción

f_y = Tensión de fluencia del acero de refuerzo

d = Distancia desde la fibra extrema de compresión hasta el centroide del acero de refuerzo en tracción

a = Profundidad del bloque de tensiones equivalente

Como:

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b}$$

Y tenemos que $a = \beta_1 \cdot c$ con $\beta_1 = 0.85$ Para $f_c' \leq 28MPa$

Tendremos que:
$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b}$$

Donde:

b = Ancho de la zona comprimida

3.8.3.2. Limitaciones al refuerzo

a) Refuerzo mínimo (ACI 2005, Sección 10.5.1)

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionado no debe ser menor que el obtenido por medio de:

$$A_{s_{MIN}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d \qquad A_{s_{MIN}} > \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho del alma (*mm*)

f_y = Tensión de fluencia del acero de refuerzo

3.8.3.3. Control de la fisuración (AASHTO LRFD, sección 5.7.3.4)

Los elementos de hormigón sometidos a flexión, excepto las losas diseñadas según el método empírico, deben verificarse para tener grietas de anchos aceptables. Estos anchos se controlan mediante el parámetro Z , el cual no debe exceder los 30000 ($\frac{N}{mm}$) para miembros sometidos a exposición moderada, 23000 ($\frac{N}{mm}$) para miembros en condiciones de exposición severa y 17500 ($\frac{N}{mm}$) para miembros enterrados.

Se debe cumplir que la tensión de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio, f_{SA} , no sobrepase el valor de $0,6f_y$.

Por lo tanto
$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$$

Donde:

d_c = Profundidad del hormigón medido desde la fibra extrema a compresión del hormigón hasta el centro de la barra más cercana a esta fibra. Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre usado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 (mm).

A = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de tracción y limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras (mm^2); Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre de hormigón usado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 (mm).

Z = Parámetro relacionado con el ancho de fisuración

3.8.3.4. Deformaciones (AASHTO LRFD, sección 5.7.3.6.2)

Si el propietario del puente decide controlar las deformaciones, se deberían aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman de igual manera.
- Se debería utilizar la carga viva vehicular, incluyendo el incremento por carga dinámica. La combinación de cargas a utilizar sería Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD.

- La sobrecarga viva se debe tomar del Artículo 3.6.1.3.2;

Este indica que la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- a) La deflexión debida solo al camión de diseño, o
- b) La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión (AASHTO LRFD, sección 2.5.2.6.2):

- Carga vehicular, general: L/800
 - Cargas vehiculares y/o peatonales: L/1000
 - Carga vehicular sobre voladizos: L/300
 - Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: L/375
- L en (mm)

En ausencia de un análisis más exhaustivo, las deformaciones instantáneas se podrán calcular usando el módulo de elasticidad del hormigón especificado en el Artículo 5.4.2.4 de la norma AASHTO LRFD y tomando el momento de inercia ya sea como el momento de inercia bruto, I_g , o bien un momento de inercia efectivo, I_e . Este último se obtiene de la

siguiente formula:
$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

Siendo:
$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración ($N \cdot mm$)

f_r = Modulo de ruptura del hormigón (MPa)

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción (mm)

M_a = Momento máximo para el cual la deformación es calculada ($N \cdot mm$)

I_{cr} = Momento de inercia fisurado (mm^4)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm^4)

3.8.4. Corte

3.8.4.1. Resistencia al corte (ACI 2005 11.1)

La resistencia nominal al corte V_n , debe determinarse mediante la siguiente formula:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con:

$$V_c = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{6}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde:

V_c = Resistencia al corte del hormigón (N)

V_s = Resistencia al corte del acero de refuerzo transversal (N)

b_w = Ancho del alma de la viga (mm)

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo (mm)

A_v = Área de acero de refuerzo para el corte (mm^2)

s = Espaciamiento entre estribos (mm)

3.8.4.2. Refuerzo de corte mínimo (ACI 2005 11.5.6)

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante $A_v \min$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión donde V_U exceda $0.5 \cdot \phi \cdot V_c$.

Cuando se requiera refuerzo para cortante, A_v min se debe calcular mediante:

$$A_v \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot s}{16 \cdot f_y}$$

Donde:

b_w = Ancho del alma de la viga (mm)

s = Espaciamiento entre estribos (mm)

3.8.4.3. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (ACI 2005, Sección 11.5.5)

El espaciado del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder de $d/2$ en elementos de concreto no preesforzado ni de 600 (mm).

Donde V_s sobrepase $V_c = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d}{3}$, las separaciones máximas dadas anteriormente se deben reducir a la mitad.

3.8.5. Ancho colaborante de la losa (AASHTO LRFD, sección 4.6.2.6)

a) Viga interior

Para vigas interiores, el ancho efectivo deberá tomarse como el menor valor entre:

- Un cuarto de la luz efectiva de la viga.
- 12 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre el ancho del alma o la mitad del ancho del ala superior de la viga.
- El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

b) Viga exterior

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la luz efectiva de la viga.
- 6 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre la mitad del ancho del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga no compuesta.
- El ancho del voladizo.

3.9. RECUBRIMIENTOS (MCV3 2002, sección 3.1003.604)

Deben ser proporcionados los siguientes recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo:

-	Viga:	Refuerzo principal, superior e inferior:	5
		Estribos, amarras, zunchos:	4
-	Losa	Refuerzo superior:	4
		Refuerzo inferior:	2.5

3.10. ESPACIAMIENTO DE LA ARMADURA (ACI 2005, sección 7.6)

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa debe ser el diámetro nominal de la barra, pero no menor de 25(*mm*).

Cuando el refuerzo paralelo se coloque en dos o más capas, las barras de las capas superiores deben colocarse exactamente sobre las de las capas inferiores, con una distancia libre entre capas no menor de 25 (*mm*).

En muros y losas, exceptuando las losas nervadas, la separación del refuerzo principal por flexión no debe ser mayor de 3 veces el espesor del muro o de la losa, ni de 450 (mm).

**3.11. PROFUNDIDADES MÍNIMAS PARA SUPERESTRUCTURAS
(AASHTO LRFD, TABLA 2.5.2.6.3-1)**

Superestructura		Profundidad mínima (Incluyendo tablero) Si se usan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y momento negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027L \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de la viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

CAPITULO 4: DISEÑO DE LAS SUPERESTRUCTURAS

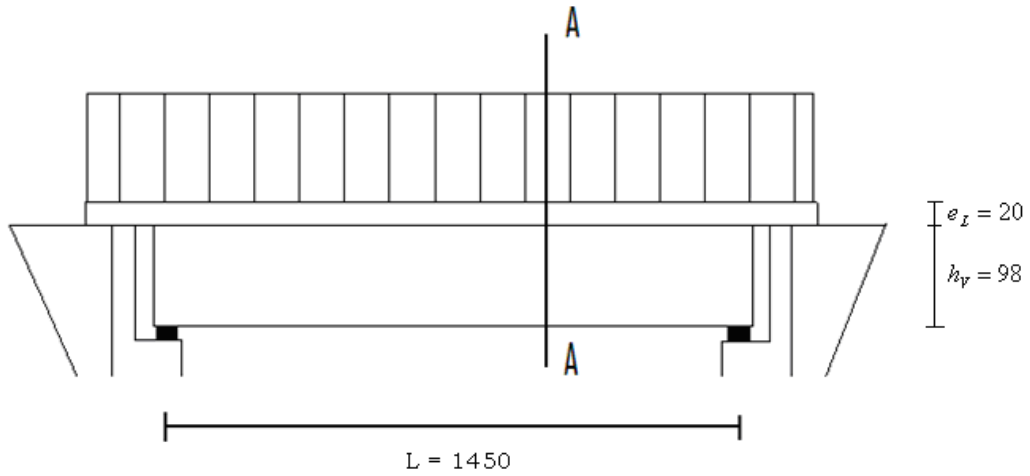
4.1. GENERAL

En este capítulo se encuentra una descripción detallada del diseño (mediante ambas normas) de la superestructura de uno de los modelos de puente considerados (**Puente con L=15 (m) y 3 vigas**).

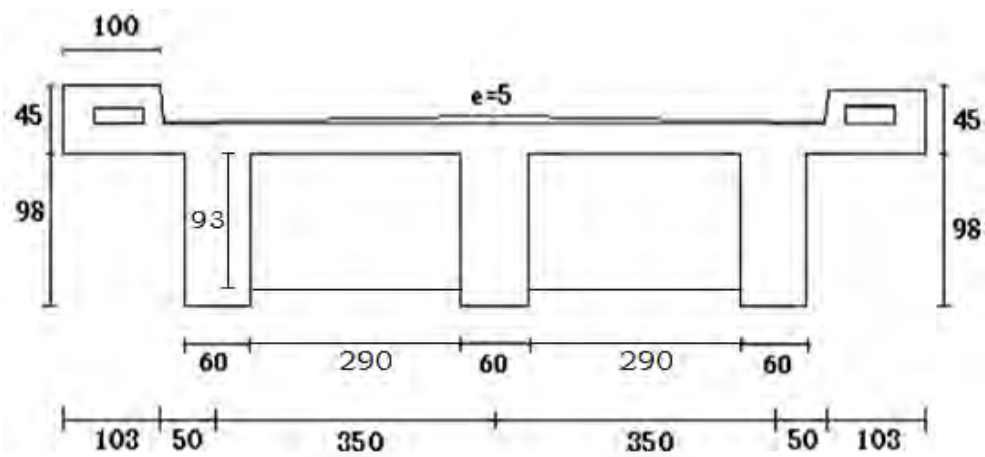
Se especifica la geometría, materiales utilizados y consideraciones de diseño. Además, los resultados obtenidos del diseño de los demás modelos se muestran a través de tablas, de forma que se observe con mayor claridad la diferencia entre estos al ser diseñados mediante distintos métodos.

El Estado Límite para el cual se calculan las armaduras es el de Resistencia I. A continuación se verifican los Estados Límites de Servicio I y Fatiga. El Estado Límite Servicio I se verifica mediante el control del ancho de fisuración y deformaciones de las vigas utilizadas. Para el Estado Límite de Fatiga se comprobó que el rango de tensiones en el centroide del acero del refuerzo no sobrepase un cierto rango estipulado.

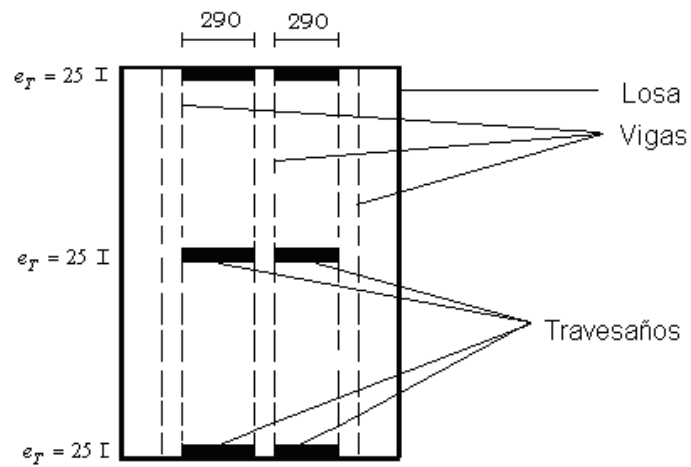
4.2. DISEÑO SEGÚN NORMA AASHTO STANDARD



a) Perfil longitudinal



b) Perfil transversal A-A



c) Vista en planta

Figura 4.1: Perfil longitudinal, transversal y vista en planta de modelo de superestructura diseñada. Dimensiones en (cm).

4.2.1. DISEÑO DE LA LOSA

4.2.1.1. Cargas

4.2.1.1.1. Cargas permanentes

a) P. P. Losa $= \gamma_{HA} \cdot e_{LOSA} = 2.5 \cdot 0.22 = 0.55 \left(\frac{T}{m^2} \right)$

b) P. P. Pavimento $= \gamma_H \cdot e_{PAVIMENTO}$ (0.05 para efectos de cálculo)
 $= 2.4 \cdot 0.05 = 0.12 \left(\frac{T}{m^2} \right)$

c) P. P. Baranda $= 0.05 \left(\frac{T}{m} \right)$ (Baranda liviana elegida según

indicación del Ingeniero Civil de la Dirección de Vialidad Valdivia, Sr. Rodrigo Mancilla T.).

Distancia entre el centro de gravedad de la baranda y el eje de la viga exterior $= 1.53 - 0.1 = 1.43 \text{ (m)}$

d) P. P. Pasillo $= \gamma_{HA} \cdot A_{PASILLO} = 2.5 \cdot 0.395 = 0.9875 \left(\frac{T}{m} \right)$

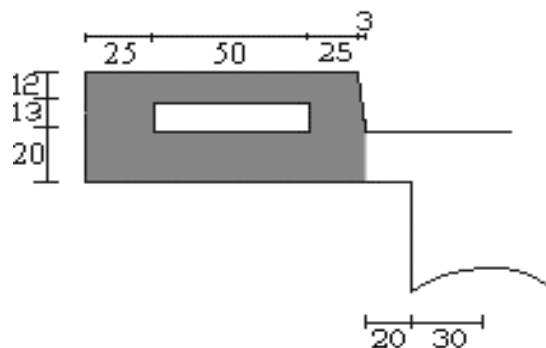


Figura 4.2: Área de Pasillo a utilizar. Dimensiones en (cm).

Centro de gravedad pasillo $\bar{x} = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i}$

$$\sum A_i \cdot x_i = 103 \cdot 45 \cdot 51.5 - 50 \cdot 13 \cdot 50 - \left(\frac{25 \cdot 3}{2} \right) \cdot 102 = 202377.5 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\sum A_i = 103 \cdot 45 - 50 \cdot 13 - \left(\frac{25 \cdot 3}{2} \right) = 3947.5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\bar{x} = 51.26 \approx 51 \text{ (cm)}$$

e) P. P. Losa en Voladizo = $Ancho_{LOSA.VOLADIZO} \cdot e_{LOSA} \cdot \gamma_{HA}$

$$= 0.5 \cdot 0.22 \cdot 2.5 = 0.275 \left(\frac{T}{m} \right)$$

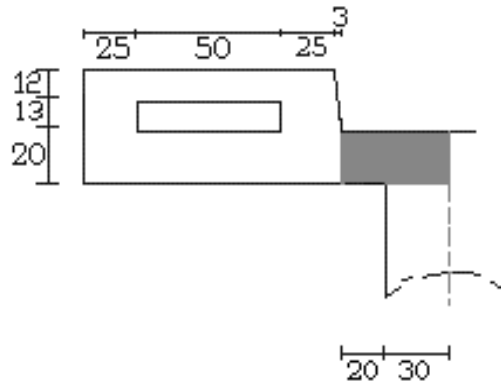


Figura 4.3: Ancho de losa en voladizo. Dimensiones en (cm).

f) P. P. Pavimento en Voladizo = $Ancho_{PAV.VOLADIZO} \cdot e_{LOSA} \cdot \gamma_H$

$$= 0.5 \cdot 0.05 \cdot 2.4 = 0.06 \left(\frac{T}{m} \right)$$

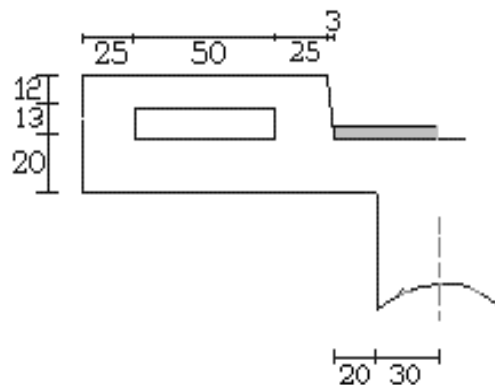


Figura 4.4: Ancho de pavimento en voladizo. Dimensiones en (cm).

Debemos calcular los siguientes esfuerzos, debido al Peso Propio sobre tramos centrales de nuestra losa:

}

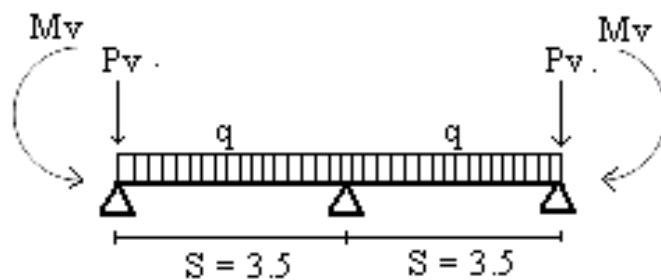


Figura 4.5: Esfuerzos por Peso Propio sobre tramos centrales de la losa.

Dimensiones en (m).

$$q = \text{P. P. Losa} + \text{P. P. Pavimento} = 0.55 + 0.12 = 0.67 \left(\frac{T}{m^2} \right)$$

$$P_V = \text{P. P. Pasillo} + \text{P. P. Baranda} + \text{P. P. Losa en voladizo}$$

$$+ \text{P. P. Pavimento en voladizo} = 0.9875 + 0.05 + 0.275 + 0.06 = 1.3725 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$M_V = \text{Momento producto del pasillo} + \text{Momento producto de la baranda} +$$

Momento producto de la losa en voladizo + Momento producto del pavimento

$$\text{en voladizo} = 0.9875 \cdot 1.02 + 0.05 \cdot 1.43 + 0.275 \cdot 0.25 + 0.06 \cdot 0.25 = 1.1625 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

Ingresando estos datos en el programa "SAP 2000", se obtienen los siguientes resultados:

$$M_{DL(-)} \text{ Voladizo} = 1,16 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$M_{DL(+)} = 0,24 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$M_{DL(-)} \text{ Sobre viga interna} = 0,46 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

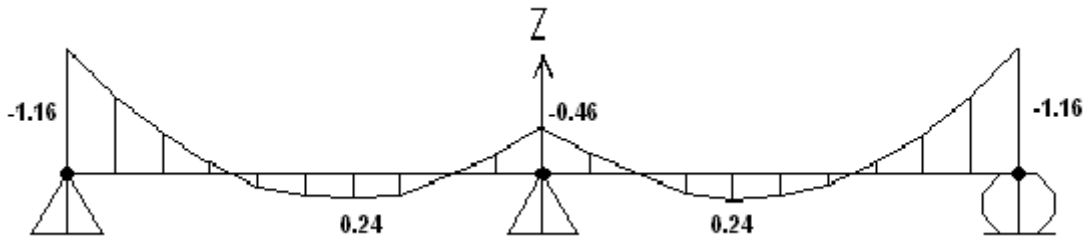


Figura 4.6: Momentos por peso propio en tramos centrales de la losa.

Momentos en $\frac{T \cdot m}{m}$.

4.2.1.1.2. Cargas móviles

Se usara la carga móvil HS 20-44 + 20% (Disposición M. O. P.)

4.2.1.1.2.1. Calculo de momento en tramo central

$$M^{(\pm)}_{LL} = \left(\frac{S+0.61}{9.74}\right) \cdot P^* \quad (\text{AASHTO Standard, 3.24.3.1})$$

Donde:

S = Longitud efectiva de la losa (m). Según AASHTO Standard, sección 3.24.1.2, para losas monolíticas, la luz efectiva será la luz libre entre vigas que la soportan. $L = 2.9(m)$.

$P^* = P \cdot C_I \cdot C_{MOP} \cdot C_C$ = Carga de rueda de camión HS 20-44 (7.26 (T)), afectada por los coeficientes de impacto, mayoración y continuidad.

$$C_i = 1 + \frac{15.24}{L+38} \leq 1.3 \quad (\text{AASHTO Standard, 3.8.2.1})$$

$L = 14.5(m)$ (Luz de calculo). Por lo tanto, $C_i = 1.29$

C_C = Según AASHTO Standard, 3.24.3.1, coeficiente de continuidad que se aplica en losas monolíticas sobre tres o más apoyos = 0.8

$$C_{MOP} = 1.2 \quad (\text{MCV3, 3.1003.202})$$

$$P^* = 7.26 \cdot 1.29 \cdot 1.2 \cdot 0.8 = 8.99 (T)$$

Finalmente obtenemos $M^{(+)}_{LL} = 3.24 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$

4.2.1.1.2.2. Calculo de momento en voladizos

Se consideran 2 casos:

a) Caso normal (AASHTO Standard, 3.24.2.1): La carga de rueda se ubica a 0.305(m) del guardarruedas.

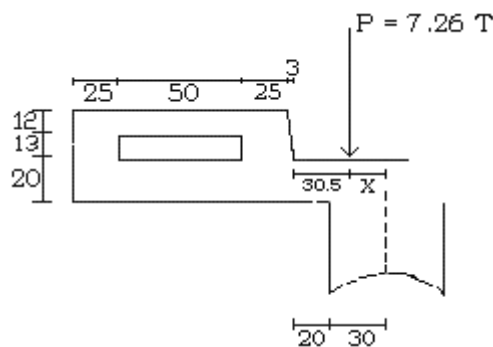


Figura 4.7: Calculo de momento sobre voladizo (1° Caso). Dimensiones en (cm).

El refuerzo principal se dispondrá perpendicular al tránsito. En este

caso: $M^{(-)}_{LL}(Normal) = \left(\frac{P^*}{E} \right) \cdot X \quad (T \cdot m)$

(AASHTO Standard, 3.24.5.1.1)

Donde:

X = Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el soporte del voladizo (m). $X = 0.195 \text{ (m)}$

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda (m)

$E = 0.8X + 1.143 \quad E = 1.3 \text{ (m)}$ (AASHTO Standard, 3.24.5.1.1)

$P^* = P \cdot C_I \cdot C_{MOP}$ = Carga de rueda del camión HS 20-44, afectada por

los coeficientes de impacto y mayoración = $7.26 \cdot 1.29 \cdot 1.2 = 11.24 \text{ (T)}$

Obtenemos $M^{(-)}_{LL}(Normal) = 1.687 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$

b) Caso eventual: La carga de rueda se ubica sobre el pasillo y debe estar a 0.305 (m) del borde interno de la baranda. (AASHTO Standard, 3.24.2.2)

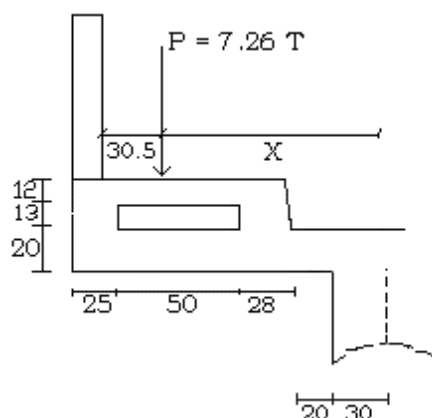


Figura 4.8: Cálculo de momento negativo sobre voladizo (2º Caso).

Dimensiones en (cm).

El refuerzo principal se dispondrá perpendicular al tránsito. En este

caso:
$$M^{(-)}_{LL}(Eventual) = \left(\frac{P^*}{E}\right) \cdot X \quad (T \cdot m) \quad (\text{AASHTO Standard, 3.24.5.1.1})$$

Donde:

$$X = 1.125 (m)$$

$$E = 0.8X + 1.143 = 2.04 (m) \quad (\text{AASHTO Standard, 3.24.5.1.1})$$

$$P^* = P \cdot C_I \cdot C_{MOP} = 7.26 \cdot 1.29 \cdot 1.2 = 11.24 (T)$$

Obtenemos
$$M^{(-)}_{LL}(Eventual) = 6.19 \left(\frac{T \cdot m}{m}\right)$$

4.2.1.2. Diseño (Referencia 4)

Se calcularán las armaduras para el tramo central y para los tramos en voladizo. La armadura de la losa sobre la viga Interior se tomara igual a la armadura para momento positivo según indicación del Ingeniero Civil de la Dirección de Vialidad Valdivia, Sr. Rodrigo Mancilla T. Esto debido a que para el diseño según la norma LRFD esta armadura no se calcula según el

Método Empírico de diseño, por lo cual, no habrá lugar para comparaciones.

4.2.1.2.1. Tramos centrales

- Datos

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ (MPa)} \quad \text{(AASHTO Standard, 8.7.1)}$$

$$E_s = 200000 \text{ (MPa)} \quad \text{(AASHTO Standard, 8.7.2)}$$

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)}$$

Acero = A63-42H

Tensión admisible del hormigón en compresión, $\sigma_{c adm} = 0,4 f'_c = 10 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.1.1)

Tensión admisible del acero, $\sigma_{s adm} = 0,4 \cdot f_y = 168 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.2)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 200000/23500 = 8.51. \text{ Se utilizara } n = 9.$$

(AASHTO Standard, 8.15.3.4)

$$\text{Momento solicitante, } M_{SOL} = M^{(\pm)}_{DL} + M^{(+)}_{LL} = 0.24 + 3.24 = 3.48 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$M_{SOL} = 34104000 \left(\frac{N \cdot mm}{m} \right)$$

$$e_{LOSA} (t) = 220 (mm)$$

$$b = 1000 (mm) \quad \text{Por metro de ancho de losa}$$

$$d = 195 (mm) \quad 25 (mm) \text{ de recubrimiento inferior}$$

(MCV3, 3.1003.604)

$$\text{Longitud efectiva de la losa} = 2.9 (m). \quad \text{(AASHTO Standard, 3.24.1.2)}$$

- Armadura principal perpendicular al tráfico

Calculamos ρ_{bal}
$$\rho_{bal} = \frac{\sigma_c adm}{2 \cdot \sigma_s adm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s adm}{n \cdot \sigma_c adm}} = 0.01038$$

Después de varias iteraciones obtenemos que:

Tomando $\rho = 0.566 \cdot \rho_{bal} = 0.00588$ ($\rho < \rho_{BAL}$ implica falla dúctil)

Obtenemos: $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 1146.88 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$k = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2\rho n)} = 0.277 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.907$$

Momento admisible del acero, M_{ADM} :

$$M_{ADM} = \sigma_s adm \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad M_{ADM} = 34109646.25 \left(\frac{N \cdot mm}{m} \right)$$

El área calculada es la mínima a utilizar en el diseño.

Se usara \emptyset de 16 a 17.5 (cm) = 1148.9 $\left(\frac{mm^2}{m} \right)$. Se debe comprobar que

el momento solicitante y la tensión en la fibra extrema a compresión del hormigón sean menores a los admisibles.

$$\frac{M_{ADM}}{M_{SOL}} = 1.0017 \quad \sigma_c \max = \frac{(2 \cdot M_{SOL})}{(b \cdot k \cdot j \cdot d^2)} = 7.136 \text{ (MPa)} < 10 \text{ (MPa)}$$

Además se debe comprobar que la armadura sea mayor a la mínima.

$$A = 1148.9 \left(\frac{mm^2}{m} \right) > A_M = \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} = 650 \left(\frac{mm^2}{m} \right) \quad \text{Se cumple}$$

- Armadura de distribución (Armadura principal perpendicular al tráfico)

Este refuerzo será un porcentaje de la armadura principal calculada anteriormente.

% = Porcentaje de la armadura principal que corresponde a la de

repartición: $\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$ (AASHTO Standard, 3.24.10.2)

Con S = Longitud efectiva de la losa = 2.9 (m) %= 67%

$$\text{Área de distribución} = 0.67 \cdot 1148.9 = 769.76 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Se usara } \emptyset \text{ de } 10 @ 10 \text{ (cm)} = 785.4 \left(\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\right)$$

4.2.1.2.2. Tramos en voladizo

- Momento Solicitante

Tendremos dos casos:

$$1) M^{(-)}_D(\text{Normal}) = M^{(-)}_{DL} + M^{(-)}_{LL}(\text{normal})$$

$$= 1.16 + 1.69 = 2.847 \left(\frac{T \cdot m}{m}\right) = 27900600 \left(\frac{N \cdot \text{mm}}{m}\right)$$

$$2) M^{(-)}_D(\text{Eventual}) = M^{(-)}_{DL} + M^{(-)}_{LL}(\text{eventual})$$

$$= 1.16 + 6.19 = 7.35 \left(\frac{T \cdot m}{m}\right) = 72030000 \left(\frac{N \cdot \text{mm}}{m}\right)$$

Según la sección 3.24.2.2 de la Norma AASHTO Standard, para el caso eventual se deben aumentar en un 50% las tensiones admisibles. Esto se realizara en el diseño propiamente tal. La armadura a utilizar para el diseño de los voladizos será la calculada según el caso (normal o eventual) que conduzca a una mayor cantidad de esta. El recubrimiento superior de la losa será de 4 (cm).

- Diseño

Este se realiza de la misma forma que para los tramos centrales.

$$\text{Caso Normal} \quad A_s = \emptyset \text{ de } 12 @ 11 \text{ (cm)} = 1028.2 \left(\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\right)$$

Caso Eventual (Tensiones admisibles se aumentan en un 50%)

$$A_s = \emptyset \text{ de } 16 @ 11 \text{ (cm)} = 1827.81 \left(\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\right)$$

Como el 2 caso (Estado eventual) produce mayor armadura, es el que controla nuestro diseño.

4.2.2. DISEÑO DE VIGAS

4.2.2.1. Cargas

4.2.2.1.1. Cargas permanentes

$$\text{a) P. P. Viga} = h_{VIGA} \cdot b_{VIGA} \cdot \gamma_{HA} = 0.98 \cdot 0.6 \cdot 2.5 = 1.47 \left(\frac{T}{m} \right).$$

En la altura de la viga no se considera la colaboración de la losa.

$$\text{b) P. P. Losa} = e_{LOSA} \cdot \gamma_{HA} \cdot \text{Ancho}_{COLABORANTE}$$

Ancho de losa colaborante para Vigas T (AASHTO Standard,

8.10.1.1)

El ancho efectivo total de la losa como ala de viga T no deberá exceder un cuarto de la luz efectiva de la viga. El ancho efectivo del ala que sobresale a cada lado del alma no deberá exceder seis veces el espesor de la losa o la mitad de la distancia libre a la próxima alma. La norma no distingue entre vigas interiores y exteriores.

$$\text{A. E. Total de la losa} \leq 1/4 \cdot L = 3.625 \text{ (m)}$$

$$\text{A. E. del ala que sobresale a cada lado del alma} \leq 6 \cdot 0.22 = \underline{1.32} \text{ (m)}$$

$$\text{A. E. del ala que sobresale a cada lado del alma} \leq 0.5 \cdot 2.9 = 1.45 \text{ (m)}$$

$$\text{Por lo Tanto} \quad \text{A. Efectivo} = 1.32 \cdot 2 + 0.6 = 3.24 \text{ (m)}$$

$$\text{P. P. Losa} = 0.22 \cdot 2.5 \cdot 3.24 = 1.782 \left(\frac{T}{m} \right)$$

Según la sección 3.23.2.3.1.1 de la Norma AASHTO Standard, pasillos, barandas y pavimento, si fueron puestos después de que la losa haya fraguado, pueden ser distribuidos equitativamente sobre todas las vigas.

Por lo tanto:

$$c) P. P. Pasillo = \frac{2 \cdot (A_{pasillo} \cdot \gamma_{HA})}{N_{VIGAS}} = \frac{2 \cdot (0.395 \cdot 2.5)}{3} = 0.658 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$d) P. P. Pavimento = \frac{e_{Pavimento} \cdot Ancho_{Pavimento} \cdot \gamma_H}{N_{VIGAS}} = \frac{(0.05 \cdot 8 \cdot 2.4)}{3} = 0.32 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$e) P. P. Baranda = \frac{2 \cdot P.P.Baranda}{N_{VIGAS}} = \frac{(2 \cdot 0.05)}{3} = 0.033 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$f) P. P. Moldaje = \frac{e_{moldaje} \cdot \gamma_{MAD} \cdot Long_{MOLDAJE}}{N_{VIGAS}} = \frac{(0.06 \cdot 0.9 \cdot 16.38)}{3} = 0.295 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$g) P. P. travesaño, P_T (\text{Unidad}) = h_{travesaño} \cdot e_{travesaño} \cdot \gamma_{HA} \cdot Luzlibrelosa$$

$$= 0.93 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 2.9 = 1.6856 (T)$$

Utilizando como luz de calculo $L = 14.5(m)$, (Distancia entre centros de apoyos elastoméricos), se calculan los esfuerzos por carga permanente.

Momentos

Se calculan con la formula $M = \frac{(q \cdot l^2)}{8}$, excepto el momento producto

del peso propio de los travesaños.

$$- M. \text{ por P. P. Viga} = 38.63 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Losa} = 46.83 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Pasillo} = 17.3 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Pavimento} = 8.41 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Baranda} = 0.88 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Moldaje} = 7.75 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

$$- M. \text{ por P. P. Travesaño}$$

Para la viga interior, el momento mas desfavorable es producto de una carga puntual igual al peso de un travesaño aplicado en el centro de la viga.

$$M = \frac{P_r \cdot L}{4} = (1.6856 \cdot 14.5) / 4 = 6.11 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

Para la viga exterior, el momento mas desfavorable es producto de una carga puntual igual al peso de la mitad de un travesaño aplicado en el centro de la viga.

$$M = \frac{P_r \cdot L}{8} = (1.6856 \cdot 14.5) / 8 = 3.05 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

Cortes

Se calculan con la formula $V = \frac{(q \cdot l)}{2}$, excepto el corte producto del peso propio de los travesaños.

- C. por P. P. Viga = 10.657 (T)
- C. por P. P. Losa = 12.919 (T)
- C. por P. P. Pasillo = 4.773 (T)
- C. por P. P. Pavimento = 2.32 (T)
- C. por P. P. Baranda = 0.2417 (T)
- C. por P. P. Moldaje = 2.137 (T)
- C. por P. P. Travesaño

Para la viga interior, el corte más desfavorable debido al peso de tres travesaños, 1 en cada apoyo y otro en el centro es de 0.843 (T).

Para la viga exterior, el corte más desfavorable debido al peso de $1\frac{1}{2}$ travesaños, $\frac{1}{2}$ en cada apoyo y $\frac{1}{2}$ en el centro es de 0.421 (T).

4.2.2.1.2. Cargas móviles

4.2.2.1.2.1. Momento máximo debido a la carga HS 20-44.

Los momentos máximos debido a la sobrecarga móvil en las superestructuras estudiadas se determinaran según el teorema de Barre:

“El momento máximo de flexión en una viga cargada con una serie de cargas concentradas en movimiento, ocurrirá bajo la carga mas cercana a la resultante de las cargas sobre la viga, cuando la resultante este a una distancia a un lado del centro de la viga, igual a la de la carga mas cercana a la resultante respecto de dicho centro.”

En la siguiente figura se muestra al camión HS 20-44 cargando una viga simplemente apoyada, esta es la que corresponde analizar para desarrollar la expresión del momento máximo absoluto.

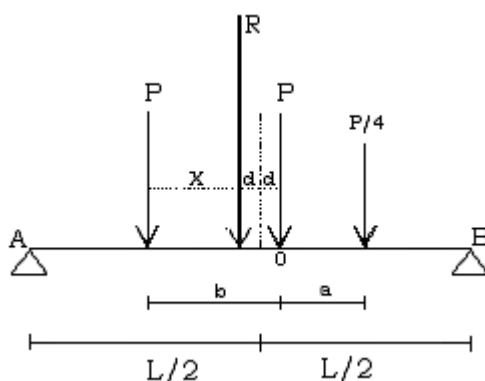


Figura 4.9: Carga de camión HS 20-44 para calculo de momento máximo, $L \geq 10.8$ (m).

Donde:

$$P = 7,26(T) \text{ para camión HS 20-44}$$

$$b = \text{Distancia variable, entre } 4.27 \text{ y } 9.14 \text{ (m)}$$

$$a = \text{Distancia entre ejes mínima, } 4.27 \text{ (m)}$$

$$\text{Ubicación de la resultante: } R = 2.25 \cdot P$$

Utilizando momento estático, tenemos que:

$$R \cdot x = P \cdot b + \frac{P}{4} \cdot (b + a) = \frac{P}{4} \cdot (5 \cdot b + a)$$

$$x = \frac{5 \cdot b + a}{9}$$

Calculo de d

$$b = \frac{5 \cdot b + a}{9} + 2 \cdot d \quad \text{Luego} \quad d = \frac{4 \cdot b - a}{18}$$

Determinación de reacciones

$$\sum M_A = 0: \quad L \cdot R_B = R \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right)$$

$$\text{Luego} \quad R_B = \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) \quad \text{y} \quad R_A = R \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{L}\right)$$

Evaluando el momento en el punto 0, que corresponde al valor de momento máximo.

$$M_{Max} = R_B \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) - \frac{P}{4} \cdot a$$

$$M_{Max} = \frac{2.25 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{4 \cdot b - a}{18}\right)\right]^2 - \frac{P}{4} \cdot a$$

Para maximizar esta expresión, es necesario tener un espaciamiento entre ejes traseros mínimo, por lo cual: $b = a$.

$$\text{Por lo tanto se tiene:} \quad d = \frac{a}{6}$$

$$\text{Así:} \quad M_{Max} = \frac{2.25 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \frac{a}{6}\right]^2 - \frac{P}{4} \cdot a$$

Obtenemos $M_{max} = 40.41 (T \cdot m)$. No afectado por coeficientes.

4.2.2.1.2.2. Corte máximo debido a la carga HS 20-44.

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión HS 20-44 en el apoyo extremo. El valor máximo será igual a la magnitud de la fuerza de reacción del apoyo, tal como se muestra en la siguiente figura:

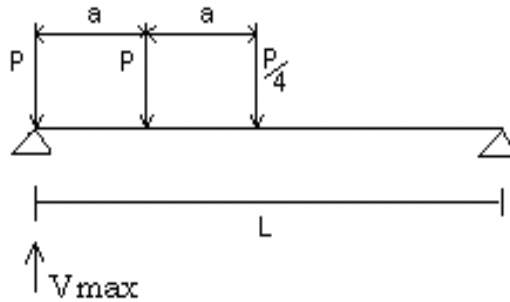


Figura 4.10: Carga de camión HS 20-44 para calculo de corte máximo,
 $L \geq 10.8$ (m)

$$V_{MAX} = P \cdot \left(2.25 - 1.5 \cdot \frac{a}{L} \right) = 13.128 \text{ (T)}. \text{ No afectado por coeficientes.}$$

4.2.2.1.2.3. Calculo de coeficientes

- Coeficiente MOP: $C_{MOP} = 1.2$ (MCV3, 3.1003.202)
- Coeficiente de Reducción: $C_R = 1$ (2 vías) (AASHTO Standard, 3.12.1)
- Coeficiente de Impacto (Momento): $C_I = 1.29$ (AASHTO Standard, 3.8.2.1)
- Coeficiente de Impacto (Corte)

Los coeficientes de impacto que se utilizan para calcular los esfuerzos de corte, serán los utilizados para el calculo de los esfuerzos de momento con $L =$ Luz entre centros de apoyos elastoméricos.

- Coeficiente de Distribución Interno. (AASHTO Standard, 3.23.2.2)

Este se calcula según lo dispuesto en la tabla 3.23.1. de la norma AASHTO Standard. Esta entrega distintos valores del coeficiente

dependiendo el tipo de calzada, tipo de vigas, numero de vías de transito y la distancia entre ejes de vigas, S .

Además, esta tabla indica que si $S > 3.05(m)$, la fracción de carga a utilizar como coeficiente de distribución para cada viga interna, será la reacción de cada viga interna debido a la carga del eje mas pesado del camión HS 20-44 por vía de transito, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre las vigas.

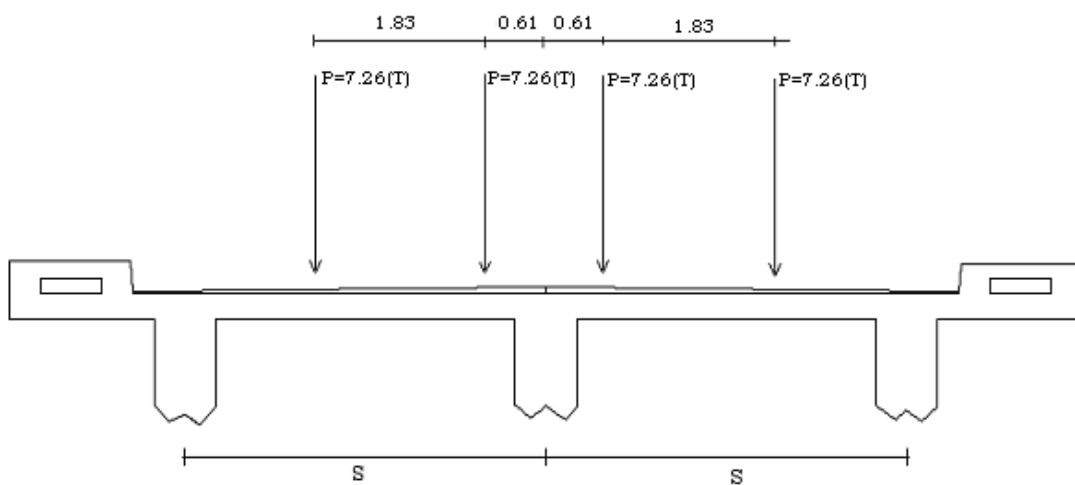


Figura 4.11: Caso más desfavorable para cálculo de coeficiente de distribución interno. Dimensiones en (m).

Mediante SAP 2000 obtenemos: $C_{DI} = 2.77$

- Coeficiente de Distribución Externo. (AASHTO Standard, 3.23.2.3.1.2)

El coeficiente de distribución para vigas exteriores se determina utilizando la regla de palanca. Esta fracción de la carga de rueda, será la reacción de cada viga exterior debido a la carga del eje mas pesado del camión HS 20-44 por vía de transito, asumiendo que la losa actúa como una viga simplemente apoyada entre vigas. El caso mas desfavorable para la viga externa ocurre cuando la carga de rueda se encuentra a $0.61(m)$ del borde del guardarruedas.

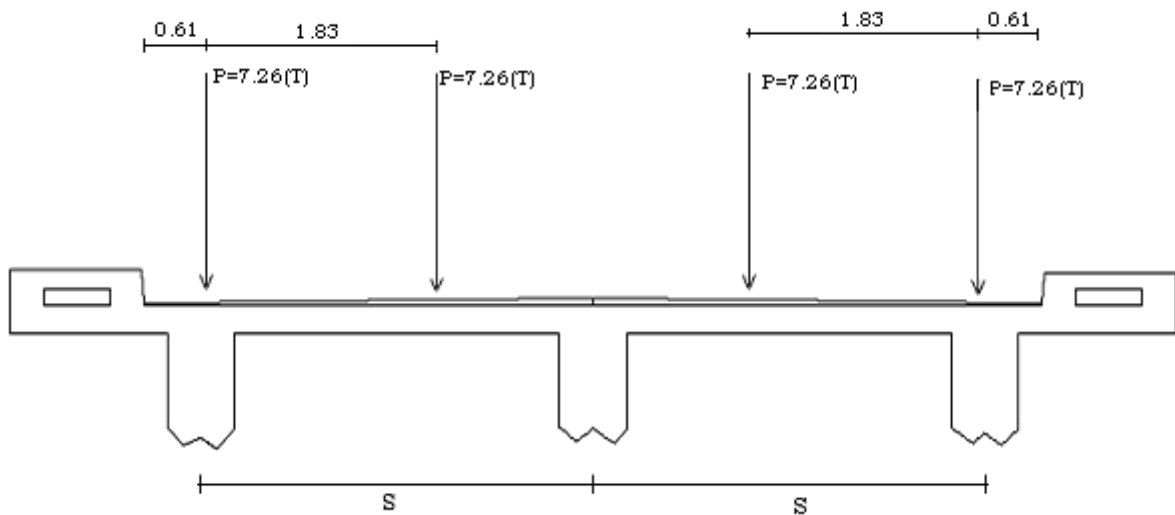


Figura 4.12: Caso más desfavorable para cálculo de coeficiente de distribución interno externo. Dimensiones en (m).

Mediante SAP 2000 obtenemos $C_{DE} = 1.21$

Según 3.23.2.3.1.4 de la norma AASHTO Standard, en ningún caso una viga exterior puede tener menor capacidad de resistencia que una viga interior.

Por lo tanto $C_{DE} = C_{DI} = 2.77$

4.2.2.1.2.4. Esfuerzos debido a carga vehicular afectados por los coeficientes.

$$M_{LL} \text{ viga interior} = M_{\max} \cdot C_{MOP} \cdot C_R \cdot C_I \cdot C_{DI} = 40.41 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 1.289 \cdot 2.77$$

$$= 173.23 (T \cdot m)$$

$$V_{LL} \text{ viga interior} = V_{\max} \cdot C_{MOP} \cdot C_R \cdot C_I \cdot C_{DI} = 13.128 \cdot 1.2 \cdot 1.289 \cdot 2.77$$

$$= 56.27 (T)$$

Los esfuerzos para la viga exterior tendrán los mismos valores que para la viga interior debido a que el coeficiente de distribución resulto igual al de la viga interior.

4.2.2.1.3. Esfuerzos de diseño

Las vigas, según el M. O. P. deben satisfacer tres estados de carga.

Las cargas consideradas para cada uno de los estados son:

1° Estado (Luego del montaje de los elementos estructurales): P. P.

Viga + P. P. Losa + P. P. Moldaje + P. P. Travesaño.

2° Estado (Luego del montaje de los elementos estructurales y no estructurales): P. P. Viga + P. P. Losa + P. P. Moldaje + P. P. Travesaño + P. P. Pasillo + P. P. Pavimento + P. P. Baranda.

3° Estado (Estado mas desfavorable, Combinación de cargas que representa la operación normal del puente): P. P. Viga + P. P. Losa + P. P. Moldaje + P. P. Travesaño + P. P. Pasillo + P. P. Pavimento + P. P. Baranda + Carga Móvil vehicular.

Utilizaremos el 3° estado, por ser el más desfavorable.

Viga interior	$M_D = 299.146$	$(T \cdot m)$	$V_D = 90.17$	(T)
Viga exterior	$M_D = 296.061$	$(T \cdot m)$	$V_D = 89.75$	(T)

4.2.2.2. Diseño

4.2.2.2.1. Viga interior

a) Flexión

En primer lugar se debe determinar si se diseñara como viga T o como viga rectangular. Para esto, se diseña de la misma forma que para la losa (diseño rectangular), utilizando como ancho, el colaborante de la losa.

Con los resultados obtenidos se calcula kd . Se tendrán 2 casos:

1° Si $kd > e_{LOSA}$, se diseña como viga T

2° Si $kd < e_{LOSA}$, se diseña como viga rectangular

- Datos

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ (MPa)} \quad (\text{AASHTO Standard, 8.7.1})$$

$$E_s = 200000 \text{ (MPa)} \quad (\text{AASHTO Standard, 8.7.2})$$

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)}$$

Acero = A63-42H

Tensión admisible del hormigón en compresión, $\sigma_c adm = 0,4 f'_c = 10 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.1.1)

Tensión admisible del acero, $\sigma_s adm = 0,4 \cdot f_y = 168 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.2)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 200000/23500 = 8.51. \text{ Se utilizara } n = 9.$$

(AASHTO Standard, 8.15.3.4)

$$\text{Momento solicitante, } M_{SOL} = 299.14 \quad \left(\frac{T \cdot m}{m}\right)$$

$$M_{SOL} = 2931632760 \quad \left(\frac{N \cdot mm}{m}\right)$$

$$b = 3240 \text{ (mm)} \quad \text{Ancho colaborante de la losa}$$

$$b_w = 600 \text{ (mm)} \quad \text{Ancho del alma}$$

$$d = 1066 \text{ (mm)} \quad 50 \text{ (mm) de recubrimiento inferior.}$$

(MCV3, 3.1003.604)

- Armadura (Referencia 4)

$$\text{Calculamos } \rho_{bal}, \quad \rho_{bal} = \frac{\sigma_c adm}{2 \cdot \sigma_s adm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s adm}{n \cdot \sigma_c adm}} = 0.01038$$

Después de varias iteraciones obtenemos que:

$$\text{Tomando } \rho = 0.51 \cdot \rho_{bal} = 0.00529 \quad (\rho < \rho_{BAL} \text{ implica falla dúctil})$$

Obtenemos:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 18287.56 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$k = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2\rho n)} = 0.265 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.911$$

Momento admisible del acero, M_{ADM} :

$$M_{ADM} = \sigma_s \text{ adm} \cdot A_s \cdot j \cdot d \qquad M_{ADM} = 2986156666.6 \left(\frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{m}} \right)$$

Se debe comprobar que el momento solicitante y la tensión en la fibra extrema a compresión del hormigón sean menores a los admisibles.

$$\frac{M_{ADM}}{M_{SOL}} = 1.01859 \qquad \sigma_c \text{ max} = \frac{2 \cdot M_{sol}}{b \cdot k \cdot j \cdot d^2} = 6.5979 \text{ (MPa)} < 10 \text{ (MPa)}$$

Obtenemos $kd = 282.19 \text{ (mm)} > 220 \text{ (mm)}$, por lo que se diseñara como viga T.

Diseño Viga T (Referencia 6)

El eje neutro (x) se encuentra iterando en la siguiente formula:

$$(b_w \cdot f_s) \cdot x^3 - (3b_w \cdot d \cdot f_s) \cdot x^2 - [3 \cdot (b - b_w) \cdot (2d - e_L) \cdot e_L \cdot f_s + 6 \cdot n \cdot M_{SOL}] \cdot x + [(b - b_w) \cdot (3d - 2e_L) \cdot e_L^2 \cdot f_s + 6 \cdot n \cdot M_{SOL} \cdot d] = 0$$

Donde:

b = Ancho colaborante de losa

b_w = Ancho del alma (Nervio)

f_s = Tensión admisible del acero

d = Altura útil de la viga

e_L = Espesor de la losa

M_{SOL} = Momento solicitante

Además:
$$A_s = \frac{C1 + C2}{f_s}$$

Con:

$$C1 = \frac{f_s \cdot b \cdot e_L}{2n} \left[\frac{(2x - e_L)}{(d - x)} \right] \text{ Fuerza de compresión producida por la}$$

colaboración la losa.

$$C2 = \frac{f_s \cdot b_w}{2n} \left[\frac{(x - e_L)^2}{(d - x)} \right] \text{ Fuerza de compresión producida por la sección de la}$$

viga que posee el ancho del alma.

Se tendrá también que:

$$f_c = \text{Tensión máxima de compresión en el hormigón} = \frac{2 \cdot C1}{b \cdot e_L} - fc1$$

$$\text{Con } fc1 = \frac{2 \cdot C2}{b_w \cdot (x - e_L)}$$

Se tienen los siguientes datos:

$$b = 3240 \text{ (mm)} \qquad b_w = 600 \text{ (mm)}$$

$f_s = 168 \text{ (MPa)}$ (Usando la tensión admisible del acero, tendremos una falla dúctil)

$$d = 1066 \text{ (mm)} \qquad e_L = 220 \text{ (mm)}$$

$$M_{SOL} = 2931632760 \quad \left(\frac{N \cdot mm}{m} \right)$$

Obtenemos que $x = 284.409452210710 \text{ (mm)}$ satisface la ecuación.

Además:

$$As = (2969102.4 + 29724.05) / 168 = 17850.15 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

Utilizaremos $As = 17982.5 \text{ (mm}^2\text{)}$: 17 \emptyset de 32 + 7 \emptyset de 28 (En 3 filas).

$$fc1 = 1.538 \text{ (MPa)}. \quad \text{Por lo tanto} \quad f_c = 6.792 \text{ (MPa)} < 10 \text{ (MPa)}.$$

La armadura debe ser mayor a la mínima,

$$A = 17982.5 \text{ (mm}^2\text{)} > A_M = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_Y} = 2132 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple}$$

b) Corte (Según ACI 99)

En primer lugar calculamos el esfuerzo de corte de diseño, v :

$$v = \frac{V_d}{b_w \cdot d}$$

Donde:

V_d = Es la fuerza de corte de diseño en la sección considerada

d = Altura útil de la viga

b_w = Ancho del alma

$V_d = 90.17$ (T)

$V_d = 883672.47$ (N)

$d = 1066$ (mm)

$b_w = 600$ (mm)

Por lo tanto: $v = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = 1.3816$ (Mpa)

Calculamos el esfuerzo de corte admisible para el hormigón:

$$v_c = 0.09 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.45 \text{ (Mpa)}$$

Con esto tendremos que el área de corte a utilizar será:

$$A_s = \frac{(v - v_c) \cdot b_w \cdot s}{f_s} = 665.43 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Usaremos $\phi 22 @ 20 = 760$ (mm²)

Donde:

S = Espaciamiento entre refuerzo fijo a utilizar = 200 (mm)

Se debe verificar que:

$$A_s > A_M$$

Con:

A_M : Área mínima de corte (Según disposición del Prof. José Soto)

$$A_M = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} = 95.23 \text{ (mm}^2\text{)} < A_s. \text{ Se cumple}$$

Con:

s = Espaciamiento entre refuerzo

f_y = Resistencia de la fluencia del acero

Además se debe cumplir que:

$$(v - v_c) < 0.637 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$(v - v_c) = 0.932 \text{ (Mpa)}$$

$$0.637 \cdot \sqrt{f'_c} = 3.185 \text{ (Mpa)}$$

Se cumple

4.2.2.2.2. Viga exterior

El diseño se realiza de la misma forma que para la viga interior.

a) Flexión

En primer lugar se debe determinar si se diseñara como viga T o como viga rectangular.

- Datos

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ (MPa)} \quad \text{(AASHTO Standard, 8.7.1)}$$

$$E_s = 200000 \text{ (MPa)} \quad \text{(AASHTO Standard, 8.7.2)}$$

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)}$$

Acero = A63-42H

Tensión admisible del hormigón en compresión, $\sigma_{c,adm} = 0,4 f'_c = 10 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.1.1)

Tensión admisible del acero, $\sigma_{s,adm} = 0,4 \cdot f_y = 168 \text{ (MPa)}$

(AASHTO Standard, 8.15.2.2)

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 200000/23500 = 8.51. \text{ Se utilizara } n = 9.$$

(AASHTO Standard, 8.15.3.4)

Momento solicitante, $M_{SOL} = 296.09 \quad \left(\frac{T \cdot m}{m}\right)$

$$M_{SOL} = 2901691800 \quad \left(\frac{N \cdot mm}{m}\right)$$

$b = 3240 (mm)$ Ancho colaborante losa

$b_w = 600 (mm)$ Ancho del alma

$d = 1066 (mm)$ 50 (mm) de recubrimiento inferior.

(MCV3, 3.1003.604)

- Armadura (Referencia 4)

Calculamos ρ_{bal} ,
$$\rho_{bal} = \frac{\sigma_c adm}{2 \cdot \sigma_s adm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s adm}{n \cdot \sigma_c adm}} = 0.01038$$

Después de varias iteraciones obtenemos que:

Tomando $\rho = 0.495 \cdot \rho_{bal} = 0.005139$ ($\rho < \rho_{BAL}$ implica falla dúctil)

Obtenemos:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 17749.69 (mm^2)$$

$$k = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2\rho n)} = 0.261 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.9128$$

Momento admisible del acero, M_{ADM} :

$$M_{ADM} = \sigma_s adm \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad M_{ADM} = 2901840513.74 \left(\frac{N \cdot mm}{m}\right)$$

Se debe comprobar que el momento solicitante y la tensión en la fibra extrema a compresión del hormigón sean menores a los admisibles.

$$\frac{M_{ADM}}{M_{SOL}} = 1.000051 \quad \sigma_c \max = \frac{2 \cdot Msol}{b \cdot k \cdot j \cdot d^2} = 6.6057 (MPa) < 10 (MPa)$$

Obtenemos $kd = 278.64 (mm) > 220 (mm)$, por lo que se diseñara como viga T.

Diseño Viga T (Referencia 6)

Tenemos los siguientes datos:

$$b = 3240 \quad (mm) \quad \text{Ancho colaborante de losa}$$

$$b_w = 600 \quad (mm) \quad \text{Ancho del alma (Nervio)}$$

$$f_s = 168 \quad (MPa) \quad (\text{Usando la tensión admisible del acero, tendremos una falla dúctil})$$

$$d = 1066 \quad (mm)$$

$$e_L = 220 \quad (mm)$$

$$M_{SOL} = 2901691800 \left(\frac{N \cdot mm}{m} \right)$$

Obtenemos que $x = 282.96514081714$ (mm) satisface la ecuación.

Además:

$$A_s = (2939083.68 + 28353.54) / 168 = 17663.32 \quad (mm^2).$$

Utilizaremos $A_s = 17794$ (mm²): 16 \emptyset de 32 + 8 \emptyset de 28 (En 3 filas).

$$f_{cl} = 1.501 \quad (MPa). \quad \text{Por lo tanto} \quad f_c = 6.745 \quad (MPa) < 10 \quad (MPa).$$

La armadura debe ser mayor a la mínima,

$$A = 17794 \quad (mm^2) > A_M = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_Y} = 2132 \quad (mm^2) \quad \text{Se cumple}$$

b) Corte (ACI 99)

$$V_d = 89.749 \quad (T)$$

$$V_d = 879542.75 \quad (N)$$

$$d = 1066 \quad (mm)$$

$$b_w = 600 \quad (mm)$$

$$\text{Por lo tanto:} \quad v = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = 1.375 \quad (Mpa)$$

Calculamos el esfuerzo de corte admisible para el hormigón:

$$v_c = 0.09 \cdot \sqrt{f_c'} = 0.45 \text{ (Mpa)}$$

Con esto tendremos que el área de corte a utilizar será:

$$A_s = \frac{(v - v_c) \cdot b_w \cdot s}{f_s} = 660.81 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Usaremos $\phi 22 @ 20 = 760 \text{ (mm}^2\text{)}$ Con $s = 200 \text{ (mm)}$

Se debe verificar que: $A_s > A_M$

Con:

A_M : Área mínima de corte

$$A_M = \frac{b_w \cdot s}{3 \cdot f_y} = 95.23 \text{ (mm}^2\text{)} < A_s \quad \text{Se cumple}$$

Donde:

s = Espaciamiento entre refuerzo

f_y = Resistencia de la fluencia del acero

Además se debe cumplir que:

$$(v - v_c) < 0.637 \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$(v - v_c) = 0.925 \text{ (MPa)} < 0.637 \cdot \sqrt{f_c'} = 3.185 \text{ (MPa)} \quad \text{Se cumple}$$

4.2.3. DISEÑO DE TRAVESAÑOS

Se debe diseñar solo un travesaño de la estructura, el más desfavorable. (Ver figura 4.1)

4.2.3.1. Armadura inferior

Carga muerta

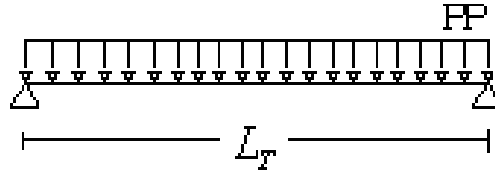


Figura 4.35: Carga para cálculo de momento por peso propio sobre el travesaño

$$\text{Peso total de la losa PTA} = 0.22 \cdot 14.5 \cdot 8 = 25.52 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total de las barandas PB} = 2 \cdot 0.05 \cdot 14.5 = 1.45 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total del pavimento PPAV} = 8 \cdot 14.5 \cdot 0.05 = 5.8 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total de los pasillos PPAS} = 0.395 \cdot 2.5 \cdot 14.5 \cdot 2 = 28.63 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso de travesaños (Por unidad) PTR} = 0.93 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 2.9 = 1.685 \text{ (T)}$$

Utilizando áreas tributarias, tendremos que los travesaños ubicados en la parte central de la luz serán los más desfavorables.

Para cada uno de los travesaños centrales se tendrá que:

$$\begin{aligned} PP &= (PTA/4 + PB/4 + PPAV/4 + PPAS/4 + PTR)/3.5 \\ &= (6.38 + 0.362 + 1.45 + 7.158 + 1.685)/3.5 = 4.86 \left(\frac{T}{m}\right) \end{aligned}$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_1 \text{Max}(+) = \frac{PP \cdot L_T^2}{8} = 7.44 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

Carga vehicular

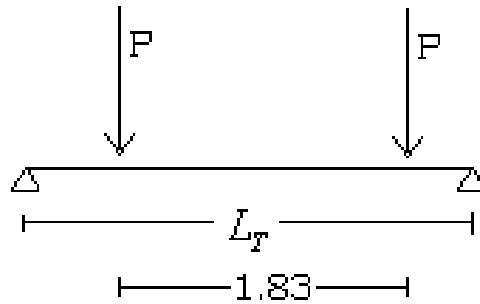


Figura 4.36: Carga para cálculo de Momento por Carga Vehicular sobre el travesaño

$$P = 7.26 \cdot C_{MOP} \cdot C_I \cdot C_R = 7.26 \cdot 1.2 \cdot 1.29 \cdot 1 = 11.238 \text{ (T)}$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_2 \text{Max}(+) = 9.385 \text{ (T} \cdot \text{m)} \quad (\text{Según Sap 2000})$$

Finalmente

$$M^{(+)} \text{Diseño} = M_1^{(+)} \text{Max} + M_2^{(+)} \text{Max} = 7.45 + 9.385 = 16.83 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

$$M^{(+)} \text{Diseño} = 164934000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ (MPa)}$$

$$E_s = 200000 \text{ (MPa)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 200000 / 23500 = 8.51$$

Se utilizara $n = 9$.

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)}$$

Acero = A63-42H

Tensión admisible del hormigón en compresión, $| = 0,4 f'_c = 10 \text{ (MPa)}$

Tensión admisible del acero, $\sigma_s \text{adm} = 0.4 \cdot f_y = 168 \text{ (MPa)}$

$$b = 250 \text{ (mm)}$$

$$d = 880 \text{ (mm)}$$

- Armadura (Referencia 4)

Calculamos ρ_{bal}

$$\rho_{bal} = \frac{\sigma_c adm}{2 \cdot \sigma_s adm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s adm}{n \cdot \sigma_c adm}} = 0.01038$$

Después de varias iteraciones obtenemos que:

Tomando $\rho = 0.54 \cdot \rho_{bal} = 0.0056$ ($\rho < \rho_{BAL}$ implica falla dúctil)

Obtenemos: $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 1233,39 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$k = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2\rho n)} = 0.271 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.909$$

Momento admisible del acero M_{ADM} :

$$M_{ADM} = \sigma_s adm \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad M_{ADM} = 165939370.2 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

El área calculada es la mínima a utilizar en el diseño.

Se usara 4 \emptyset de 18 + 2 \emptyset de 12 = 1244.08 (mm^2). Se debe comprobar que el momento solicitante y la tensión en la fibra extrema a compresión del hormigón sean menores a los admisibles.

$$\frac{M_{ADM}}{M_{SOL}} = 1.006 \quad \sigma_c \max = \frac{(2 \cdot M_{SOL})}{(b \cdot k \cdot j \cdot d^2)} = 6.9 \text{ (MPa)} < 10 \text{ (MPa)}$$

La armadura debe ser mayor a la mínima,

$$A = 1244.08 \text{ (mm}^2\text{)} > A_M = \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} = 733.33 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple}$$

4.2.3.2. Armadura superior

Carga muerta

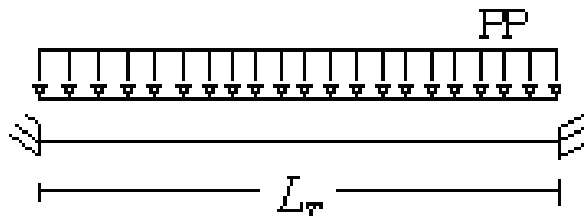


Figura 4.37: Carga para cálculo de Momento por peso propio del travesaño

Para cada uno de los travesaños centrales se tendrá que:

$$PP = (PTA/4+PB/4+PPAV/4+PPAS/4+PTR)/3.5$$

$$= (6.38 + 0.362 + 1.45 + 7.158 + 1.685)/3.5 = 4.86 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_1Max(-) = 4.96 \text{ (T} \cdot \text{m)} \quad (\text{Según Sap 2000})$$

Carga vehicular

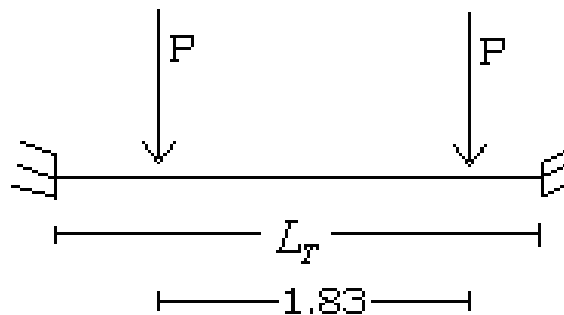


Figura 4.38: Carga para cálculo de Momento por Carga Vehicular sobre el travesaño

$$P = 7.26 \cdot C_{MOP} \cdot C_I \cdot C_R = 7.26 \cdot 1.2 \cdot 1.29 \cdot 1 = 11.238 \text{ (T)}$$

$$L_T = 3,5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_2Max(-) = 7.23 \text{ (T} \cdot \text{m)} \quad (\text{Según Sap 2000})$$

Finalmente

$$M^{(-)Diseño} = M_1^{(-)Max} + M_2^{(-)Max} = 4.96 + 7.23 = 11.19 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

$$M^{(-)Diseño} = 109662000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 23500 \text{ (MPa)} \quad E_s = 200000 \text{ (MPa)}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 200000/23500 = 8.51. \text{ Se utilizara } n = 9.$$

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)} \quad \text{Acero} = \text{A63-42H}$$

Tensión admisible del hormigón en compresión, $\sigma_c adm = 0,4 f'_c = 10$ (MPa)

Tensión admisible del acero, $\sigma_s adm = 0,4 \cdot f_y = 168$ (MPa)

$$b = 250 \text{ (mm)}$$

$$d = 880 \text{ (mm)}$$

- Armadura (Referencia 4)

Calculamos ρ_{bal}

$$\rho_{bal} = \frac{\sigma_c adm}{2 \cdot \sigma_s adm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\sigma_s adm}{n \cdot \sigma_c adm}} = 0.01038$$

Después de varias iteraciones obtenemos que:

Tomando $\rho = 0.352 \cdot \rho_{bal} = 0.0036$ ($\rho < \rho_{BAL}$ implica falla dúctil)

Obtenemos: $A_s = \rho \cdot b \cdot d = 803.98$ (mm²)

$$k = -\rho n + \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} = 0.226 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.924$$

Momento admisible del acero M_{ADM} :

$$M_{ADM} = \sigma_s adm \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad M_{ADM} = 109921304,4 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

El área calculada es la mínima a utilizar en el diseño.

Se usara 4 \emptyset de 16 = 804.24 (mm²). Se debe comprobar que el momento solicitante y la tensión en la fibra extrema a compresión del hormigón sean menores a los admisibles.

$$\frac{M_{ADM}}{M_{SOL}} = 1.0023 \quad \sigma_c \max = \frac{(2 \cdot M_{SOL})}{(b \cdot k \cdot j \cdot d^2)} = 5.42 \text{ (MPa)} < 10 \text{ (MPa)}$$

La armadura debe ser mayor a la mínima,

$$A = 804.24 \text{ (mm}^2\text{)} > A_M = \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} = 733.33 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple}$$

Armadura de repartición: $\emptyset 12 @ 20$ Disposición M.O.P

Estribos: $\emptyset 12 @ 20$ Disposición M.O.P

4.3 DISEÑO SEGÚN NORMA AASHTO LRFD

4.3.1. DISEÑO DE LA LOSA

4.3.1.1. Voladizos

4.3.1.1.1. Cargas

4.3.1.1.1.1. Cargas permanentes

a) P. P. Baranda = $0.05 \left(\frac{T}{m}\right)$ (Baranda liviana elegida según indicación del

Ingeniero Civil de la Dirección de Vialidad Valdivia, Sr. Rodrigo Mancilla T.).

Distancia desde el centro de gravedad de la barrera al eje de la viga exterior = $1.53 - 0.1 = 1.43(m)$

b) P. P. Pasillo = $\gamma_{HA} \cdot A_{PASILLO} = 2.5 \cdot 0.395 = 0.9875 \left(\frac{T}{m}\right)$

Centro de gravedad pasillo $\bar{x} = 51.26 \approx 51(cm)$

c) P. P. Losa en Voladizo = $Ancho_{LOSA.VOLADIZO} \cdot e_{LOSA} \cdot \gamma_{HA}$
 $= 0.5 \cdot 0.22 \cdot 2.5 = 0.275 \left(\frac{T}{m}\right)$

d) P. P. Pavimento en Voladizo = $Ancho_{PAV.VOLADIZO} \cdot e_{LOSA} \cdot \gamma_H$
 $= 0.5 \cdot 0.05 \cdot 2.4 = 0.06 \left(\frac{T}{m}\right)$

Calculamos $M^{(-)}_{DL1}$ (Momento en el voladizo producto de las cargas permanentes excepto por la carga del pavimento).

$$M^{(-)}_{DL1} = 0.9875 \cdot 1.02 + 0.05 \cdot 1.43 + 0.275 \cdot 0.25 = 1.1475 \left(\frac{T \cdot m}{m}\right)$$

Calculamos $M^{(-)}_{DL2}$ (Momento en el voladizo producto de la carga permanente del pavimento sobre el voladizo).

$$M^{(-)}_{DL2} = 0.06 \cdot 0.25 = 0.015 \left(\frac{T \cdot m}{m}\right)$$

$$M^{(-)}_{DL} = M^{(-)}_{DL1} + M^{(-)}_{DL2} = 1.1475 + 0.015 = 1.1625 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

4.3.1.1.1.2. Carga vehicular

Se usara la carga móvil HL-93 + 20% (Disposición M. O. P.).

La carga de rueda se ubica sobre el pasillo y debe estar a 0.3(m) del borde interno de la baranda (AASHTO LRFD, 3.6.1.3).

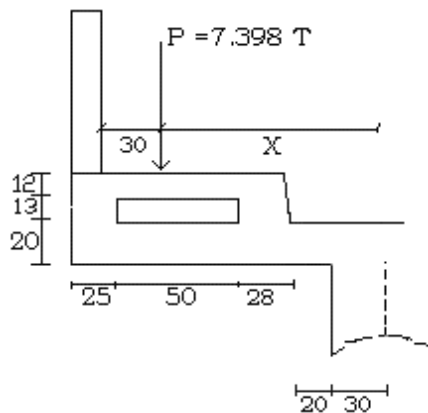


Figura 4.13: Calculo de momento negativo sobre voladizo de la losa.

Dimensiones en (cm).

Tenemos que:

$$M^{(-)}_{LL} = \left(\frac{P^*}{E} \right) \cdot X \quad (T \cdot m)$$

Donde:

$$X = 1.125(m)$$

$$E = 0.833X + 1.14 = 2.08(m) \quad (\text{AASHTO LRFD, tabla 4.6.2.1.3-1})$$

$$P^* = P \cdot C_{MOP} = 7.398 \cdot 1.2 = 8.88 (T)$$

Obtenemos $M^{(-)}_{LL} = 4.81 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$

Aplicando el Incremento por carga dinámica (33%), obtenemos:

$$M^{(-)}_{LL} = 6.395 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$$

4.3.1.1.2. Diseño

Datos

$$f'_c = 25 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Acero} = \text{A63-42H} \quad \text{Por lo tanto } f_y = 420 \text{ (MPa)}$$

$$n = 9 \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.7.1})$$

$$\phi = 0.9 \quad (\text{AASHTO LRFD, 5.5.4.2.1})$$

$$b = 1000 \text{ (mm)} \quad \text{Por metro de ancho de losa}$$

$$d = 180 \text{ (mm)} \quad 40 \text{ (mm) de recubrimiento superior.}$$

(MCV3 3.1003.604)

$$\text{Momento solicitante, } M_{SOL} = 1.25 * M^{(-)}_{DL1} + 1.5 * M^{(-)}_{DL2} + 1.75 * M^{(-)}_{LL}$$

$$M_{SOL} = 12.648 \left(\frac{T \cdot m}{m} \right) = 123950400 \left(\frac{N \cdot mm}{m} \right)$$

Armadura (Referencia 3)

En primer lugar, debemos determinar si la losa necesita armadura simple o doble. Para esto, calculamos ρ_{max}

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{bal} \quad \text{Con } \rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$f_y \text{ y } f'_c \text{ en } \left(\frac{Kg}{cm^2} \right) \quad \text{y } \beta_1 = 0.85 \text{ (ACI 318 2005, 10.2.7.3)}$$

$$\text{Por lo tanto } \rho_{max} = 1.94 * 10^{-2}$$

$$A_s \text{ max} = 3483.48 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_N \text{ max} = A_s \text{ max} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{con } a = \frac{A_s \text{ max} \cdot f_y}{f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = 68.85 \text{ (mm)}$$

$$M_N \text{ max} = 212985323.44 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

Como $M_N \text{ max} > \frac{M_{SOL}}{\phi}$, la losa solo necesita armadura a tracción.

Se debe buscar por tanteo la cantidad de acero a proporcionar, dándose valores de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos “a”. Iterando llegamos a que con $a = 40.58 (mm)$

$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a/2)} = 2053.16 (mm^2)$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 40.58 (mm) \quad \text{Se cumple}$$

Utilizaremos \emptyset de 16 @9.5 (cm) = 2116.4 (mm^2)

Limitaciones al refuerzo

- Refuerzo mínimo (ACI 2005, Sección 10.5.1)

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionada no debe ser

menor que:

$$A_{S_{MIN}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d > \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_s = 2116.4 (mm^2) > A_{S_{MIN}} = 535.71 (mm^2) \quad \text{Se cumple.}$$

Además la armadura debe ser mayor a $\frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$.

$$A = 2116.4 (mm^2) > A_M = \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y} = 600 (mm^2) \quad \text{Se cumple}$$

4.3.1.2. Tramo central

Los tramos intermedios de la losa se diseñaran según el método empírico de diseño (AASHTO LRFD, 9.7.2.)

El diseño de la losa por medio de este método se puede realizar si se satisfacen las siguientes condiciones (AASHTO LRFD, 9.7.2.4)

- Los elementos soportantes deben estar diseñados de acero u hormigón. Se cumple, son elementos de hormigón.
- El tablero se hormigona totalmente in situ y se cura al agua.

Se cumple, es construida in situ y curada con agua.

- El tablero es de espesor uniforme, con la excepción de los acartelamientos en las alas de las vigas y otros aumentos de espesor localizados. Se cumple, el tablero posee espesor uniforme.

- $6,0 \leq \frac{S_E}{e_L} \leq 18,0$

Donde: S_E = Largo efectivo e_L = Espesor de la losa,

$$S_E = S - \frac{(B_{1S} - B_A)}{2}$$

Donde: S = Espaciamiento entre vigas (mm)

B_{1S} = Ancho del ala superior de la viga (mm)

B_A = Espesor del alma (mm)

$$S_E = S - \frac{(B_{1S} - B_A)}{2} = 3500 - \frac{(3240 - 600)}{2} = 2180 \quad e_L = 220 (mm)$$

$$6,0 \leq \frac{S_E}{e_L} = 9,91 \leq 18,0 \quad \text{Se cumple.}$$

- El espesor del núcleo de la losa no es menor que 100 (mm)

$$220 (mm) - 40 (mm) - 25 (mm) = 155 (mm) > 100 (mm). \quad \text{Se cumple.}$$

- El largo efectivo S_E debe ser menor o igual a 4100 (mm)

$$S_E = S - \frac{(B_{1S} - B_A)}{2} = 3500 - \frac{(3240 - 600)}{2} = 2180 < 4100 (mm) \quad \text{Se cumple}$$

- El espesor de la losa debe ser mayor o igual a 175 (mm)

$$e_L = 220 (mm) > 175 (mm) \quad \text{Se cumple}$$

- El largo del voladizo L_{vol} debe ser mayor que 5 veces el espesor de la

losa.
$$L_{vol} = 1530 (mm) \quad \frac{L_{vol}}{e_L} = \frac{1530}{220} = 7 \quad \text{Se cumple}$$

- La resistencia del hormigón f'_c debe ser mayor que 28 (MPa).

En el comentario 9.7.2.4 de la norma AASHTO LRFD, se indica que se pueden aceptar hormigones con $f'_c \geq 24 (MPa)$, siempre que el Propietario así lo autorice. Esto se debe a que ensayos realizados indican que la resistencia no es sensible a la resistencia a la compresión. Además se indica que el límite de 28 (MPa) se basa en el hecho de que ninguno de los ensayos se realizó con hormigón de menos de 28 (MPa) a los 28 días.

Se cumple.

- El tablero trabaja de forma conjunta con los componentes estructurales sobre los cuales se apoya.

Se cumple, la losa trabaja en forma conjunta con las vigas.

Para losas diseñadas con el método empírico se deberá disponer de cuatro capas de armadura isotropica. El refuerzo será colocado tan cerca de las superficies exteriores de la losa según lo permitan los recubrimientos. Se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva de la losa.

Según lo estipulado en el punto 9.7.2.5 de la norma AASHTO LRFD, la cantidad mínima de acero será:

0.57 (mm^2 / mm) Para cada capa inferior

0.38 (mm^2 / mm) Para cada capa superior

El espaciamiento no debe ser superior a 450(mm) y el acero de refuerzo debe tener una resistencia no menor a 420(MPa).

- Refuerzo para capas exteriores

Utilizando acero de refuerzo ϕ 16 (Con Área = 201.06 (mm^2)), se obtiene el siguiente espaciamiento:

$$\frac{201.06}{0.57} = 352.74(mm)$$

Se dispondrá de dos capas exteriores ϕ 16 @ 35 (cm)

- Refuerzo para capas interiores

Utilizando acero de refuerzo ϕ 10 (Área = 78.54 (mm^2)), se obtiene el siguiente espaciamiento:

$$\frac{78.54}{0.38} = 206.68(mm)$$

Se dispondrá de dos capas interiores ϕ 10 @ 20 (cm)

4.3.2. DISEÑO DE VIGAS

4.3.2.1. Cargas

4.3.2.1.1. Cargas permanentes

a) P. P. Viga = $h_{VIGA} \cdot b_{VIGA} \cdot \gamma_{HA} = 0.98 \cdot 0.6 \cdot 2.5 = 1.47 \left(\frac{T}{m}\right)$. En la altura de la

viga no se considera la colaboración de la losa.

b) P. P. Losa = $e_{LOSA} \cdot \gamma_{HA} \cdot Ancho_{COLABORANTE}$

Según la sección 4.6.2.6 de la norma AASHTO LRFD, el ancho de ala colaborante para vigas interiores deberá tomarse como el menor valor entre:

- Un cuarto de la luz de la viga
- 12 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre el ancho del alma o la mitad del ancho del ala superior de la viga
- El espaciamiento promedio de vigas adyacentes

$$A. E. \text{ de la losa} \leq 1/4 * L = 3.625(m)$$

$$A. E. \text{ de la losa} \leq 12 * 0.22 + 0.6 = 3.24(m)$$

$$A. E. \text{ de la losa} \leq 3.5(m)$$

$$\text{Por lo Tanto} \quad \text{Ancho colaborante} = 3.24(m)$$

$$P. P. \text{ Losa} = 0.22 * 2.5 * 3.24 = 1.782 \left(\frac{T}{m} \right)$$

Según la sección 4.6.2.6 de la norma AASHTO LRFD, el ancho de ala colaborante para vigas exteriores se tomara como la mitad del ancho de ala colaborante de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva
- 6 veces el espesor de la losa, mas el mayor valor entre la mitad del ancho del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga no compuesta
- El ancho del voladizo

$$A. E. \text{ de la losa} = 1.62 + 1/8 * 14.5 = 3.4325(m)$$

$$A. E. \text{ de la losa} = 1.62 + 6 * 0.22 + 1/2 * 0.6 = 3.24(m)$$

$$A. E. \text{ de la losa} = 1.62 + 1.53 = 3.15(m)$$

$$\text{Por lo Tanto} \quad \text{Ancho colaborante} = 3.15(m)$$

$$P. P. \text{ Losa para viga exterior} = 0.22 * 2.5 * 3.15 = 1.7325 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$c) P. P. \text{ Pasillo} = \frac{2 * (A_{\text{pasillo}} * \gamma_{HA})}{N_{VIGAS}} = \frac{2 * (0.395 * 2.5)}{3} = 0.658 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$d) P. P. \text{ Pavimento} = \frac{e_{\text{Pavimento}} * \text{Ancho}_{\text{Pavimento}} * \gamma_H}{N_{VIGAS}} = \frac{(0.05 * 8 * 2.4)}{3} = 0.32 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$e) P. P. \text{ Baranda} = \frac{2 * P.P.Baranda}{N_{VIGAS}} = \frac{(2 * 0.05)}{3} = 0.033 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$f) \text{ P. P. Moldaje} = \frac{e_{\text{moldaje}} \cdot \gamma_{\text{MAD}} \cdot \text{Long}_{\text{MOLDAJE}}}{N_{\text{VIGAS}}} = (0.06 \cdot 0.9 \cdot 16.38) / 3 = 0.295 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$g) \text{ P. P. travesaño (Por unidad)} = h_{\text{travesaño}} \cdot e_{\text{travesaño}} \cdot \gamma_h \cdot \text{Luzlibrelosa} = \\ = 0.93 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 2.9 = 1.6856 (T)$$

Utilizando como luz de calculo $L = 14.5(m)$, se calculan las sollicitaciones por carga permanente.

Momentos

Se calcular con la formula $M = \frac{(q \cdot l^2)}{8}$ excepto el momento producto

del Peso Propio de los travesaños.

- M. por P. P. Viga	= 38.63	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Losa para V. Interior	= 46.83	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Losa para V. Exterior	= 45.53	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Pasillo	= 17.3	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M por P. P. Pavimento	= 8.41	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Baranda	= 0.88	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Moldaje	= 7.75	$\left(\frac{T \cdot m}{m} \right)$
- M. por P. P. Travesaño		

Para la viga interior, el momento mas desfavorable es producido por una carga puntual igual al peso de un travesaño aplicado en el centro de

la viga.

$$M = \frac{P_T \cdot L}{4} = (1.6856 \cdot 14.5) / 4 = 6.11 (T \cdot m)$$

Para la viga exterior, el momento mas desfavorable es producido por una carga puntual igual al peso de la mitad de un travesaño aplicado en el centro de la viga.

$$M = \frac{P_r \cdot L}{8} = (1.6856 \cdot 14.5) / 8 = 3.055 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

Cortes

Se calcularan con la formula $V = \frac{(q \cdot l)}{2}$ excepto el corte producto del

P. P. de los travesaños.

- C. por P. P. Viga = 10.657 (T)
- C. por P. P. Losa para V. Interior = 12.919 (T)
- C. por P. P. Losa para V. Exterior = 12.56 (T)
- C. por P. P. Pasillo = 4.773 (T)
- C. por P. P. Pavimento = 2.32 (T)
- C. por P. P. Baranda = 0.2417 (T)
- C. por P. P. Moldaje = 2.138 (T)
- C. por P. P. Travesaño

Para la viga interior, el corte más desfavorable debido al peso de tres travesaños, 1 en cada apoyo y otro en el centro es de 0.843 (T).

Para la viga exterior, el corte más desfavorable debido al peso de $1\frac{1}{2}$ travesaños, $\frac{1}{2}$ en cada apoyo y $\frac{1}{2}$ en el centro es de 0.421 (T).

Esfuerzos máximos por Carga permanente debido a componentes estructurales y no estructurales

Viga interior

$$M_{DC} \max = 117.5 (T \cdot m) \quad V_{DC} \max = 31.57 (T)$$

Viga exterior

$$M_{DC} \max = 113.15 (T \cdot m) \quad V_{DC} \max = 30.79 (T)$$

Esfuerzos máximos por carga de pavimento

Viga interior

$$M_{DW} \max = 8.41 (T \cdot m) \quad V_{DW} \max = 2.32 (T)$$

Viga exterior

$$M_{DW} \max = 8.41 (T \cdot m) \quad V_{DW} \max = 2.32 (T)$$

4.3.2.1.2. Esfuerzos máximos por carga móvil HL-93

4.3.2.1.2.1. Esfuerzos debido a la carga de rueda

a) Momento máximo

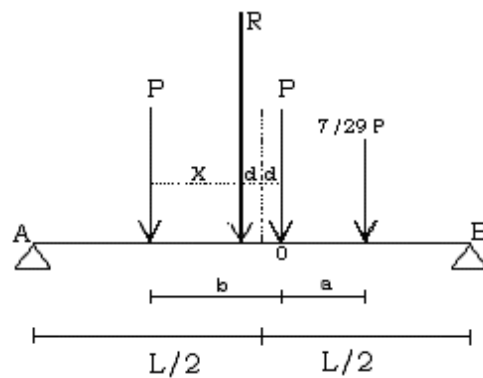


Figura 4.14: Carga de camión HL-93 para calculo de momento máximo.

$$P = 7.398 (T)$$

b = Distancia variable, entre 4.3 y 9.0 (m)

a = Distancia entre ejes mínima, 4.3 (m)

Ubicación de la resultante:

$$R = 2.241 \cdot P$$

Utilizando momento estático, tenemos que:

$$R \cdot x = P \cdot b + 0.241 \cdot P \cdot (b + a) = P \cdot b + 0.241 \cdot P \cdot b + 0.241 \cdot P \cdot a$$

$$R \cdot x = 1.241 \cdot P \cdot b + 0.241 \cdot P \cdot a \quad x = \frac{1.241 \cdot b + 0.241 \cdot a}{2.241}$$

Calculo de d

$$b = \frac{1.241 \cdot b + 0.241 \cdot a}{2.241} + 2 \cdot d \quad \text{Luego } d = \frac{b - 0.241 \cdot a}{4.482}$$

Determinación de reacciones

$$\sum M_A = 0: \quad L \cdot R_B = R \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right)$$

$$\text{Luego } R_B = \frac{R}{L} \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) \quad \text{y} \quad R_A = R \cdot \left(\frac{1}{2} + \frac{d}{L}\right)$$

Evaluando el momento en el punto 0, que corresponde al valor de momento máximo.

$$M_{Max} = R_B \cdot \left(\frac{L}{2} - d\right) - 0.241 \cdot P \cdot a$$

$$M_{Max} = \frac{2.241 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 \cdot a}{4.482}\right)\right]^2 - 0.241 \cdot P \cdot a$$

Para maximizar esta expresión, es necesario tener un espaciamiento entre ejes traseros mínimo, con lo cual: $b = a$

$$\text{Por lo tanto se tiene:} \quad d = 0.169 \cdot a$$

$$\text{Así:} \quad M_{Max} = \frac{2.241 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - 0.169 \cdot a\right]^2 - 0.241 \cdot P \cdot a$$

Tendremos que el valor final para el momento máximo será:

$$M_{\max} = \frac{P}{L} \left(2.241 \cdot \left(\frac{L}{2} - d \right)^2 - 0.241 \cdot a \cdot L \right)$$

Con $L = 14.5$ (m) $M_{LL} = 40.988$ (T·m)

Aplicando el coeficiente de amplificación dinámica (33 %)

$M_{LL} : 54.51$ (T·m)

b) Corte máximo

El esfuerzo de corte máximo se obtiene colocando una de las cargas P del camión en el apoyo extremo. El valor del corte máximo será igual a la magnitud de la fuerza de reacción del apoyo, tal como se muestra en el siguiente modelo:

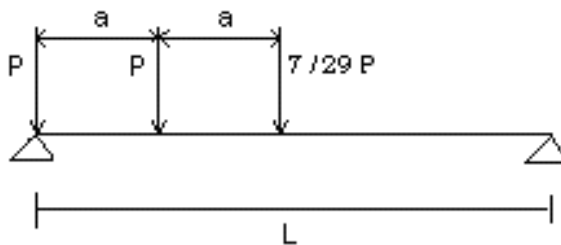


Figura 4.15: Carga de camión HL-93 para calculo de corte máximo.

$$V_{LL} = P \cdot \left(2.25 - 1.5 \cdot \frac{a}{L} \right) = 13.128$$
 (T).

Aplicando el coeficiente de amplificación dinámica (33%)

$V_{LL} : 17.46$ (T)

4.3.2.1.2.2. Esfuerzos máximos debido a la carga de faja

La carga de faja es similar a la utilizada en la AASHTO Standard, excepto porque se establece solo como una carga distribuida, sin la carga puntual.

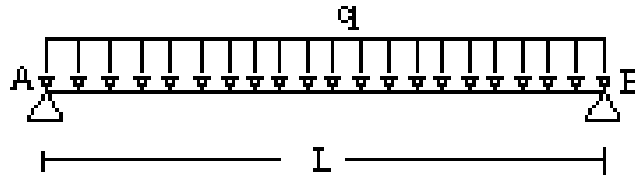


Figura 4.16: Carga de faja HL-93.

Donde:
$$q = 0.949 \left(\frac{T}{m} \right)$$

Para el cálculo de esfuerzos máximos se utilizara solo la mitad de la carga distribuida q , debido a que los coeficientes de distribución se calcularon en relación a la carga de rueda de la carga vehicular y no para el eje de carga completo. Por lo tanto $q = 0.4745 \left(\frac{T}{m} \right)$. Las sollicitaciones

máximas para este tipo de carga son las siguientes:

$$M_{MAX} = 12.34 \text{ (T}\cdot\text{m)} \quad \text{en } x = \frac{L}{2} + d = \frac{L}{2} + 0.169 \cdot a$$

$$\text{Corte máximo: } V_{MAX} = \frac{q \cdot L}{2} = 3.44 \text{ (T)} \quad \text{en } x = 0$$

El incremento dinámico no se aplica a la carga de faja.

Aplicando los coeficientes de mayoración y distribución, tendremos que:

$$M_{LL} \text{ max Viga interior: } (54.51 + 12.34) \cdot 1.2 \cdot 0.962 = 77.17 \text{ (T}\cdot\text{m)}$$

$$V_{LL} \text{ max Viga interior: } (17.46 + 3.44) \cdot 1.2 \cdot 2.81 = 70.47 \text{ (T)}$$

$$M_{LL} \text{ max Viga exterior: } (54.51 + 12.34) \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 106.69 \text{ (T}\cdot\text{m)}$$

$$V_{LL} \text{ max Viga exterior : } (17.46 + 3.44) \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 33.35 \text{ (T)}$$

4.3.2.2. Esfuerzos de diseño

Momento de diseño para viga interior

$$1.25 \cdot M_{DC \text{ max}} + 1.5 \cdot M_{DW \text{ max}} + 1.75 \cdot M_{LL \text{ max}} = 294.55 \text{ (T*m)}$$

Momento de diseño para viga exterior

$$1.25 \cdot M_{DC \text{ max}} + 1.5 \cdot M_{DW \text{ max}} + 1.75 \cdot M_{LL \text{ max}} = 340.76 \text{ (T*m)}$$

Corte de diseño para viga interior

$$1.25 \cdot V_{DC \text{ max}} + 1.5 \cdot V_{DW \text{ max}} + 1.75 \cdot V_{LL \text{ max}} = 166.27 \text{ (T)}$$

Corte de diseño para viga exterior

$$1.25 \cdot V_{DC \text{ max}} + 1.5 \cdot V_{DW \text{ max}} + 1.75 \cdot V_{LL \text{ max}} = 100.34 \text{ (T)}$$

4.3.2.3. Diseño a flexión para viga interior

4.3.2.3.1. Coeficientes de distribución (AASHTO LRFD, Tablas

4.6.2.2.2b-1 y 4.6.2.2.3a-1)

Datos

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm) = 3500 (mm)

L = Luz de la viga (mm) = 14500 (Luz de calculo)

t_s = Espesor de la losa (mm) = 220 (mm)

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4) = $n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$

$n = \frac{E_b}{E_d} = 1$, E_b = Modulo de elasticidad del material de la viga

E_d = Modulo de elasticidad del material de la losa

I = Momento de inercia de la viga no compuesta (mm^4)

= 47059600000 (mm^4)

A = Área de la viga no compuesta (mm^2) = 588000 (mm^2)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y la losa (mm) = 600 (mm)

Obtenemos $K_g = 2.5874 \text{ E}+11 \text{ (mm}^4\text{)}$

- Coeficiente de distribución de Momento para Viga Interior

Se deben determinar dos casos, utilizándose como coeficiente el que resulte mayor:

- 1) Una vía de diseño cargada

Para n° de vigas = 3, se utiliza el menor valor obtenido mediante la siguiente formula o la ley de momentos.

Según formula: $Cdmi_{1a} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.693$

Según ley de momentos: $Cdmi_{1b} = 1.404$

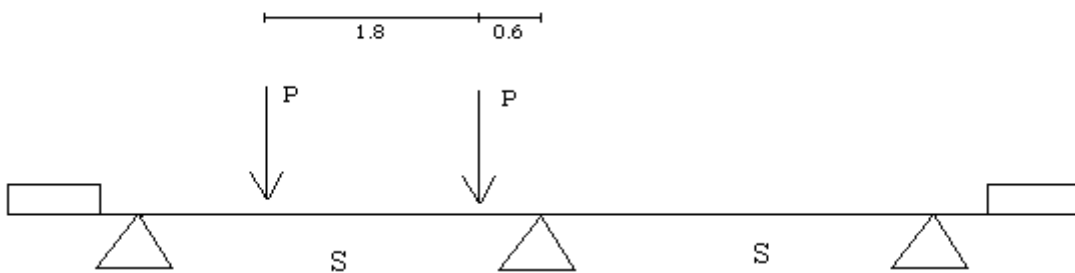


Figura 4.17: Cálculo de Coeficiente de distribución de momento para viga interior por medio de la ley de momentos para una vía cargada.

Dimensiones en (m).

Por lo tanto, obtenemos que para 1 vía cargada se tomara $Cdmi_1 = 0.693$

- 2) Dos o mas vías de diseño cargadas

Para n° de vigas = 3, se utiliza el menor valor obtenido mediante la siguiente formula o la ley de momentos.

Según formula: $Cdmi_{2a} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} = 0.962$

Según ley de momentos: $Cdmi_{2b} = 2.81$

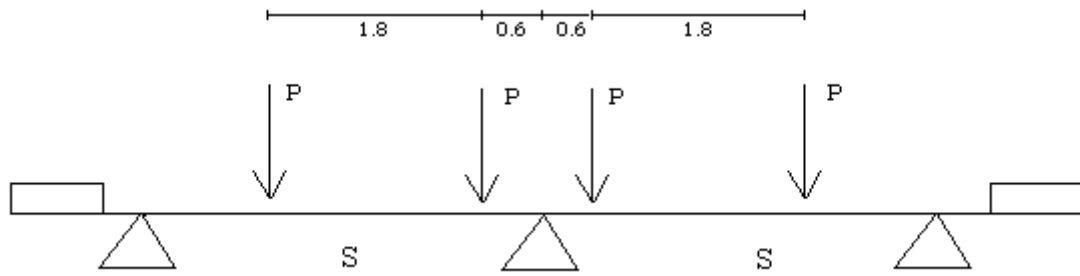


Figura 4.18: Cálculo de Coeficiente de distribución de momento para viga interior por medio de la ley de momentos para dos vías cargadas.

Dimensiones en (m).

Por lo tanto, obtenemos que para 2 vías cargadas se tomara

$$Cdm_i = 0.962$$

Finalmente, la situación más desfavorable resulta de la carga de las 2 vías de diseño. Por lo tanto se usara $CDMI = 0.962$

- Coeficiente de distribución de Corte para Viga Interior

Se deben determinar dos casos, utilizándose como coeficiente el que resulte mayor:

- 1) Una vía de diseño cargada

Para n° de vigas = 3, se debe utilizar el valor obtenido mediante la ley de momentos.

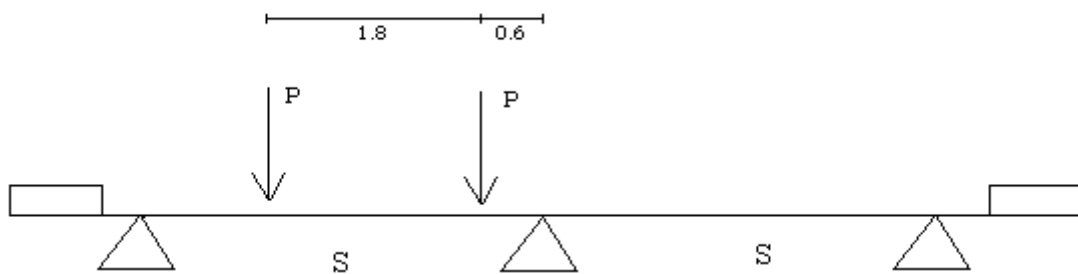


Figura 4.19: Cálculo de coeficiente de distribución de corte para viga interior por medio de la ley de momentos para una vía cargada.

Dimensiones en (m).

Obtenemos que para 1 vía cargada se tomara $Cdci = 1.404$

2) Dos o más vías de diseño cargadas

Para n° de vigas = 3, se debe utilizar el valor obtenido mediante la ley de momentos.

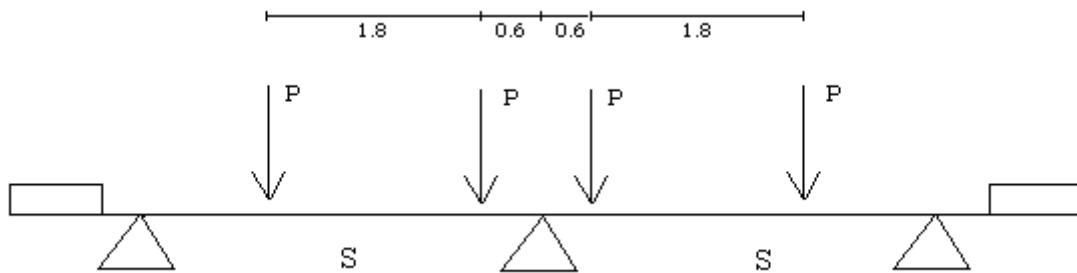


Figura 4.20: Cálculo de Coeficiente de distribución de corte para viga interior por medio de la ley de momentos para dos vías cargadas.

Dimensiones en (m).

Obtenemos que para 2 vías cargadas se tomara $Cdci_2 = 2.81$

Finalmente, la situación más desfavorable resulta de la carga de las 2 vías de diseño. Por lo tanto se usara $CDCI = 2.81$

4.3.2.3.2. Calculo de armadura (Referencia 3)

En primer lugar debemos determinar si se diseñara como viga T o como viga rectangular. Para esto suponemos que la altura del bloque de esfuerzos es igual al espesor de la losa. $a_{Supuesto} = e_L$

Determinamos
$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a_{supuesto} / 2)}$$

Donde:

- M_{SOL} = Momento de diseño solicitante = 2886540020 (N·mm)
- ϕ = Factor de resistencia de flexión = 0.9 (Resistencia I)
- d = Altura útil de la viga = 1101.5 (mm)

$$f_y = \text{Tensión de fluencia del acero} = 420 \text{ (MPa)}$$

$$a = \text{Altura del bloque de esfuerzos} = 220 \text{ (mm)}$$

$$\text{Obtenemos } A_s = 7701,81 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Se comprueba el supuesto } a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 46.98 \text{ (mm)}$$

Donde:

$$b = b_{EFFECT} l o s a = 3240 \text{ (mm)}$$

Como $a < a$ supuesto, se utilizara el diseño de viga rectangular con

$$b = b_{EFFECT} l o s a = 3240 \text{ (mm)}$$

Diseño rectangular (Referencia 3)

Calculamos ρ_{max}

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{bal} \quad \text{con} \quad \rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$f_y \text{ y } f_c' \text{ en } \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad \text{y} \quad \beta_1 = 0.85 \quad (\text{ACI 318 2005, 10.2.7.3})$$

$$\rho_{max} = 0.0194$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{max} \cdot b_{Efect} \cdot d = 69067 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_n \text{ max} = A_s \text{ max} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{con} \quad a = \frac{A_s \text{ max} \cdot f_y}{f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_{efect}} = 421.32 \text{ (mm)}$$

$$M_n \text{ max} = 25841557214,37 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

Como $M_N \text{ max} > \frac{M_{SOL}}{\phi}$, la viga solo necesita armadura a tracción.

Se debe buscar por tanteo la cantidad de acero a proporcionar, dándose valores de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos “a”. Iterando llegamos a que con $a = 43.13 \text{ (mm)}$

$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a/2)} = 7071,12 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 43.135 \text{ (mm)} \quad \text{Se cumple}$$

Utilizaremos 14 \emptyset de 25 + 2 \emptyset de 12 = 7098.52 (mm²) (En 2 filas).

Refuerzo mínimo (ACI 2005, Sección 10.5.1)

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionada no debe ser

menor que:

$$A_{s_{MIN}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d > \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_s = 7098.52 \text{ (mm}^2\text{)} > A_{s_{MIN}} = 1966.96 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple.}$$

Además se debe cumplir que $A_s > \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$

$$A_s = 7098.52 \text{ (mm}^2\text{)} > 2003 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple.}$$

4.3.2.3.3. Verificación Estado Límite de Servicio I

4.3.2.3.3.1. Control de fisuraciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.4)

Los elementos sometidos a flexión, excepto la losa del tablero, deben verificarse para tener grietas de anchos aceptables. Estos anchos se controlan mediante el parámetro Z, el cual no debe exceder de 30000 ($\frac{N}{mm}$) para miembros sometidos a exposición moderada. Se debe cumplir que la tensión de tracción en el acero de refuerzo f_{SA} , en el estado límite de servicio, no sobrepase el valor de $0.6 \cdot f_y$. Por lo tanto, tenemos que:

$$f_{SA} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$$

Donde:

d_c = Profundidad del hormigón medido desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra de refuerzo más cercana a esta fibra (mm).

A = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal a tracción y que esta limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre de hormigón, usado para calcular A , no se deberá tomar mayor que 50 (mm).

Z = Parámetro relacionado con el ancho de fisura.

Para el calculo de f_{SA} , utilizaremos el "Z" mas desfavorable, el cual

$$\text{es de } 30000 \left(\frac{N}{mm} \right) \qquad f_y = 420 \text{ (MPa)}$$

A y d_c se calculan como sigue:

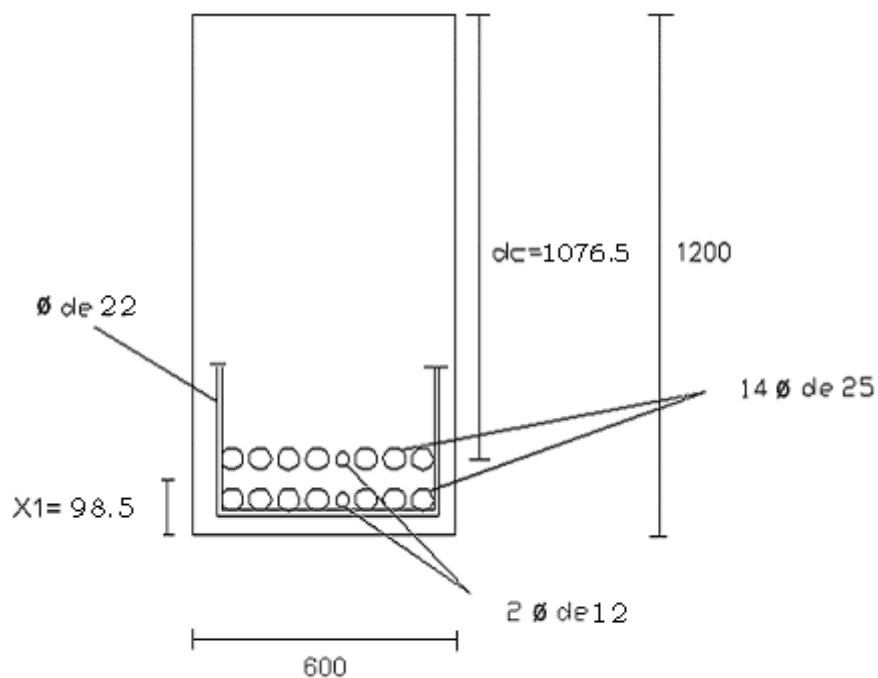


Figura 4.21: Control de figuraciones. Dimensiones en (mm).

x_1 = recubrimiento (hasta eje del estribo) + radio estribo + diámetro ϕ de 25 + $\frac{1}{2}$ *separación libre entre filas = 9.85 (cm)

Por lo tanto $A = \frac{(2 \cdot x_1 \cdot 60)}{16} = 73.875 \text{ (cm}^2\text{)} = 7387.5 \text{ (mm}^2\text{)}$

$d_c = 120 - 5 - 1.1 - 2.5 - 2.5 - 1.25 = 107.75 \text{ (cm)} = 1076.5 \text{ (mm)}$

Por lo tanto: $f_{sa} = \frac{30000}{(1076.5 \cdot 7387.5)^{1/3}} = 150.297 \text{ (MPa)}$

$0.6 \cdot f_y = 0.6 \cdot 420 = 252 \text{ (MPa)}$

Como $f_{sa} < 0.6f_y$ La Tensión de tracción estará en el rango permitido aunque Z posea el valor más desfavorable, por lo que las grietas de nuestra viga tendrán anchos aceptables.

4.3.2.3.3.2. Control de deformaciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.6.2)

La combinación de cargas a utilizar será Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD. La deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- a) La deflexión debida solo al camión de diseño, o
- b) La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

Se debe incluir el incremento por carga dinámica.

La deflexión calculada debe ser menor a las señaladas en la sección 2.5.2.6.2 de la norma AASHTO LRFD. Para las construcciones de hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general: L/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales: L/1000
- Carga vehicular sobre voladizos: L/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: L/375

Para el cálculo de las deformaciones se usara el Momento de Inercia Efectivo el cual esta dado por la siguiente formula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

Siendo:
$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración ($N \cdot mm$)

f_r = Modulo de ruptura del hormigón (MPa)

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción (mm) para la sección no fisurada.

M_a = Momento máximo para el cual la deformación es calculada ($N \cdot mm$)

I_{cr} = Momento de inercia fisurado (mm^4)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm^4)

Para el cálculo de nuestro I_e , utilizaremos los siguientes datos y

figuras:

f_c' = 25 (MPa)

f_r = Modulo ruptura del hormigón = $0.63\sqrt{f_c'}$ (MPa) = 3.15 (MPa)

$b_{EFFECT}LOSA$ = 3240 (mm)

b_w = 600 (mm)

a = 43.13 (mm) (Altura del bloque de esfuerzos)

$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$

A_s = 7098.52 (mm^2)

d = 1101.5 (mm)

e_{LOSA} = 220 (mm)

h_{VIGA} = 1200 (mm)

M_{SOL} = 2886540020 ($N \cdot mm$)

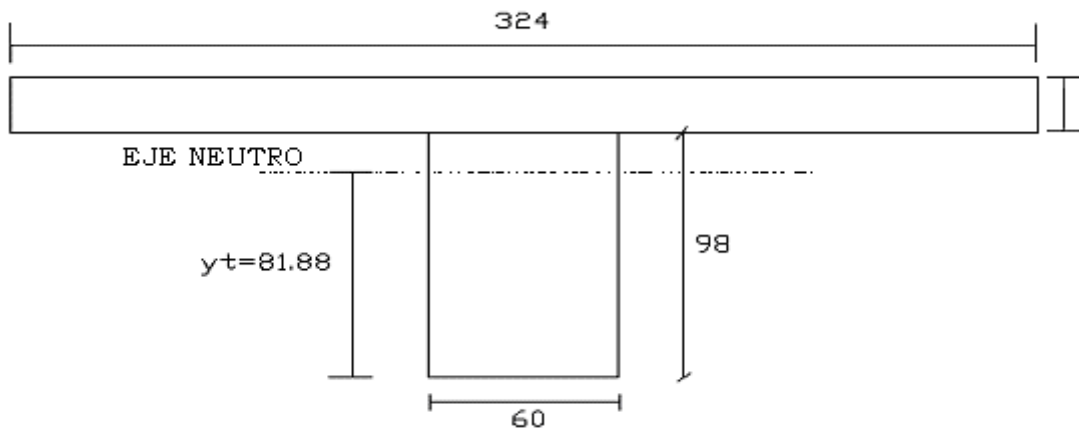


Figura 4.22: Sección no fisurada de la viga. Dimensiones en (cm).

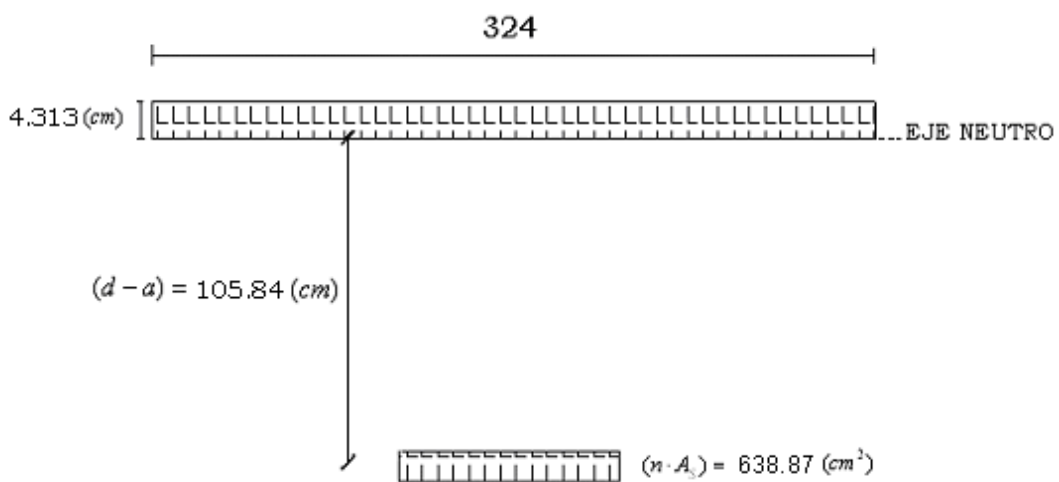


Figura 4.23: Sección fisurada de la viga. Dimensiones en (cm)

Tendremos que:

$$y_T = 818.78 \text{ (mm)} \quad I_g = 1.659 \cdot 10^{11} \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t} = \frac{3.15 \cdot 1.6593 \cdot 10^{11}}{818.78} = 638357966.3 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$I_{cr} = \frac{3240 \cdot 43.13^3}{3} + 9 \cdot 7098.52 \cdot (1058.37)^2 = 71649125292,8 \text{ (mm}^4\text{)}$$

Por lo tanto:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 72668840438 \text{ (mm}^4\text{)} \leq I_g$$

$$I_e = 0.07266 \text{ (m}^4\text{)}$$

Calculo de deformaciones

a) Deflexión debida solo al camión de diseño

$$P = 7.398 \text{ (T)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 1.33$$

$$C_D \text{ Viga interior} = 0.962$$

$$\text{Coeficiente MOP} = 1.2$$

$$\text{Obtenemos } P^* = 7.398 \cdot 1.33 \cdot 0.962 \cdot 1.2 = 11.358 \text{ (T)}$$

$$\frac{7}{29} P^* = 2.741 \text{ (T)}$$

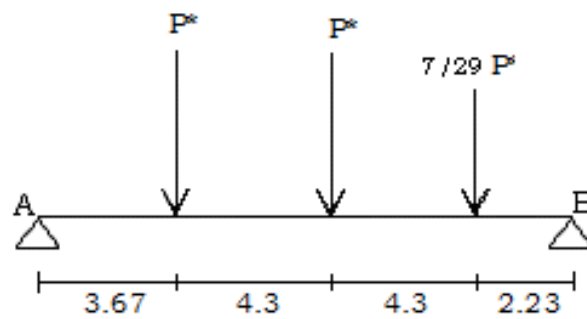


Figura 4.24: Carga para cálculo de deformación. Dimensiones en (m).

Ingresamos el modelo de la figura en SAP 2000, definiendo la sección de la viga solo por su I_e . Obtenemos la siguiente deformación máxima:

$$\Delta_{MAX} = 15.962 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.014 \text{ (m)}$$

$$\Delta_{ADM} = L/800 \text{ (m)} = 18.1 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.014 \text{ (m)}$$

La deflexión esta en el rango permitido.

b) Deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

$$P = 7.398 \text{ (T)}$$

$$P'' = 0.25 \cdot P = 1.8495 \text{ (T)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 1.33$$

$$C_D \text{ Momento Viga interior} = 0.962$$

$$\text{Coeficiente MOP} = 1.2$$

$$\begin{aligned} \text{Obtenemos } P^* &= P'' \cdot IM \cdot C_{DMI} \cdot C_{MOP} \\ &= 1.8495 \cdot 1.33 \cdot 0.962 \cdot 1.2 = 2.839 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$\frac{7}{29} P^* = 0.6852 \text{ (T)}$$

$$q^* = 0.4745 \cdot 0.962 \cdot 1.2 = 0.5477 \left(\frac{\text{T}}{\text{m}} \right)$$

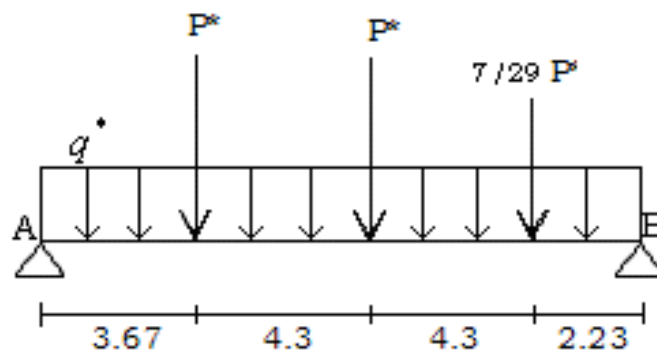


Figura 4.25: Carga para cálculo de deformación. Dimensiones en (m).

Ingresamos el modelo de la figura en SAP 2000, definiendo la sección de la viga solo por su I_e . Obtenemos la siguiente deformación máxima:

$$\Delta_{MAX} = 12,14 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.01444 \text{ (m)}$$

$$\Delta_{ADM} = L/800 = 18.1 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.01444 \text{ (m)}$$

La deflexión esta en el rango permitido.

4.3.2.3.4. Verificación Estado Limite de Fatiga

El rango de tensiones en el centroide del acero del refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga, no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{\min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right)$$

Con:

f_r = Rango de tensión (MPa)

f_{\min} = mínima tensión por sobrecarga, resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, combinada con la más severa tensión producto de las cargas permanentes o de las cargas permanentes mas las cargas externas inducidas por contracción y creep (fluencia lenta); la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa).

$\frac{r}{h}$ = Razón entre el radio de base y la altura de giro de las deformaciones transversales; si el valor real se desconoce, 0.3 debe ser usado.

Carga de fatiga

El camión es similar al de la carga HL-93, diferenciándose solo en el ancho entre ejes traseros que en este caso se toma con valor igual a 9(m). No se toma en cuenta la carga de faja. La carga dinámica será de un 15%.

El momento máximo por carga de fatiga se calculara de igual forma que para la carga HL-93. Obtenemos que:

$$M_{Max} FAT = \frac{2.241 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 \cdot a}{4.482} \right) \right]^2 - 0.241 \cdot P \cdot a$$

$$M_{Max} FAT = 26.584 (T \cdot m)$$

Donde:

$$L = 14.5 \text{ (m)}$$

$$a = 4.3 \text{ (m)}$$

$$b = 9 \text{ (m)}$$

$$P = 7.398 \text{ (T)}$$

$$M_{Max} FAT = 260523200 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \text{ (Por carga de rueda)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 15 \%$$

$$\text{Factor de carga (FC)} = 0.75$$

$$\text{F. de distribución de momento para viga interior} = 0.962$$

$$d = 1101.5 \text{ (mm)}$$

$$a = 43.13 \text{ (mm)}$$

$$A_s = 7098.52 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Por lo tanto:

$$\text{Momento de fatiga de diseño} = M_{Max} FAT \cdot FC \cdot (1 + IM) \cdot FDMI$$

$$= 216162612,1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$j = d - \frac{a}{2} = 1079.93 \text{ (mm)}$$

f_s = Tensión en el centroide del área de refuerzo)

$$f_s = \frac{M \cdot \text{fatigadediseño}}{A_s \cdot j} = 28.198 \text{ (MPa)}$$

- Cálculo de Tensión máxima f_r

$$\text{M. por fatiga de diseño} = 216162612,1 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

M. por cargas permanentes = M. por pavimento + M. por elementos

$$\text{estructurales} = 117.5 + 8.41 = 125.91 \text{ (T} \cdot \text{m)} = 1233918000 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

M. Combinado = M. fatiga de diseño + M. por cargas permanentes

$$= 216162612,1 + 1233918000 = 1450080612 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$f_{MIN} = \frac{M_{COMB}}{A_S \cdot j} = 189.159 \text{ (MPa)}$$

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right) = 99.07 \text{ (MPa)}$$

$f_r < f_s$, por lo que se verifica el E. L. de Fatiga

4.3.2.4. Diseño a corte para viga interior (Según ACI 2005, Sección 11)

$$V_U = \text{Fuerza cortante mayorada} = 1629510,68 \text{ (N)}$$

$$b_w = \text{Ancho del alma} = 600 \text{ (mm)}$$

$$d = \text{Altura útil de la viga} = 1101.5 \text{ (mm)}$$

$$a = \text{Altura del bloque de esfuerzos} = 43.13 \text{ (mm)}$$

$$\phi = \text{Factor de resistencia de flexión} = 0.9$$

$$V_{NOMINAL} = \text{Resistencia nominal al corte} = \frac{V_U}{\phi} = 1810567,42 \text{ (N)}$$

V_C = Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón

$$V_C = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d = 550750 \text{ (N)}$$

V_S = Resistencia nominal al corte proporcionada por el refuerzo

$$V_S = V_N - V_C = 1259817,42 \text{ (N)}$$

$$A_v = \text{Área de refuerzo} = \frac{V_S \cdot S}{f_y \cdot d} = 544.63 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Con } S = 200 \text{ (mm)}$$

(Espaciamiento fijo a utilizar)

Limitaciones a la armadura (ACI 2005 11.5.6)

Si $V_U > 0.5 \cdot \phi \cdot V_C$, la armadura debe ser mayor a la mínima

$$1629510,68 \text{ (N)} > 247837,5 \text{ (N)} \quad V_U > 0.5 \cdot \phi \cdot V_C$$

Por lo tanto A_v debe ser mayor a A_v min

Donde:
$$A_v \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot S}{16f_y} = 89.286 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Como $A_v > A_v \text{ min}$ se usara $A_v = 544.63 \text{ (mm}^2\text{)} = 5.44 \text{ (cm}^2\text{)}$

Se usara estribo \emptyset de 22 de dos ramas $A_v = 7.6 \text{ (cm}^2\text{)}$

4.3.2.5. Diseño a flexión para viga exterior

4.3.2.5.1. Coeficientes de distribución (AASHTO LRFD, Tablas

4.6.2.2.2d-1 y 4.6.2.2.3b-1)

Datos

S = Espaciamiento entre ejes de vigas (mm) = 3500 (mm)

L = Luz de la viga (mm) = 14500 (Luz de calculo)

t_s = Espesor de la losa (mm) = 220 (mm)

K_g = Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4) = $n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$

$$n = \frac{E_b}{E_d} = 1, \quad E_b = \text{Modulo de elasticidad del material de la viga}$$

E_d = Modulo de elasticidad del material de la losa

I = Momento de inercia de la viga no compuesta (mm^4)

= 47059600000 (mm^4)

A = Área de la viga no compuesta (mm^2) = 588000 (mm^2)

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la viga no

compuesta y la losa (mm) = 600 (mm)

Obtenemos $K_g = 2.5874 \text{ E}+11 \text{ (mm}^4\text{)}$

- Coeficiente de distribucion de Momento para Viga Exterior

Se deben determinar dos casos, utilizándose como coeficiente el que resulte mayor:

1) Una vía de diseño cargada

Para n° de vigas = 3, utilizar el valor obtenido mediante la ley de momentos.

Según ley de momentos:

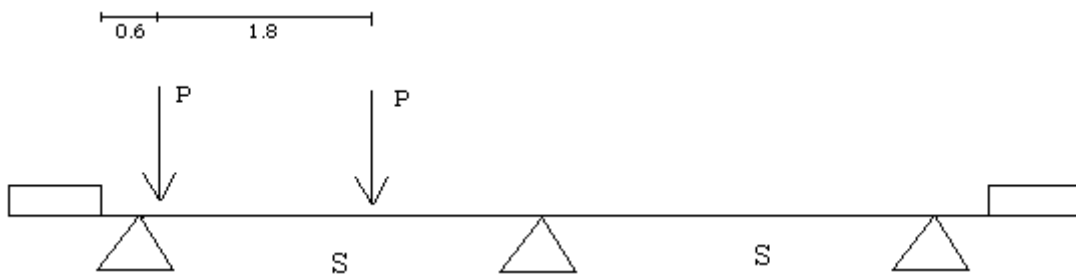


Figura 4.26: Cálculo de coeficiente de distribución de momento para viga exterior por medio de la ley de momentos para una vía cargada. Dimensiones en (m).

Obtenemos que para 1 vía cargada se tomara $Cdme_1 = 1.33$

2) Dos o mas vías de diseño cargadas

Para n° de vigas = 3, utilizar el menor valor obtenido entre el dado por la siguiente formula o el obtenido mediante la ley de momentos.

Según ecuación: $Cdme_{2a} = 0.809$

Según ley de momentos:

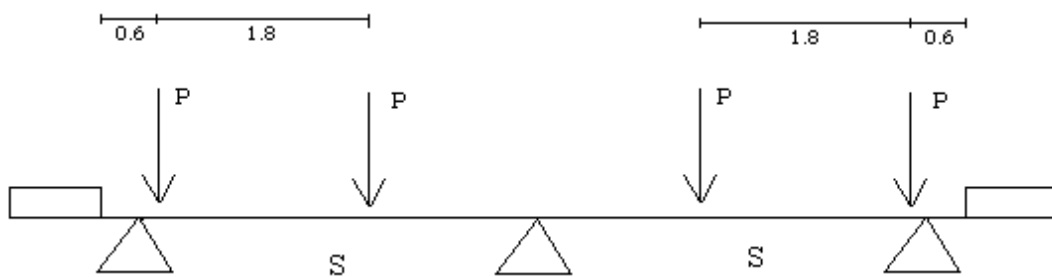


Figura 4.27: Cálculo de coeficiente de distribución de momento para viga exterior por medio de la ley de momentos para dos vías cargadas. Dimensiones en (m).

$$Cdme_{2b} = 1.23$$

Por lo tanto, para 2 vías cargadas se tomara $Cdme_2 = 0.809$

Finalmente, la situación más desfavorable resulta de la carga de 1 vía de diseño. Por lo tanto se usara $CDME = 1.33$

- Coeficiente de distribución de Corte para Viga exterior

Se deben determinar dos casos, utilizándose como coeficiente el que resulte mayor:

- 1) Una vía de diseño cargada

Para n° de vigas = 3, se debe utilizar el valor obtenido mediante la ley de momentos.

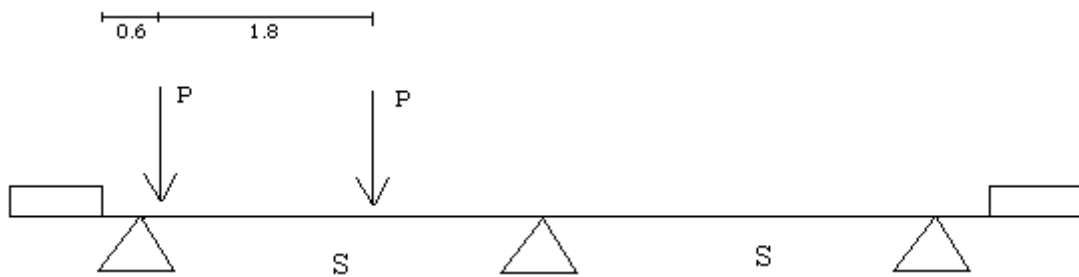


Figura 4.28: Cálculo de coeficiente de distribución de corte para viga exterior por medio de la ley de momentos para una vía cargada.

Dimensiones en (m).

Obtenemos que para 1 vía cargada se tomara $Cdce_1 = 1.33$

2) Dos o más vías de diseño cargadas

Para n° de vigas = 3, se debe utilizar el valor obtenido mediante la ley de momentos.

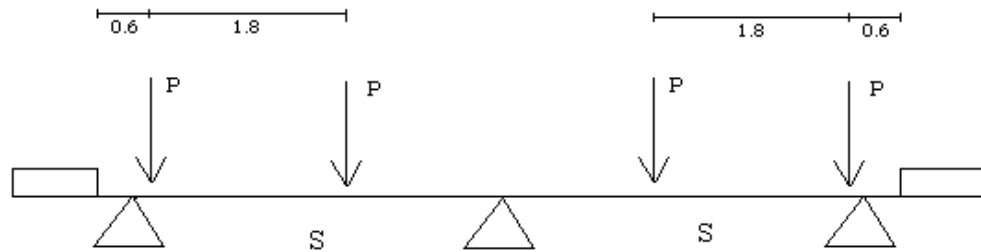


Figura 4.29: Cálculo de coeficiente de distribución de corte para viga exterior por medio de la ley de momentos para dos vías cargadas.

Dimensiones en (m).

Obtenemos que para 2 vías cargadas se tomara $Cdce_2 = 1.23$

Finalmente, la situación más desfavorable resulta de la carga de 1 vía de diseño. Por lo tanto se usara $CDCE = 1.33$

4.3.2.5.2. Calculo de armadura (Referencia 3)

En primer lugar debemos determinar si se diseñara como viga T o como viga rectangular. Para esto suponemos que la altura del bloque de esfuerzos es igual al espesor de la losa.

$$a_{\text{Supuesto}} = e_L$$

Determinamos
$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a_{\text{supuesto}} / 2)}$$

Donde:

M_{SOL} = Momento de diseño solicitante = 3339462700 (N·mm)

ϕ = Factor de resistencia de flexión = 0.9 (Resistencia I)

d = Altura útil de la viga = 1104.5 (mm)

f_y = Tensión de fluencia del acero = 420 (MPa)

a = Altura del bloque de esfuerzos = 220 (mm)

Obtenemos $A_s = 8883,41 \text{ (mm}^2\text{)}$

Se comprueba el supuesto $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 55,74 \text{ (mm)}$

Donde:

$$b = b_{EFFECT} \cdot l_{osa} = 3150 \text{ (mm)}$$

Como $a < a$ supuesto, se utilizara el diseño de viga rectangular con

$$b = b_{EFFECT} \cdot l_{osa} = 3150 \text{ (mm)}$$

Diseño rectangular (Referencia 3)

Calculamos ρ_{max}

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{bal} \quad \text{Con} \quad \rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$f_y \text{ y } f_c' \text{ en } \left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \quad \text{y} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ (Según ACI 318 2005 10.2.7.3)}$$

$$\rho_{max} = 0.0194$$

$$A_s \text{ max} = \rho_{max} \cdot b_{Efect} \cdot d = 67331,36 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_n \text{ max} = A_s \text{ max} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{con} \quad a = \frac{A_s \text{ max} \cdot f_y}{f_c' \cdot \beta_1 \cdot b_{efect}} = 422,47 \text{ (mm)}$$

$$M_n \text{ max} = 25260774487,49 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

Como $M_N \text{ max} > \frac{M_{SOL}}{\phi}$, la viga solo necesita armadura a tracción.

Se debe buscar por tanteo la cantidad de acero a proporcionar, dándose valores de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos "a". Iterando llegamos a que con $a = 51.38 \text{ (mm)}$

$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a/2)} = 8189,17 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 51.383 \text{ (mm)} \quad \text{Se cumple}$$

Utilizaremos 16 \emptyset de 25 + 2 \emptyset de 16 = 8256.2 (mm^2) (En 2 filas).

- Refuerzo mínimo (ACI 318 2005, Sección 10.5.1)

En toda sección de un elemento sometido a flexión cuando por análisis se requiera refuerzo de tracción, el A_s proporcionada no debe ser

menor que:

$$A_{s_{MIN}} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4 \cdot f_y} \cdot b_w \cdot d > \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$

$$A_s = 8256,2 \text{ (mm}^2\text{)} > A_{s_{MIN}} = 1972.32 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple.}$$

Además se debe cumplir que $A_s > \frac{1.4 \cdot b \cdot d}{f_y}$

$$A_s = 8256.2 \text{ (mm}^2\text{)} > 2209 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Se cumple.}$$

4.3.2.5.3. Verificación Estado Límite de Servicio I

4.3.2.5.3.1. Control de fisuraciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.4)

Los elementos sometidos a flexión, excepto la losa del tablero, deben verificarse para tener grietas de anchos aceptables. Estos anchos se controlan mediante el parámetro Z , el cual no debe exceder de 30000 ($\frac{N}{mm}$) para miembros sometidos a exposición moderada. Se debe cumplir que la tensión de tracción en el acero de refuerzo f_{SA} , en el estado límite de servicio, no sobrepase el valor de $0.6 \cdot f_y$. Por lo tanto, tenemos que:

$$f_{SA} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 \cdot f_y$$

Donde:

d_c = Profundidad del hormigón medido desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra de refuerzo más cercana a esta fibra (mm).

A = Área de hormigón que tiene el mismo baricentro que la armadura principal a tracción y que esta limitada por las superficies de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro, dividida por el número de barras o alambres (mm^2); Para fines de cálculo, el espesor de recubrimiento libre de hormigón, usado para calcular A , no se deberá tomar mayor que 50 (mm).

Z = Parámetro relacionado con el ancho de fisura.

Para el cálculo de f_{SA} , utilizaremos el “ Z ” mas desfavorable, el cual

es de $30000 \left(\frac{N}{mm}\right)$

$f_y = 420 \text{ (MPa)}$

A y d_c se calculan como sigue:

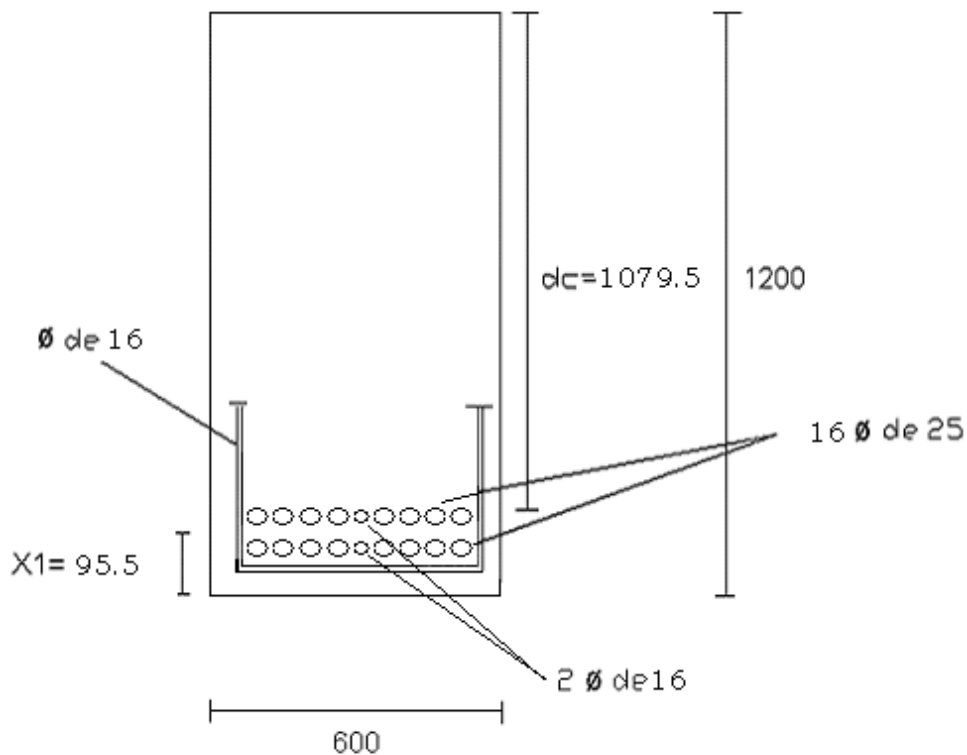


Figura 4.30: Control de figuraciones.

x_1 = recubrimiento (hasta eje del estribo) + radio estribo + diámetro ϕ de
 $25 + \frac{1}{2} \cdot \text{separación libre entre filas} = 9.55 \text{ (cm)}$

Por lo tanto $A = \frac{(2 \cdot x_1 \cdot 60)}{18} = 63.67 \text{ (cm}^2\text{)} = 6367 \text{ (mm}^2\text{)}$

$d_c = 120 - 5 - 0.8 - 2.5 - 2.5 - 1.25 = 107.95 \text{ (cm)} = 1079.5 \text{ (mm)}$

Por lo tanto: $f_{sA} = \frac{30000}{(1079.5 \cdot 6367)^{1/3}} = 157.78 \text{ (MPa)}$

$0.6 \cdot f_y = 0.6 \cdot 420 = 252 \text{ (MPa)}$

Como $f_{sa} < 0.6f_y$ La Tensión de tracción estará en el rango permitido aunque Z posea el valor más desfavorable, por lo que las grietas de nuestra viga tendrán anchos aceptables.

4.3.2.5.3.2. Control de deformaciones (AASHTO LRFD, 5.7.3.6.2)

Para el cálculo de las deformaciones se usara el Momento de Inercia Efectivo el cual esta dado por la siguiente formula:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} \leq I_g$$

Siendo: $M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t}$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración ($N \cdot mm$)

f_r = Modulo de ruptura del hormigón (MPa)

y_t = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema en tracción (mm) para la sección no fisurada.

M_a = Momento máximo para el cual la deformación es calculada ($N \cdot mm$)

I_{cr} = Momento de inercia fisurado (mm^4)

I_g = Momento de inercia de la sección bruta del hormigón (mm^4)

Para el cálculo de nuestro I_e , utilizaremos los siguientes datos y figuras:

f_c' = 25 (MPa)

f_r = Modulo ruptura del hormigón = $0.63\sqrt{f_c'}$ (MPa) = 3.15 (MPa)

$b_{EFFECT}LOSA$ = 3150 (mm) b_w = 600 (mm)

a = 51.38 (mm) (Altura del bloque de esfuerzos)

$n = \frac{E_s}{E_c} = 9$

A_s = 8256,2 (mm^2)

d = 1104.5 (mm)

e_{LOSA} = 220 (mm)

h_{VIGA} = 1200 (mm)

M_{SOL} = 3339462700 ($N \cdot mm$)

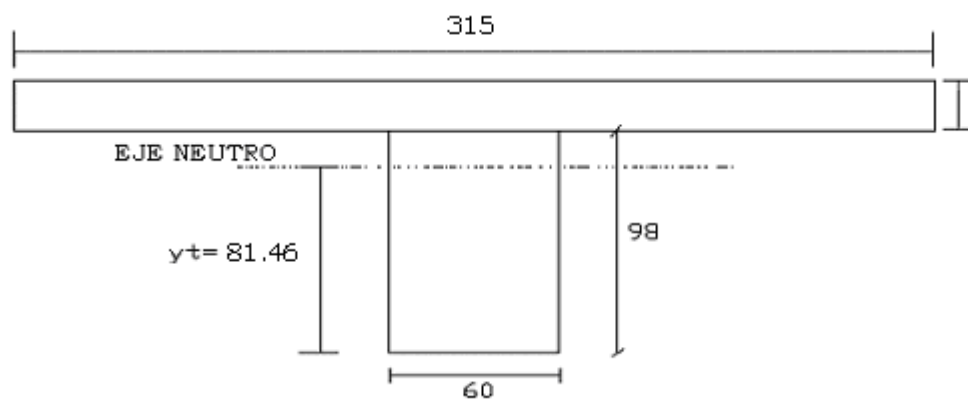


Figura 4.31: Sección no fisurada de la viga exterior. Dimensiones en (cm).

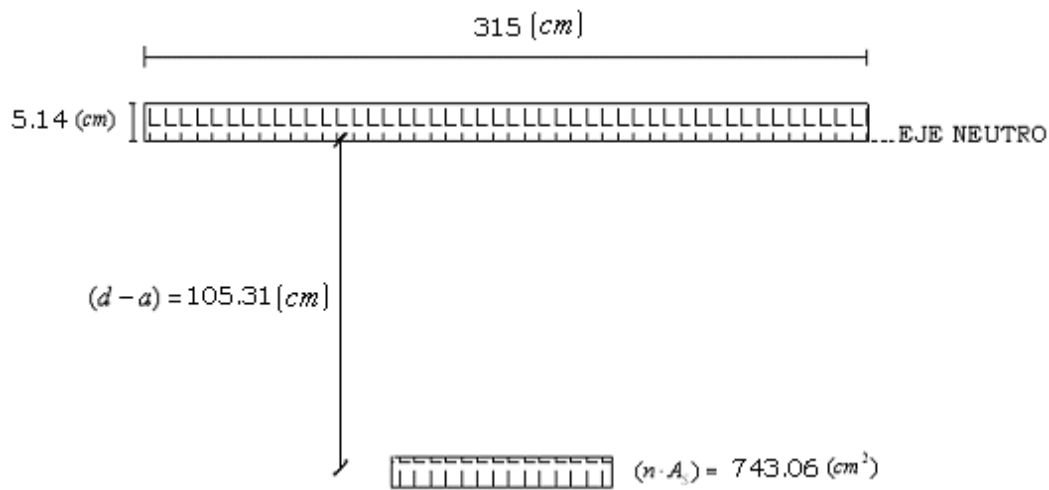


Figura 4.32: Sección fisurada de la viga exterior. Dimensiones en (cm).

Tendremos que:

$$y_T = 814.59 (mm)$$

$$I_g = 1.643 \cdot 10^{11} (mm^4)$$

$$M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t} = \frac{3.15 \cdot 1.644 \cdot 10^{11}}{814.59} = 635615146 (N \cdot mm)$$

$$I_{cr} = \frac{3150 \cdot 51.38^3}{3} + 9 \cdot 8256.2 \cdot (1053.12)^2 = 82552139626,5 (mm^4)$$

Por lo tanto se tendrá que:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 83116298758 (mm^4) \leq I_g$$

$$I_e = 0.0831 (m^4)$$

Calculo de deformaciones

La combinación de cargas a utilizar será Servicio I de la Tabla 3.4.1-1 de la norma.

La deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

- La deflexión debida solo al camión de diseño, o
- La deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

Se debe incluir el incremento por carga dinámica.

Según la sección 2.5.2.6.2 de la norma AASHTO LRFD, para las construcciones de hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general: L/800
- Cargas vehiculares y/o peatonales: L/1000
- Carga vehicular sobre voladizos: L/300
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos: L/375

Calculo de deformaciones

a) Deflexión debida solo al camión de diseño

$$P = 7.398 \text{ (T)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 1.33$$

$$C_d \text{ Viga exterior} = 1.33$$

$$\text{Coeficiente MOP} = 1.2$$

$$\text{Obtenemos } P^* = 7.398 * 1.33 * 1.33 * 1.2 = 15.703 \text{ (T)}$$

$$\frac{7}{29} P^* = 3.79 \text{ (T)}$$

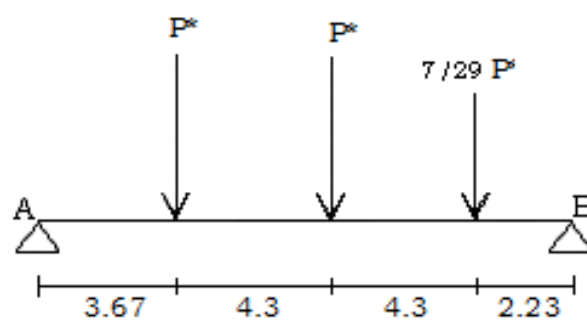


Figura 4.33: Carga para cálculo de deformación. Dimensiones en (m).

Ingresamos el modelo de la figura en SAP 2000, definiendo la sección de la viga solo por su I_e . Obtenemos la siguiente deformación máxima:

$$\Delta_{MAX} = 16.48 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.014 \text{ (m)}$$

$$\Delta_{ADM} = L/800 \text{ (m)} = 18.1 \text{ (mm)} \quad \text{en } x = 7.014 \text{ (m)}$$

La deflexión esta en el rango permitido.

b) Deflexión debida al 25 % del camión de diseño más la carga de faja.

$$P = 7.398 \text{ (T)}$$

$$P'' = 0.25 \cdot P = 1.8495 \text{ (T)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 1.33$$

$$C_D \text{ Momento Viga exterior} = 1.33$$

$$\text{Coeficiente MOP} = 1.2$$

$$\begin{aligned} \text{Obtenemos } P^* &= P'' \cdot IM \cdot CDME \cdot C_{MOP} \\ &= 1.8495 \cdot 1.33 \cdot 1.33 \cdot 1.2 = 3.926 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$\frac{7}{29} P^* = 0.947 \text{ (T)}$$

$$q^* = 0.4745 \cdot 1.33 \cdot 1.2 = 0.7573 \left(\frac{T}{m} \right)$$

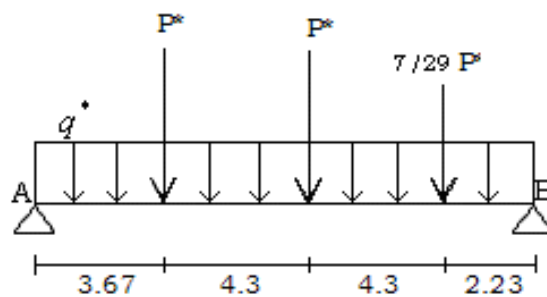


Figura 4.34: Carga para cálculo de deformación. Dimensiones en (m).

Ingresamos el modelo de la figura en SAP 2000, definiendo la sección de la viga solo por su I_e . Obtenemos la siguiente deformación máxima:

$$\Delta_{MAX} = 11.86 (mm) \quad \text{en } x = 7.01444 (m)$$

$$\Delta_{ADM} = L/800 = 18.1 (mm) \quad \text{en } x = 7.01444 (m)$$

La deflexión esta en el rango permitido.

4.3.2.5.4. Verificación Estado Limite de Fatiga

El rango de tensiones en el centroide del acero del refuerzo, como resultado de la combinación de carga de fatiga, no deberá exceder:

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{\min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right)$$

Con:

f_r = Rango de tensión (MPa)

f_{\min} = mínima tensión por sobrecarga, resultante de la combinación de cargas correspondiente a fatiga, combinada con la más severa tensión producto de las cargas permanentes o de las cargas permanentes mas las cargas externas inducidas por contracción y creep (fluencia lenta); la tracción se considera positiva, la compresión negativa (MPa).

$\frac{r}{h}$ = Razón entre el radio de base y la altura de giro de las deformaciones transversales; si el valor real se desconoce, 0.3 debe ser usado.

Carga de fatiga

El camión es similar al de la carga HL-93, diferenciándose solo en el ancho entre ejes traseros que en este caso se toma con valor igual a 9(m). No se toma en cuenta la carga de faja. La carga dinámica será de un 15%.

El momento máximo por carga de fatiga se calculara de igual forma que para la carga HL-93. Obtenemos que:

$$M_{Max} FAT = \frac{2.241 \cdot P}{L} \cdot \left[\frac{L}{2} - \left(\frac{b - 0.241 \cdot a}{4.482} \right) \right]^2 - 0.241 \cdot P \cdot a$$

$$M_{Max} FAT = 26.584 (T \cdot m)$$

Donde:

$$L = 14.5 (m)$$

$$a = 4.3 (m)$$

$$b = 9 (m)$$

$$P = 7.398 (T)$$

$$M_{Max} FAT = 260523200 (N \cdot mm) \text{ (Por carga de rueda)}$$

$$\text{Carga dinámica} = 15 \%$$

$$\text{Factor de carga (FC)} = 0.75$$

$$\text{F. de distribución de momento para viga exterior} = 1.33$$

$$\begin{aligned} \text{Momento de fatiga de diseño} &= M_{Max} FAT \cdot FC \cdot (1 + IM) \cdot FDME \\ &= 298852675,8 (N \cdot mm) \end{aligned}$$

$$d = 1104.5 (mm)$$

$$a = 51.38 (mm)$$

$$A_s = 8256.2 (mm)$$

Por lo tanto:

$$j = d - \frac{a}{2} = 1078,81 (mm)$$

f_s = Tensión en el centroide del área de refuerzo

$$f_s = \frac{M \cdot \text{fatigadediseño}}{A_s \cdot j} = 33.55 (MPa)$$

- Calculo de Tensión máxima f_r

$$\text{M. fatiga de diseño} = 298852675,8 (N \cdot mm)$$

M. por cargas permanentes = M. por pavimento + M. por elementos

$$\text{estructurales} = 113.15 + 8.41 = 121.56 (T \cdot m) = 1191288000 (N \cdot mm)$$

M. Combinado = M. fatiga de diseño + M. por cargas permanentes

$$= 298852675,8 + 1191288000 = 1490140676 \text{ (N}\cdot\text{mm)}$$

$$f_{MIN} = \frac{M_{COMB}}{A_s \cdot j} = 167,302 \text{ (MPa)}$$

$$f_r = 145 - 0.33 \cdot f_{min} + 55 \cdot \left(\frac{r}{h}\right) = 106.29 \text{ (MPa)}$$

$f_r < f_s$, por lo que se verifica el E. L. de fatiga

4.3.2.6. Diseño a corte para viga exterior (Según ACI 2005, Sección 11)

$$V_U = \text{Fuerza cortante mayorada} = 983368,26 \text{ (N)}$$

$$b_w = \text{Ancho del alma} = 600 \text{ (mm)}$$

$$d = \text{Altura útil de la viga} = 1104.5 \text{ (mm)}$$

$$a = \text{Altura del bloque de esfuerzos} = 51.38 \text{ (mm)}$$

$$\phi = \text{Factor de resistencia de flexión} = 0.9$$

$$V_{NOMINAL} = \text{Resistencia nominal al corte} = \frac{V_U}{\phi} = 1092631,4 \text{ (N)}$$

V_C = Resistencia nominal al corte proporcionada por el hormigón

$$V_C = \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \cdot b_w \cdot d = 552250 \text{ (N)}$$

V_S = Resistencia nominal al corte proporcionada por el refuerzo

$$V_S = V_N - V_C = 540381,4 \text{ (N)}$$

$$A_v = \text{Área de refuerzo} = \frac{V_S \cdot S}{f_y \cdot d} = 232.98 \text{ (mm}^2\text{)} \quad \text{Con } S = 200 \text{ (mm)}$$

(Espaciamiento fijo a utilizar)

Limitaciones a la armadura (ACI 2005 11.5.6)

Si $V_U > 0.5 \cdot \phi \cdot V_C$ la armadura debe ser mayor a la mínima

$$983368,26 \text{ (N)} > 248512,5 \text{ (N)}$$

$$V_U > 0.5 \cdot \phi \cdot V_C$$

Por lo tanto A_v debe ser mayor a $A_v \text{ min}$

Donde:

$$A_v \text{ min} = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot S}{16f_y} = 89.286 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Como $A_v > A_v \text{ min}$ se usara $A_v = 232.97 \text{ (mm}^2\text{)} = 2.33 \text{ (cm}^2\text{)}$

Se usara estribo \emptyset de 16 de dos ramas $A_v = 4.02 \text{ (cm}^2\text{)}$

4.3.3. DISEÑO DE TRAVESAÑOS

Se debe diseñar solo un travesaño de la estructura, el más desfavorable. (Ver figura 4.1)

4.3.3.1. Armadura inferior

Carga muerta

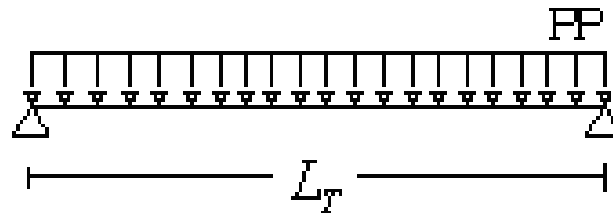


Figura 4.39: Carga para cálculo de Momento por peso propio sobre el travesaño

$$\text{Peso total de la losa PTA} = 0.22 \cdot 14.5 \cdot 8 = 25.52 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total de las barandas PB} = 2 \cdot 0.05 \cdot 14.5 = 1.45 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total del pavimento PPAV} = 8 \cdot 14.5 \cdot 0.05 = 5.8 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso total de los pasillos PPAS} = 0.395 \cdot 2.5 \cdot 14.5 \cdot 2 = 28.63 \text{ (T)}$$

$$\text{Peso de travesaños (Unidad) PTR} = 0.93 \cdot 0.25 \cdot 2.5 \cdot 2.9 = 1.685 \text{ (T)}$$

Utilizando áreas tributarias, tendremos que los travesaños ubicados en la parte central de la luz serán los más desfavorables.

Para cada uno de los travesaños centrales se tendrá que:

PP1 = Peso propio por metro de viga de todos los componentes estructurales, excepto el pavimento.

$$PP1 = (PTA/4 + PB/4 + PPAS/4 + PTR)/3.5$$

$$PP1 = (6.38 + 0.362 + 7.158 + 1.685)/3.5 = 4.45 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_1Max(+) = \frac{PP1 \cdot l^2}{8} = 6.81 (T \cdot m)$$

PP2 = Peso propio por metro de viga del pavimento

$$PP2 = PPAV/4 = 1.45 \left(\frac{T}{m}\right)$$

$L_T = 3.5 (m)$ = Distancia entre ejes de vigas

$$M_2Max(+) = \frac{PP2 \cdot l^2}{8} = 2.22 (T \cdot m)$$

Carga vehicular

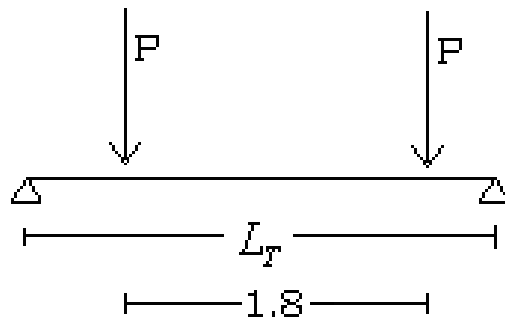


Figura 4.40: Carga para cálculo de Momento por Carga Vehicular sobre el travesaño

$$P = 7.398 \cdot C_{MOP} \cdot IM = 7.398 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 11.807 (T)$$

$L_T = 3.5 (m)$ = Distancia entre ejes de vigas

$$M_MMax(+) = 10.036 (T \cdot m) \quad (\text{Según Sap 2000})$$

Finalmente

$$f'_c = 25 (MPa)$$

Acero = A63-42H Por lo tanto $f_y = 420 (MPa)$

$\emptyset = 0.9$ (AASHTO LRFD, 5.5.4.2.1)

$$b = 250 (mm)$$

$$d = 880 \text{ (mm)} \quad 50 \text{ (mm) de recubrimiento}$$

(MCV3 3.1003.604)

Momento solicitante,

$$\begin{aligned} M^{(+)}_{\text{Diseño}} &= 1.25 \cdot M_1^{(+)} \text{Max} + 1.5 \cdot M_2^{(+)} \text{Max} + 1.75 \cdot M_M \text{Max}(+) = 29.4 \text{ (T} \cdot \text{m)} \\ &= 288120000 \text{ (N} \cdot \text{mm)} \end{aligned}$$

Armadura (Referencia 3)

En primer lugar, debemos determinar si el travesaño necesita armadura simple o doble. Para esto, calculamos ρ_{\max}

$$\rho_{\max} = 0.75 \cdot \rho_{bal} \quad \text{Con} \quad \rho_{bal} = 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \cdot \frac{6300}{6300 + f_y}$$

$$f_y \text{ y } f_c' \text{ en } \left(\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}\right) \quad \text{y} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ (ACI 318 2005, 10.2.7.3)}$$

Por lo tanto $\rho_{\max} = 1.94 \cdot 10^{-2}$

$$A_s \text{ max} = 4257.59 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$M_N \text{ max} = A_s \text{ max} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{con} \quad a = \frac{A_s \text{ max} \cdot f_y}{f_c' \cdot \beta_1 \cdot b} = 336,6 \text{ (mm)}$$

$$M_N \text{ max} = 1272653043.75 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

Como $M_N \text{ max} > \frac{M_{SOL}}{\phi}$, el travesaño solo necesita armadura a tracción.

Se debe buscar por tanteo la cantidad de acero a proporcionar, dándose valores de la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos "a". Iterando llegamos a que con $a = 71.37 \text{ (mm)}$

$$A_s = \frac{M_{SOL} / \phi}{f_y (d - a/2)} = 902.77 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = 71.372 \text{ (mm)} \quad \text{Se cumple}$$

Utilizaremos 2 ø de 22 + 2 ø de 10 = 917.34 (mm²).

Esta armadura cumple con la mínima estipulada en la ecuación 10.3 del ACI 2005.

$$A_M = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{4 \cdot f_y} = 654.76 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Y además, es mayor a $\frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 733.33 \text{ (mm}^2\text{)}$

4.3.3.2. Armadura superior

Carga muerta

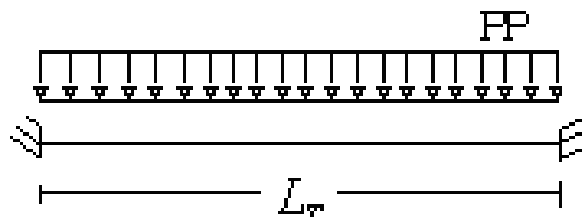


Figura 4.41: Carga para cálculo de Momento por peso propio sobre el travesaño

Para cada uno de los travesaños centrales se tendrá que:

$$PP1 = (6.38 + 0.362 + 7.158 + 1.685) / 3.5 = 4.45 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_1 Max(+) = 4.542 \text{ (T} \cdot \text{m)}$$

PP2 = Peso propio por metro de viga del pavimento

$$PP2 = PPAV / 4 = 1.45 \left(\frac{T}{m} \right)$$

$$L_T = 3.5 \text{ (m)} = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_2Max(+) = 1.48 (T \cdot m)$$

Carga vehicular

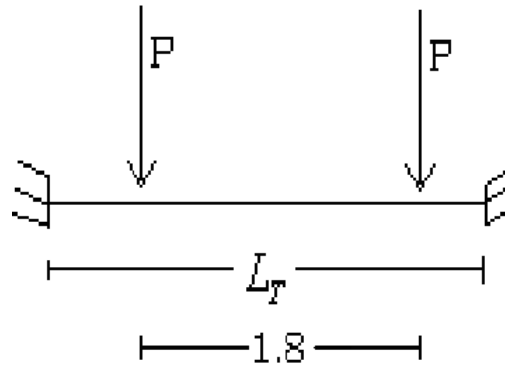


Figura 4.42: Carga para cálculo de Momento por Carga Vehicular sobre el travesaño

$$P = 7.398 \cdot C_{MOP} \cdot IM = 7.398 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 11.807 (T)$$

$$L_T = 3.5 (m) = \text{Distancia entre ejes de vigas}$$

$$M_M Max(-) = 7.598 (T \cdot m) \quad (\text{Según Sap 2000})$$

Finalmente

$$\begin{aligned} M^{(-) \text{Diseño}} &= 1.25 \cdot M_1^{(-) \text{Max}} + 1.5 \cdot M_2^{(-) \text{Max}} + 1.75 \cdot M_M Max^{(-)} \\ &= 21.194 (T \cdot m) \end{aligned}$$

Diseñando del mismo modo que para la armadura inferior se determina una armadura de $2 \varnothing$ de 18 + $2 \varnothing$ de 10 = 666.02 (mm^2) para la armadura superior.

Esta armadura cumple con la mínima estipulada en la ecuación 10.3

del ACI 2005.
$$A_M = \frac{\sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d}{4 \cdot f_y} = 654.76 (mm^2)$$

Pero no es, mayor a
$$\frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y} = 733.33 (mm^2)$$

Por lo tanto se usara $1 \varnothing$ de 22 + $1 \varnothing$ de 18 + $1 \varnothing$ de 12 = 747.7 (mm^2)

Armadura de repartición: $\varnothing 12 @ 20$

Estribos: $\varnothing 12 @ 20$

4.4. TABLAS PARA DISEÑO DE MODELOS

Cabe mencionar que para cada una de las vigas diseñadas por el método LRFD se verificaron las deformaciones, el ancho de fisuración y el E. L. de Fatiga. Además todas las vigas son simplemente armadas.

4.4.1. Diseño Modelo 1. Configuración de 3 vigas a 3.5(m), con L = 15 (m)

Dimensiones Vigas: $h = 0.98(m)$ (sin incluir losa) $b = 0.6 (m)$
 Travesaños: $h = 0.93(m)$ $b = 0.25(m)$

Tabla 4.1. Factores de distribución

FACTORES DE DISTRIBUCION			ASD	LRFD
	Viga interior			
		Momento	2,77	0,962
		Corte	2,77	2,81
	Viga Exterior			
		Momento	2,77	1,33
		Corte	2,77	1,33

Tabla 4.2. Armaduras

			ASD	LRFD
LOSA				
	Zona central			
		A. principal (Perpendicular Al transito)	\varnothing de 16 @ 17,5 (cm) = 1148,9 (mm^2/m)	2 capas exteriores de 16 @ 35 (cm) = 1148,93 (mm^2/m)
		A. de distribución	\varnothing de 10 @ 10 (cm) = 785,4 (mm^2/m)	2 capas interiores de 10 @ 20 (cm) = 785,4 (mm^2/m)
	Voladizos		\varnothing de 16 @ 11 (cm) = 1827,81 (mm^2/m) (Caso Eventual)	\varnothing de 16 @ 9.5 (cm) = 2116.4 (mm^2/m)
VIGAS				
	Interior			
		Flexión	17 \varnothing de 32 + 7 \varnothing de 28 = 17982,5 (mm^2). En 3 filas.	14 \varnothing de 25 + 2 \varnothing de 12 = 7098,52 mm^2). En 2 filas.

		Corte	\varnothing de 22 @ 20 (cm) = 760 (mm ²)	\varnothing de 22 @ 20 (cm) = 760 (mm ²)
	Exteriores			
		Flexión	16 \varnothing de 32 + 8 \varnothing de 28 = 17794 (mm ²) En 3 filas.	16 \varnothing de 25 + 2 \varnothing de 16 = 8256,2 (mm ²). En 2 filas.
		Corte	\varnothing de 22 @ 20 (cm) = 760 (mm ²)	\varnothing de 16 @ 20 (cm) = 402 (mm ²)
TRAVESAÑOS				
	Inferior		4 \varnothing de 18 + 2 \varnothing de 12 = 1244,08 (mm ²)	2 \varnothing de 22 + 2 \varnothing de 10 = 917.34 (mm ²)
	Superior		4 \varnothing de 16 = 804,24 (mm ²)	\varnothing de 22 + \varnothing de 18 + \varnothing de 12 = 747.7 (mm ²)
	A. de Repartición		\varnothing de 12 @ 20 (cm)	\varnothing de 12 @ 20 (cm)
	Estribos		\varnothing de 12 @ 20 (cm)	\varnothing de 12 @ 20 (cm)

4.4.2. Diseño Modelo 2. Configuración de 3 vigas a 3.5(m), con L = 20(m)

Dimensiones

Vigas: $h = 1.28(m)$ (sin incluir losa) $b = 0.7(m)$

Travesaños: $h = 1.23(m)$ $b = 0.25(m)$

Tabla 4.3. Factores de distribución

FACTORES DE DISTRIBUCION			ASD	LRFD
	Viga interior			
		Momento	2,77	0,962
		Corte	2,77	2,81
	Viga Exterior			
		Momento	2,77	1,33
		Corte	2,77	1,33

Tabla 4.4. Armaduras

			ASD	LRFD
LOSA				
	Zona central			
		A. Principal (Perpendicular al transito)	\varnothing de 12 @ 10 (cm) = 1131 (mm^2/m)	2 capas exteriores de 16 @ 35 (cm) = 1148,93 (mm^2/m)
		A. de Distribución	\varnothing de 10 @ 10 (cm) = 785,4 (mm^2/m)	2 capas interiores de 10 @ 20 (cm) = 785,4 (mm^2/m)
	Voladizos		\varnothing de 16 @ 11 (cm) = 1827,8 (mm^2/m) (Caso Eventual)	\varnothing de 16 @ 9.5 (cm) = 2116.4 (mm^2/m)
VIGAS				
	Interior			

		Flexión	15 ø de 32 + 12 ø de 36 = 24278,31 (mm ²). En 3 filas.	16 ø de 28 + 2 ø de 18 + 2 ø de 8 = 10461,48 (mm ²). En 2 filas.
		Corte	ø de 22 @ 20 (cm) = 760 (mm ²)	ø de 18 @ 20 (cm) = 509 (mm ²)
	Exteriores			
		Flexión	15 ø de 32+12 ø de 36 = 24278,31 (mm ²). En 3 filas.	18 ø de 28+2 ø de 22 = 11843,8 (mm ²). En 2 filas.
		Corte	ø de 18 @ 20 (cm) = 509 (mm ²)	ø de 12 @ 20 = 226,2 (mm ²)
TRAVESAÑOS				
	Inferior		4 ø de 18 = 1017,8 (mm ²)	2 ø de 22 + ø de 10+3 ø de 8 = 989.6 (mm ²)
	Superior		2 ø de 22+ø de 10+3 ø de 8= 989.6(mm ²)	2 ø de 22 + ø de 10+3 ø de 8 = 989.6 (mm ²)
	A. de Repartición		ø de 12 @ 20 (cm)	ø de 12 @ 20 (cm)
	Estribos		ø de 12 @ 20 (cm)	ø de 12 @ 20 (cm)

4.4.3. Diseño Modelo 3. Configuración de 4 vigas a 2.5(m), con L = 15(m)

Dimensiones

Vigas: $h = 0.88(m)$ (sin incluir losa) $b = 0.55(m)$

Travesaños: $h = 0.83(m)$ $b = 0.25(m)$

Tabla 4.5. Factores de distribución

FACTORES DE DISTRIBUCION		ASD	LRFD
	Viga interior		
		Momento	1,367
		Corte	0,728
	Viga Exterior		
		Momento	1,367
		Corte	0,84
			1,11
			1,11

Tabla 4.6. Armaduras

			ASD	LRFD
LOSA				
	Zona central			
		A. principal Perpendicular al transito)	\emptyset de 10 @ 9 (cm) = 872,67 (mm^2/m)	2 capas exteriores de 16 @ 35 (cm) = 1148,93 (mm^2/m)
		A. de Distribución	\emptyset de 12 @ 19 (cm) = 595,26 (mm^2/m)	2 capas interiores de 10 @ 20 (cm) = 785,4 (mm^2/m)
	Voladizos		\emptyset de 16 @ 13 (cm) = 1546,6 (mm^2/m) (Caso Eventual)	\emptyset de 16 @ 12 (cm) = 1675.5 (mm^2/m)
VIGAS				
	Interior			
		Flexión	6 \emptyset de 25 + 15 \emptyset de 28 = 12181.55 (mm^2). En 3 filas.	12 \emptyset de 25 + 2 \emptyset de 8 = 5991,1 (mm^2). En 2 filas.

		Corte	\emptyset de 16 @ 20 (cm) = 402 (mm ²)	\emptyset de 10 @ 20 (cm) = 157,1 (mm ²)
	Exteriores			
		Flexión	6 \emptyset de 25 + 15 \emptyset de 28 = 12181.55 (mm ²). En 3 filas.	14 \emptyset de 25+2 \emptyset de 22 = 7632,58 (mm ²). En 2 filas.
		Corte	\emptyset de 16 @ 20 (cm) = 402 (mm ²)	\emptyset de 12 @ 20 (cm) = 226,2 (mm ²)
TRAVESAÑOS				
	Inferior		\emptyset de 22 + \emptyset de 16 + \emptyset de 10 = 659.74 (mm ²)	\emptyset de 22 + \emptyset de 16 + \emptyset de 10 = 659.74 (mm ²)
	Superior		\emptyset de 22 + \emptyset de 16 + \emptyset de 10 = 659.74 (mm ²)	\emptyset de 22 + \emptyset de 16 + \emptyset de 10 = 659.74 (mm ²)
	A. de Repartición		\emptyset de 12 @ 20 (cm)	\emptyset de 12 @ 20 (cm)
	Estribos		\emptyset de 12 @ 20 (cm)	\emptyset de 12 @ 20 (cm)

4.4.4. Diseño Modelo 4. Configuración de 4 vigas a 2.5(m), con L = 20(m)

Dimensiones

Vigas: $h = 1.18(m)$ (sin incluir losa) $b = 0.65(m)$

Travesaños: $h = 1.13(m)$ $b = 0.25(m)$

Tabla 4.7. Factores de distribución

FACTORES DE DISTRIBUCION			ASD	LRFD
	Viga interior			
		Momento	1,367	0,733
		Corte	1,367	0,84
	Viga Exterior			
		Momento	1,367	1,11
		Corte	1,367	1,11

Tabla 4.8. Armaduras

			ASD	LRFD
LOSA				
	Zona central			
		A. principal (Perpendicular al transito)	\varnothing de 10 @ 9,5 (cm) = 826,74 (mm^2/m)	2 capas exteriores de 16 @ 35 (cm) = 1148,93 (mm^2/m)
		A. de Distribución	\varnothing de 10 @ 14 (cm) = 561 (mm^2/m)	2 capas interiores de 10 @ 20 (cm) = 785,4 (mm^2/m)
	Voladizos		\varnothing de 16 @ 13,5 (cm) = 1489 (mm^2/m) (Caso Eventual)	\varnothing de 16 @ 12 (cm) = 1675.5 (mm^2/m)
VIGAS				
	Interior			
		Flexión	12 \varnothing de 28 + 12 \varnothing de 32 = 17040.03	14 \varnothing de 25 + 2 \varnothing de 22

			(mm ²). En 3 filas.	= 7632,58(mm ²). En 2 filas.
		Corte	∅ de 16 @ 20 (cm) = 402,01 (mm ²)	∅ de 10 @ 20 (cm) = 157,1 (mm ²)
	Exteriores			
		Flexión	12 ∅ de 28+ 12 ∅ de 32 = 17040.03 (mm ²). En 3 filas.	18 ∅ de 25= 8835,84 (mm ²). En 2 filas.
		Corte	∅ de 16 @ 20 (cm) = 402,01 (mm ²)	∅ de 10 @ 20 (cm) = 157,1 (mm ²)
TRAVESAÑOS				
	Inferior		4 ∅ de 16 + ∅ de 8 = 904.78 (mm ²)	4 ∅ de 16 + ∅ de 8 = 904.78 (mm ²)
	Superior		4 ∅ de 16 + ∅ de 8 = 904.78 (mm ²)	4 ∅ de 16 + ∅ de 8 = 904.78 (mm ²)
	A. de Repartición		∅ de 12 @ 20 (cm)	∅ de 12 @ 20 (cm)
	Estribos		∅ de 12 @ 20 (cm)	∅ de 12 @ 20 (cm)

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. GENERAL

En este capítulo se comparan los resultados obtenidos del diseño con la norma AASHTO Standard Specifications (1996) y los obtenidos utilizando la norma AASHTO LRFD (1998), para una superestructura de un puente de vigas de hormigón armado de dimensiones típicas utilizadas en nuestro país. Se comparan los refuerzos obtenidos y las metodologías de diseño utilizadas con una y otra norma destacando las diferencias más relevantes que se han detectado al diseñar con las diferentes normas.

5.2. COMPARACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO Y DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.2.1. Carga permanente

Los esfuerzos determinados por cargas permanentes de pasillos, pavimento y barandas resultaron de igual valor para ambas normas, excepto para el caso de los esfuerzos provocados por la carga de las losas. Esta varía debido a que el ancho colaborante cambia dependiendo la norma. La norma AASHTO Standard solo especifica un ancho colaborante común para vigas interiores y exteriores a diferencia de la norma LRFD que presenta ecuaciones distintas para cada caso, ocupando, eso sí, los mismos parámetros.

Se determina que la carga permanente sobre las vigas disminuye a medida que aumenta el número de vigas que contiene el modelo y aumenta cuando crece la longitud del puente.

5.2.2. Carga Viva

La norma AASHTO LRFD define para la carga viva vehicular un único tipo de carga, denominada HL-93, donde el camión de diseño es similar al camión HS 20-44 establecido en la AASHTO Standard. Por otra parte, la norma AASHTO Standard fija diferentes tipos de camiones, dependiendo del peso y cantidad de ejes que estos tienen (Tipo HS 20-44, H 20-44, HS 15-44 y H 15-44).

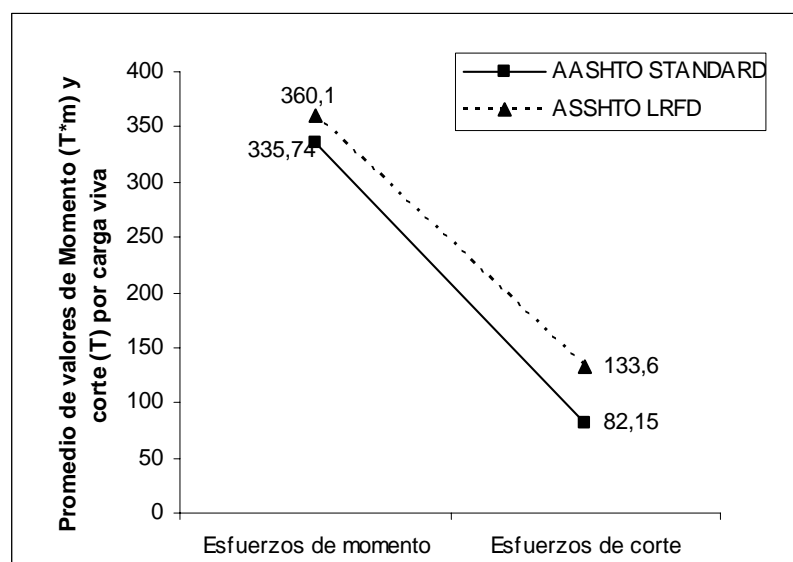
La carga viva en la norma AASHTO LRFD, en comparación con la norma AASHTO Standard, se ve aumentada notoriamente, debido a que considera en la carga HL-93, la condición más desfavorable entre:

- Carga de tándem más carga de faja o
- Carga de camión más carga de faja (utilizada en nuestro país)

En cambio, la norma AASHTO Standard utiliza la carga viva HS 20-44, la cual se determina como la condición más desfavorable entre la carga de camión (utilizada en nuestro país) y la carga de faja (diferente a la carga de faja utilizada en la norma LRFD).

En los gráficos que se presentan a continuación se puede observar los diferentes esfuerzos por carga viva debido a ambas normas.

Grafico 5.1: Esfuerzos por carga viva sobre viga interior



Para determinar las abscisas del grafico se promediaron los valores de cada uno de los modelos, por ejemplo, para determinar el valor promedio de momento por carga viva para la viga interior según el método ASD, se promediaron los siguientes valores:

Momento para modelo 1: 299.14 ($T \cdot m$)

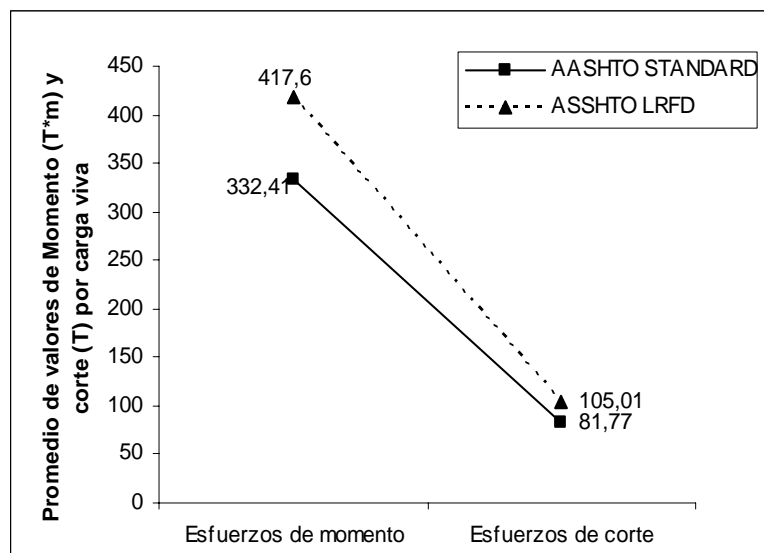
Momento para modelo 2: 522.98 ($T \cdot m$)

Momento para modelo 3: 183.25 ($T \cdot m$)

Momento para modelo 4: 369.0 ($T \cdot m$)

De la misma forma se determinan los valores para las vigas exteriores.

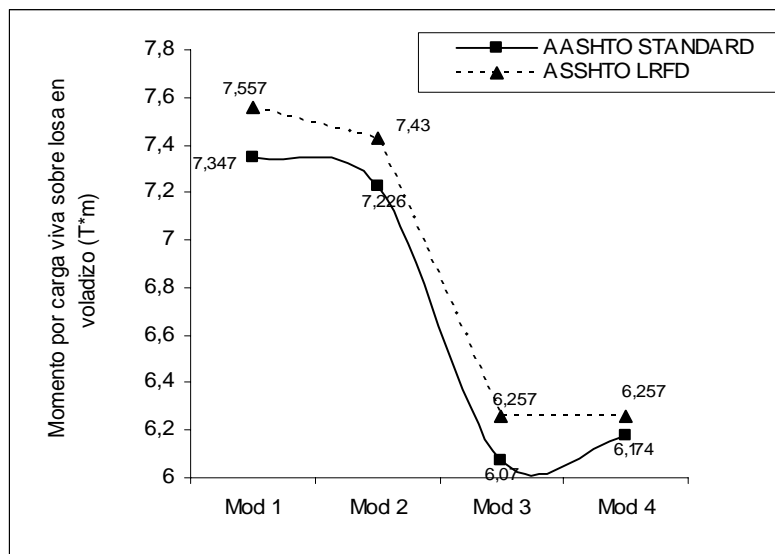
Grafico 5.2: Esfuerzos por carga viva sobre viga exterior



Las diferencias existentes entre la carga viva determinada con una y otra norma, son relevantes en el diseño de las vigas no así en el de las losas.

Para el diseño de las vigas, los esfuerzos de momento promedios según la norma LRFD aumentan en un 7.25% para las vigas interiores y un 25.62% para las vigas exteriores en comparación con el diseño según la norma Standard. Para el diseño de corte estos porcentajes aumentan a 62.63% y 28.42% respectivamente. Los esfuerzos por carga viva (momento y corte) sobre las vigas disminuyen a medida que aumenta el número de vigas que contiene el modelo y aumenta cuando crece la longitud del puente.

Grafico 5.3: Esfuerzos por carga viva sobre losa en voladizo



Para los voladizos de las losas, en promedio los esfuerzos de momento según la norma LRFD aumentan un 2.55%.

Por otra parte, se puede observar que las solicitaciones provocadas por cada norma aumentan a medida que disminuye el número de vigas.

La norma AASHTO LRFD, a diferencia de la norma AASHTO Standard, establece valores constantes para el coeficiente de impacto que varían dependiendo sólo del estado límite que se va a determinar, no de la luz del puente como lo hace la norma Standard. Para todos los estados límites corresponde a un 33% de la carga estática de camión, excepto para el estado de fatiga al cual corresponde un 15% de la carga.

Además la norma LRFD no toma en cuenta el coeficiente de reducción por probabilidad de ocurrencia de vías cargadas.

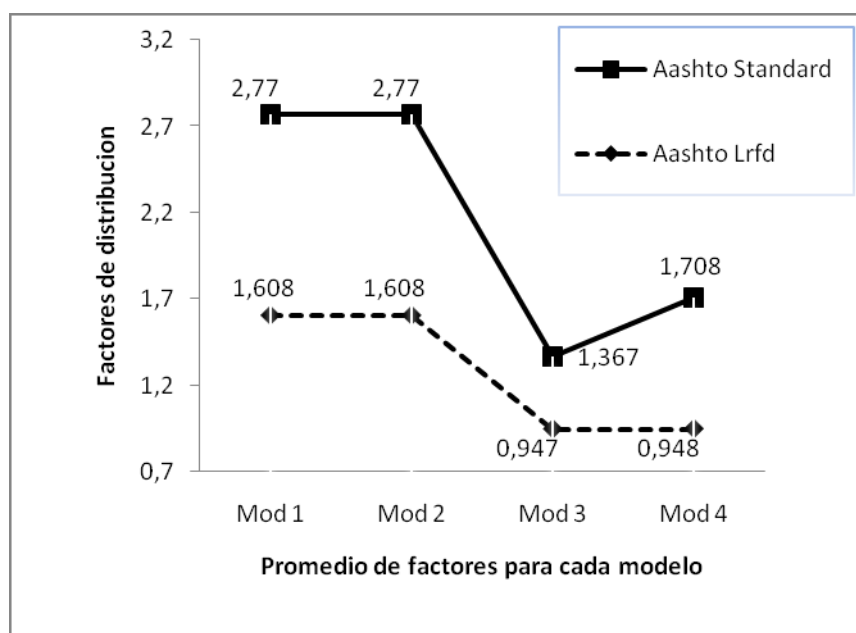
5.2.3. Factores de Distribución

La norma LRFD para el calculo de los factores de distribución, además de hacer la diferencia entre tipo (interior y exterior) y número de vigas, diferencia entre esfuerzo de momento y corte.

La norma Standard sólo hace diferencia entre viga exterior e interior. Según esta norma, en ningún caso una viga exterior puede tener menor capacidad de resistencia que una viga interior, por lo que en nuestro caso particular los coeficientes para las vigas exteriores fueron iguales que para las vigas interiores, lo que no ocurre en el diseño según la norma LRFD.

Además, estos factores cuando son determinados con la norma AASHTO Standard varían dependiendo solamente de la luz de las vigas, a diferencia de los determinados según la norma AASHTO LRFD que no sólo dependen de la luz, sino también del espaciamiento entre vigas, espesor de la losa, número de vigas, módulo de elasticidad de la viga y de la losa, momento de inercia de la viga no compuesta y de la distancia entre los centros de gravedad de la viga no compuesta y de la losa, logrando de esta manera tener coeficientes de distribución mucho más precisos.

Grafico 5.4: Comparación de factores de distribución



Los valores de los factores de distribución obtenidos por la norma AASHTO LRFD son mucho menores para los distintos modelos, que los obtenidos con la AASHTO Standard, mostrando de esta forma, una notable

diferencia entre ambas normas. Además, se observa que para 2 modelos con igual número de vigas (con igual separación entre ejes) los coeficientes son iguales, independiente de la luz del modelo y de la norma con que se diseñe.

5.2.4. Combinaciones de Carga

Otra diferencia de importancia son los estados de carga que se verifican en el diseño con cada norma. En la norma AASHTO Standard se verifica que se cumplan los estados de:

- Servicio (Utilizado en esta Memoria) o
- Factores de carga

En cambio, la norma AASHTO LRFD ocupa, valga la redundancia, el método de factores de carga y resistencia. Este método establece 11 estados de carga diferentes, de los cuales se deben verificar, todos los que sean revelantes para el diseño de nuestra estructura. En esta memoria se verificaron los siguientes:

- Resistencia I,
- Servicio I,
- Fatiga.

El estado de Resistencia I define los criterios de capacidad última de la estructura para asegurar su resistencia y estabilidad, tanto local como global. El estado de Servicio I controla el ancho de las grietas en las estructuras de hormigón armado presentes en la estructura y las deformaciones de las vigas. El Estado de Fatiga controla el rango de tensiones en las barras de refuerzo.

5.2.5. Diseño Losa de hormigón armado

5.2.5.1. Diseño parte central

La norma AASHTO Standard, solo diseña según el método elástico aproximado, conocido también como método de las franjas.

La norma AASHTO LRFD sugiere tres métodos de análisis para el diseño:

- El método elástico aproximado, análogo al de la norma AASHTO Standard pero más detallado.
- El método refinado (modela la estructura con elementos finitos).
- El método empírico.

Este último método es el más radical ya que cambia todos los conceptos que anteriormente se tenían sobre este diseño. Establece que no es la flexión que soporta la carga de las ruedas, sino que el efecto tipo arco que se produce internamente, por lo que se necesita armadura mínima en las losas de hormigón armado. Es un procedimiento en el cual se ordena una cantidad de acero de refuerzo para proveerlo en la losa si es que la superestructura cumple con una serie de condiciones. Se utiliza solo para la parte central de las losas. Este nuevo criterio provoca considerables cambios en los valores de las armaduras de las losas, tanto en la superior como en la inferior. A continuación se presentan graficados los valores obtenidos para los distintos modelos.

Grafico 5.5: Armadura principal (perpendicular al tráfico) de la losa

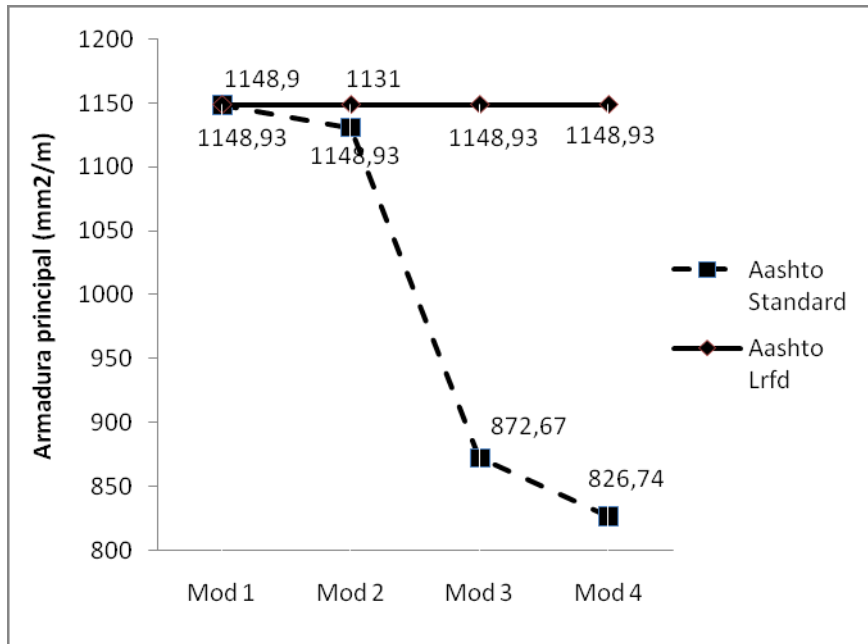
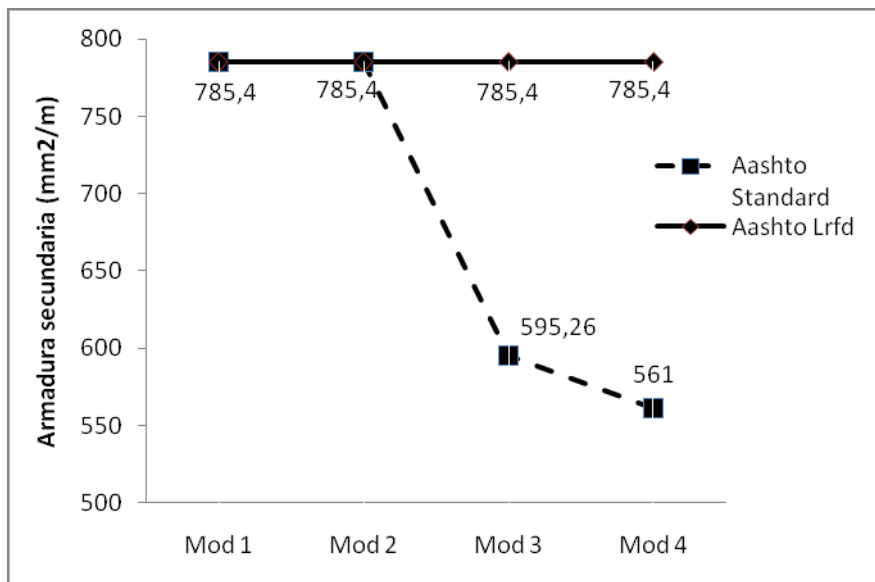


Grafico 5.6: Armadura de distribución (paralela al tráfico) de la losa



La armadura principal (perpendicular al tránsito) calculada según la norma LRFD es en promedio un 15.5% mayor que la armadura determinada por la norma Standard.

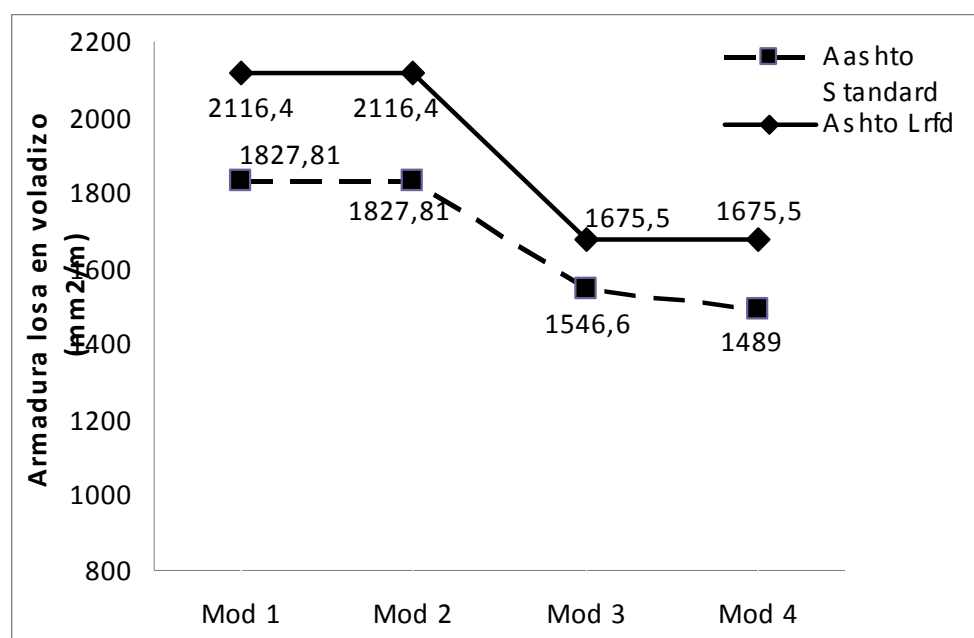
De forma similar la armadura de distribución o repartición (paralela al tránsito) calculada según la norma LRFD es en promedio un 15.2% mayor que la armadura determinada por la norma Standard.

Cabe destacar que las armaduras determinadas según el diseño empírico de la norma LRFD son independientes de la luz de diseño y del número de vigas de la estructura, no así en la norma Standard, donde varían principalmente debido al número de estas.

5.2.5.2. Diseño de voladizos

En el diseño de la losa en voladizo según la norma LRFD, la situación en que la rueda del camión esta sobre el pasillo, ya no es considerada como eventual como en la norma Standard, sino como un estado límite más, Estado de evento extremo II, evitando así el aumento en un 50% de las tensiones admisibles de los materiales, que se utilizaba en la norma Standard. En el siguiente gráfico se muestra los valores obtenidos para las armaduras de las losas en voladizo.

Grafico 5.7: Armadura de las losas en voladizo



En promedio, las armaduras determinadas por el método LRFD son un 13.34 % mayores que las determinadas según el método ASD, y varían principalmente dependiendo el numero de vigas del modelo.

5.2.6. Diseño de vigas

Grafico 5.8: Armadura de flexión para vigas interiores

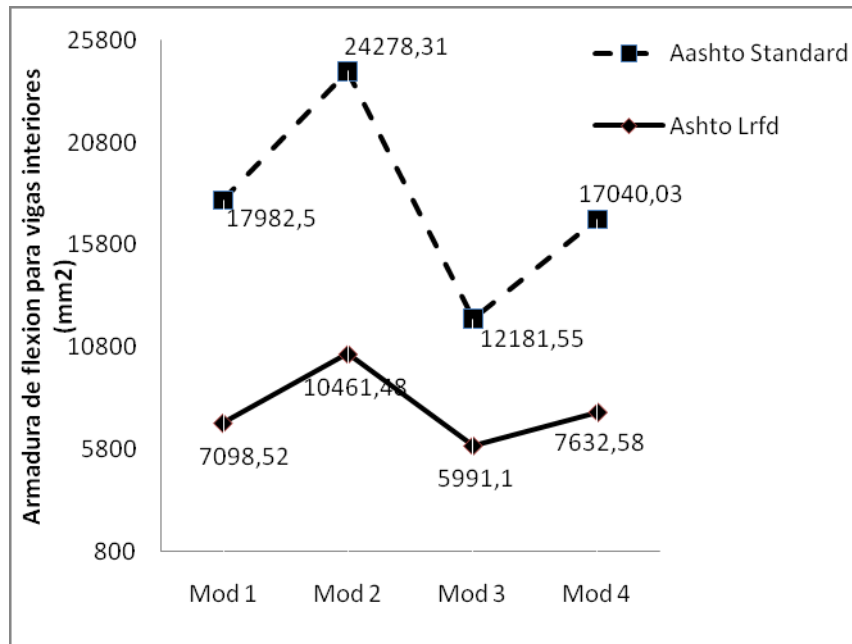


Grafico 5.9: Armadura de corte para vigas interiores

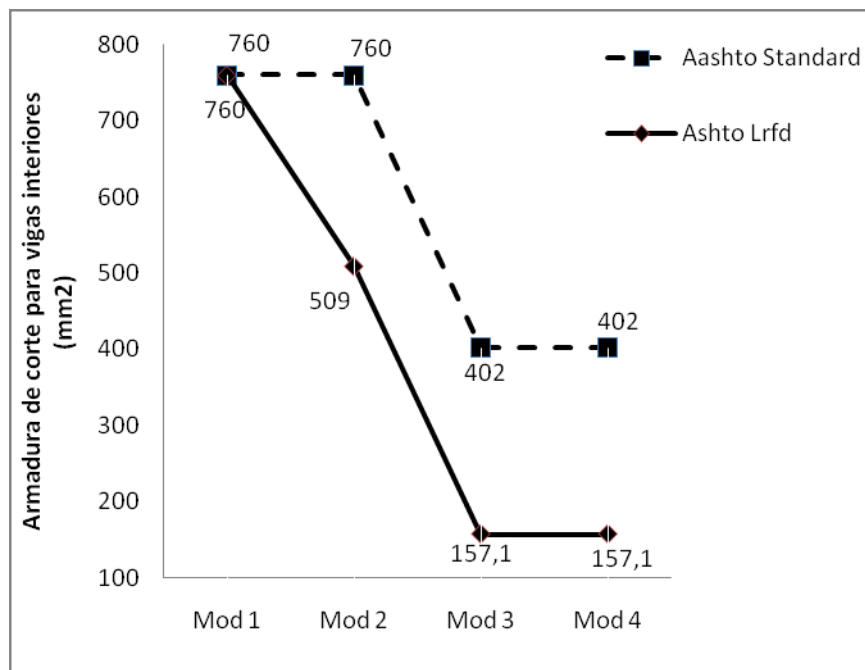


Grafico 5.10: Armadura de flexión para vigas exteriores

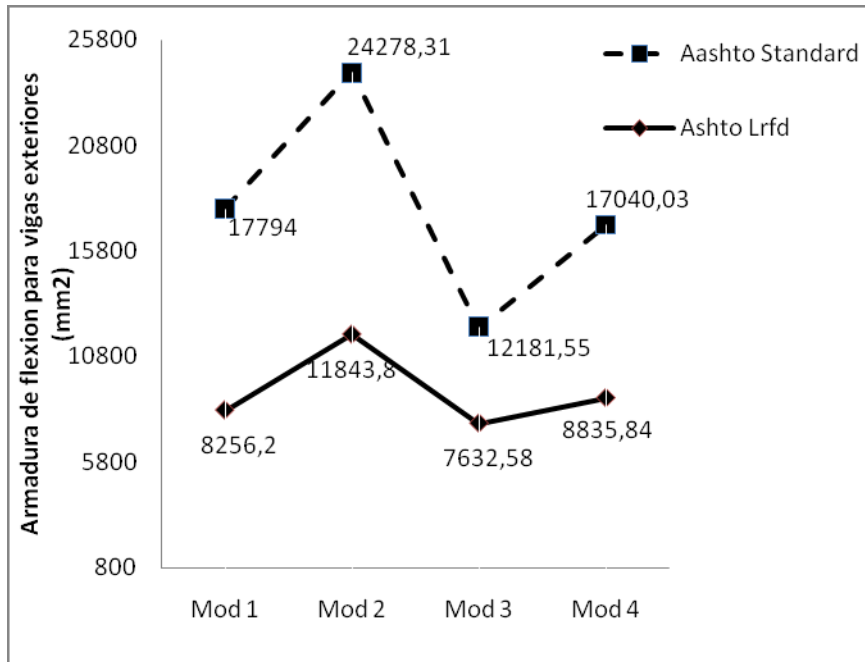
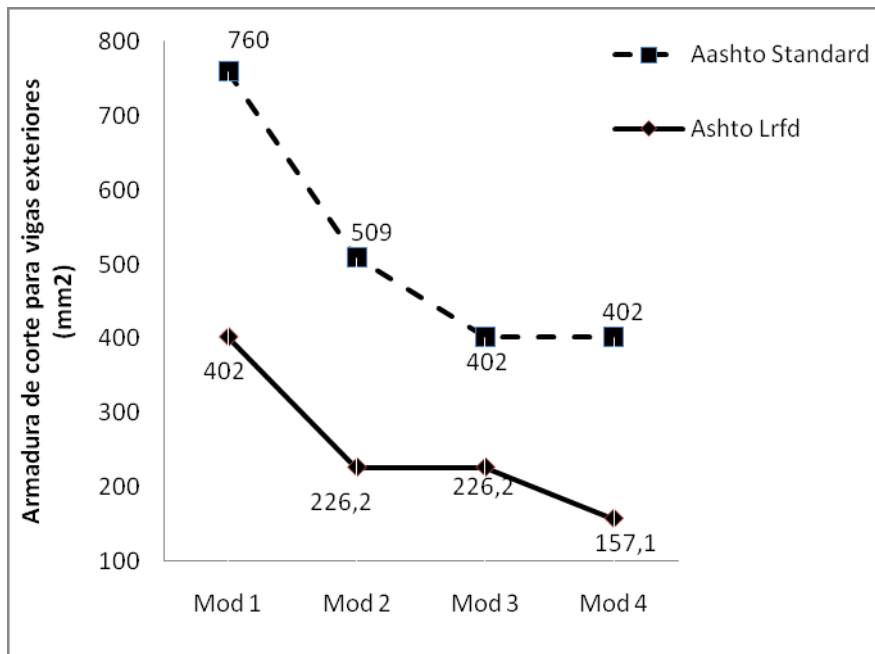


Grafico 5.11: Armadura de corte para vigas exteriores



Las armaduras para flexión según la norma ASD, en promedio aumentan en un 129.23% en el diseño de las vigas interiores y en un 94.96% para las vigas exteriores en comparación con el diseño según la norma LRFD. Estas armaduras aumentan a medida que crece la longitud del puente y que disminuye la cantidad de vigas.

De la misma manera, las armaduras para corte según la norma ASD, en promedio aumentan en un 46.8% en el diseño de las vigas interiores y en un 104.9% para las vigas exteriores en comparación con el diseño según la norma LRFD. La armadura para diseño de corte aumenta a medida que disminuye la longitud del puente y que disminuye la cantidad de vigas.

Cabe mencionar que estos resultados tan diferenciados se obtienen de solicitaciones mayores para el diseño según la norma LRFD, lo que indica como el diseño utilizado puede hacer variar en extremo, los resultados obtenidos.

5.2.7. Diseño de travesaños

Grafico 5.12: Armadura inferior para travesaños

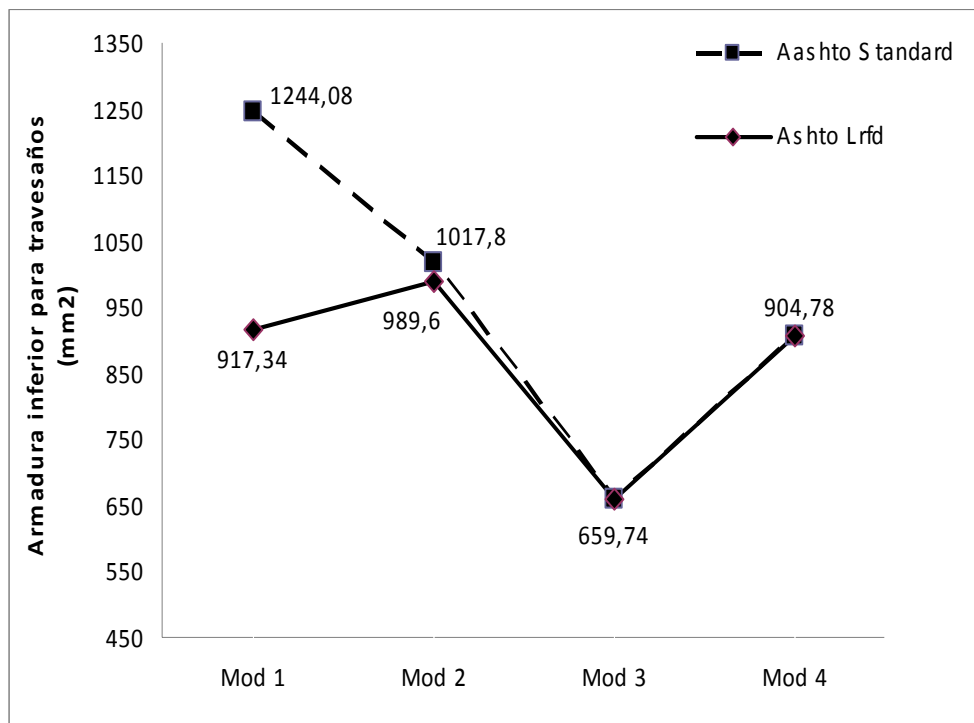
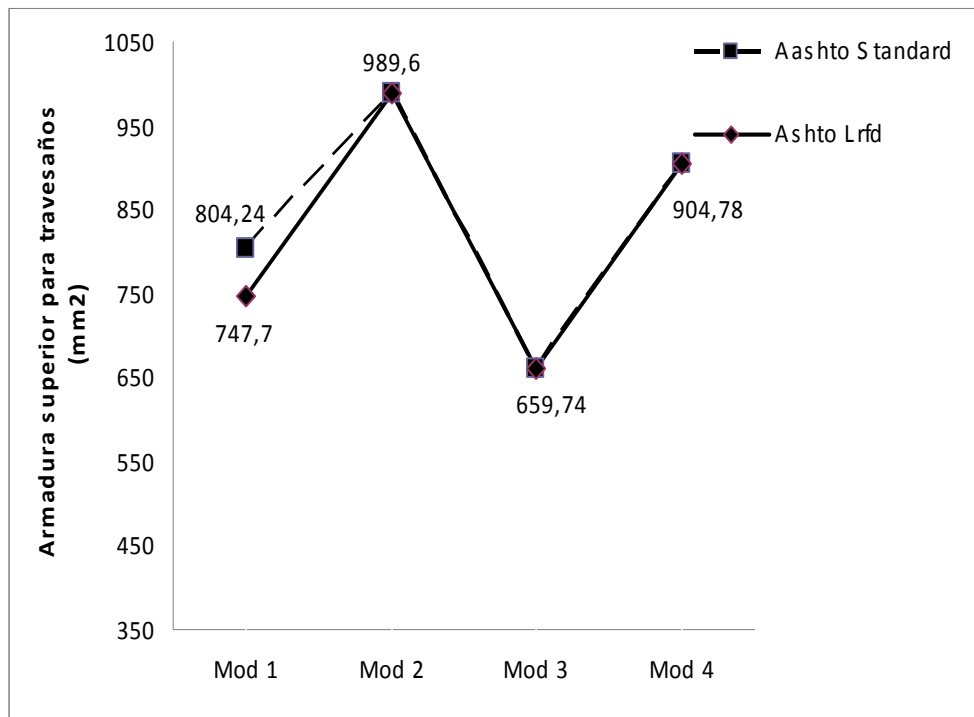


Grafico 5.13: Armadura superior para travesaños



La armadura inferior de los travesaños según la norma ASD, en promedio, aumenta en un 10.22% en comparación con el diseño según la norma LRFD. Por el contrario en el diseño de la armadura superior se calcula mas armadura para el diseño según la norma LRFD, en promedio, un 1.71%.

Cabe destacar, que las armaduras que resultaron iguales para ambas normas resultaron de utilizar la armadura mínima de diseño.

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Al revisar los objetivos planteados al comienzo de esta memoria, puedo decir que se concretaron de buena manera. Se estudiaron las disposiciones de la norma AASHTO LRFD y se aplicaron al diseño de los distintos modelos, comparándolos posteriormente con el diseño según la norma AASHTO Standard.

De los gráficos obtenidos en la sección anterior, se concluye lo siguiente:

a) Tramos en voladizo de la losa

Las armaduras determinadas con el método LRFD son en promedio un 13.34% mayores que las calculadas por el método ASD.

b) Tramos centrales de la losa

Las armaduras, principal y de distribución, determinadas con el método empírico de la norma LRFD son en promedio un 15.5% y 15.2% mayores que las calculadas por la norma Standard.

c) Vigas: Diseño a flexión

Las armaduras determinadas según la norma Standard, en promedio aumentan en un 129.23% en el diseño de las vigas interiores y en un 94.96% para las vigas exteriores en comparación con el diseño según la norma LRFD.

d) Vigas: Diseño a corte

Las armaduras calculadas según la norma Standard, en promedio aumentan en un 46.8% en el diseño de las vigas interiores y en un 104.9% para las vigas exteriores en comparación con el diseño según la norma LRFD.

e) Travesaños

La armadura inferior de los travesaños según la norma Standard, en promedio, aumenta en un 10.22% en comparación con el diseño según la norma LRFD. Por el contrario, en el diseño según la norma LRFD, la armadura aumenta, en promedio, un 1.71%.

f) Carga viva

Los valores obtenidos para la carga viva en el diseño con la norma LRFD son considerablemente mayores que en la norma AASHTO Standard debido a que en el cálculo de la carga viva denominada HL-93, se considera la carga de camión más la carga de faja, a diferencia de la norma Standard que considera solo una de éstas (La que produce las máximas solicitaciones en elemento). Esto provoca mayores solicitaciones finales sobre los elementos, lo que no siempre se traduce en mayor cantidad de armadura.

Estos resultados se han obtenido utilizando algunas disposiciones del Ministerio de Obras Publicas (M.O.P.), principalmente relacionadas con la carga móvil solicitante. Sin embargo, no se tomo en cuenta el hecho de que este ministerio exija una armadura mínima $(5.65 \frac{cm^2}{m} = \emptyset 12 @ 20)$ en cualquiera de los diseños, ni que sea la armadura $\emptyset 12$, el diámetro mínimo a utilizar. Esto para comparar teóricamente de mejor manera, el diseño según ambas normas. Con esto, se puede afirmar, por ejemplo, en el diseño de losas y travesaños, que las pequeñas diferencias de armadura resultantes, pueden llegar a ser insignificantes en un proyecto dado.

Se pudo distinguir grandes diferencias en los distintos factores a utilizar en los métodos de cálculo. El método LRFD, como su nombre lo indica, utiliza factores separados para cada carga y para cada tipo de

resistencia, factores establecidos mediante trabajo estadístico, considerando una gran cantidad de investigaciones y experiencias. Mediante este método es posible lograr una confiabilidad más uniforme (Todos los miembros componentes tienen la misma probabilidad de falla), porque los diferentes factores (carga y resistencia) reflejan, el grado de incertidumbre de las diferentes cargas, de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada. En cambio, el método ASD está caracterizado por el uso de cargas de trabajo, no factorizadas. Utilizando este método, debido a la gran variabilidad y por lo tanto a la impredecibilidad de las cargas vivas y accidentales en comparación con las cargas permanentes, no resulta posible obtener una confiabilidad uniforme para toda la estructura.

Además la norma LRFD especifica los denominados factores modificadores de carga, que dependen de la ductilidad, redundancia e importancia estructural de la estructura; factores que afectan el margen de seguridad de los puentes, consideraciones que no son contempladas en la norma Standard.

También existen diferencias en los coeficientes que modifican los esfuerzos por carga móvil, especialmente en los coeficientes de distribución e impacto. El coeficiente de distribución incluye un cálculo mucho más elaborado que en la norma AASHTO Standard, y el coeficiente de impacto se especifica constante, dependiendo del estado límite utilizado.

A pesar que el diseño de la norma AASHTO LRFD produjo una mayor carga móvil y un leve aumento en la armadura de las losas utilizadas, se concluye que sería adecuado utilizar el diseño de superestructuras de hormigón armado de la norma LRFD, debido a que se comprobó una gran diferencia en las armaduras de las vigas a utilizar,

objetivo principal de esta tesis, conduciendo además a resultados con una serviciabilidad superior y niveles de seguridad más uniformes.

Finalmente recalcar que la utilización de uno u otro método, redonda en el grado de participación que se le da a las cargas solicitantes, por un lado sin consideraciones estadísticas y empíricas, y por el otro utilizando toda la experiencia del comportamiento de los materiales y su forma de comportarse antes solicitaciones extremas. Bajo esta mirada, el método LRFD, nos introduce al calculo estructural concensuado entre la mecánica de los materiales y la experiencia tecnológica, lo que nos permite predecir sin duda alguna, un comportamiento mas cercano de las estructuras.

BIBLIOGRAFIA

REFERENCIAS:

1. PERALES A., R. 2003. Diseño automatizado de vigas metálicas para puentes carreteros. Tesis Ing. Civil en Obras Civiles. Valdivia, Universidad Austral de Chile, Facultad Ciencias de la Ingeniería. 115 p.
2. PALOMAR LL, P. 1995. Puentes de hormigón.
3. Nilson, A. H. 1999. Diseño de estructuras de concreto. 12° edición.
4. Ridell C., R.; Hidalgo O., P. 1999. Diseño estructural. 2° edición.
5. Hibbeler, R. C. 1997. Análisis estructural. 3° edición.
6. Apuntes profesor José soto
7. www.gerdauaza.cl

NORMATIVA:

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (CHILE). 2002. Manual de Carreteras.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 1998. LRFD Bridge Design Specifications. 2 ed.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 2005 Interim Revisions.

(Disponible en: http://www.4shared.com/file/4197307/181eb9a3/aashto_lrfd_bridge_2005_full_edition-si.html?s=1)

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO) (UNITED STATES). 1996. Standard Specifications for Highway Bridges. 16 ed.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) (UNITED STATES). 2005. Código de diseño de hormigón armado.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI) (UNITED STATES). 1999. Código de diseño de hormigón armado.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (INTI) (ARGENTINA), CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES (CIRSOC) (ARGENTINA). 2005. Sección 1: Introducción a las especificaciones de la AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. (Disponible en: <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicom.htm>)

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (INTI) (ARGENTINA), CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES (CIRSOC) (ARGENTINA). 2005. Sección 2: Diseño general y características de la ubicación. (Disponible en: <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicom.htm>)

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (INTI) (ARGENTINA), CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES (CIRSOC) (ARGENTINA). 2005. Sección 3: Cargas y factores de carga. (Disponible en: <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicom.htm>)

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (INTI) (ARGENTINA), CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES (CIRSOC) (ARGENTINA). 2005. Sección 4: Análisis y evaluación estructural. (Disponible en: <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicom.htm>)

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA INDUSTRIAL (INTI) (ARGENTINA), CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LOS REGLAMENTOS NACIONALES DE SEGURIDAD PARA OBRAS CIVILES (CIRSOC) (ARGENTINA). 2005. Sección 5: Estructuras de hormigón. (Disponible en: <http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicom.htm>)

NCh 170.of. 85. Hormigón – Requisitos generales. Instituto Nacional de Normalización. INN – Chile.