

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA



TRABAJO DE GRADUACION:

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO DE PUENTES CON VIGAS DE
CONCRETO PRESFORZADO UTILIZANDO LAS CARGAS VEHICULARES
“AASHTO STANDARD” Y “AASHTO LRFD”.**

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

BR. ELISA BEATRIZ FIGUEROA

BR. CLAUDIA BEATRIZ MORALES AYALA

BR. JULISSA MARISELA MORÁN CORTEZ

DOCENTE DIRECTOR:

ING. JOSÉ ROLANDO CENTE MATAMOROS

SEPTIEMBRE, 2014.

SANTA ANA

EL SALVADOR

CENTROAMERICA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

ING. MARIO ROBERTO NIETO LOVO

VICE-RECTORA ACADÉMICA:

MAESTRA ANA MARÍA GLOWER DE ALVARADO

VICE-RECTOR ADMINISTRATIVO:

MAESTRO ÓSCAR NOÉ NAVARRETE

SECRETARIA GENERAL:

DRA. ANA LETICIA DE AMAYA

FISCAL GENERAL:

LIC. FRANCISCO CRUZ LETONA

FACULTAD MULTIDISCIPLINARIA DE OCCIDENTE

DECANO:

LIC. RAÚL ERNESTO AZCÚNAGA LÓPEZ.

VICE-DECANO:

ING. WILLIAM VIRGILIO ZAMORA GIRÓN.

SECRETARIO DE LA FACULTAD:

LICDO. VÍCTOR HUGO MERINO QUEZADA.

JEFE DE DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA:

ING. SORAYA LISSETTE BARRERA DE GARCÍA.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Director:

ING. JOSÉ ROLANDO CENTE MATAMOROS

AGRADECIMIENTOS.

A DIOS, por habernos permitido llegar hasta aquí y darnos la sabiduría necesaria para poder guiarnos a lo largo de nuestra carrera universitaria.

A La Universidad de El Salvador, por habernos brindado la oportunidad de crecer intelectualmente, e instruirnos con todo el conocimiento que hemos adquirido a lo largo de nuestra carrera universitaria.

A nuestros docentes, por compartirnos sus conocimientos a través de todas las materias impartidas en el transcurso de nuestra formación académica y ayudar a convertirnos en ingenieros capaces de enfrentar los problemas diarios de la vida profesional.

A nuestro docente asesor, El Ingeniero José Rolando Cente Matamoros por guiarnos a lo largo del proceso de grado y compartir su conocimiento sobre el tema y sobre la vida. Además de brindarnos su apoyo, confianza, dedicación y mostrarnos que somos capaces de enfrentar y superar cada uno de los retos que se presentan a diario.

DEDICATORIA

Al Creador, por las personas maravillosas que ha puesto en mi camino, por la vida que me ha permitido tener y las oportunidades de superarme día con día que me ha ayudado a aprovechar.

A mi mamá, Rina Figueroa por haber sido el mejor ejemplo de mujer trabajadora y amorosa que pude tener. Por sacrificarse día a día por hacerme feliz y apoyarme en todo momento y por darme todo lo necesario y mas desde el momento en que llegue a su vida. Mamá te amo.

A mi hermana, Gaby por estar conmigo en todo momento, ser mi compañía cada día de nuestras vidas juntas y convertirse en mi apoyo en todos los problemas que hemos enfrentando.

A mi familia, especialmente a mis padrinos: Rolando y Elisa por acogerme en su hogar como una hija más y enseñarme el respeto hacia la vida y hacia los demás; a mi tía Rosa por su preocupación y apoyo en todo momento de mi vida. A Gustavo por guiarme y ayudarme en el inicio de mi vida profesional.

A mis amigos, Claudia, Xavier, Raúl, Miguel Arturo, July y Henry por mostrarme el significado de la amistad no solo con palabras sino ayudándome en los momentos mas difíciles de mi carrera y de mi vida.

A mis compañeras de trabajo de grado, por permitirme compartir con ellas esta experiencia, convertirse en mis amigas y apoyarme en momentos difíciles en donde el trabajo se tornó agobiante y lo convirtieron en los mejores recuerdos de mi carrera universitaria.

ELISA BEATRIZ FIGUEROA

DEDICATORIA

A DIOS: Por haberme permitido vivir hasta este día, por haberme guiado a lo largo de mi camino, ser mi apoyo mi luz y darme la fortaleza para seguir adelante en los momentos más difíciles.

A MI MADRE: María Morales, por su amor incondicional, apoyo, paciencia y comprensión, por ayudarme a cumplir mis sueños, motivarme cada día y enseñarme tanto de la vida, con todo mi cariño y respeto este logro se lo dedico a usted.

A MIS HERMANOS: Francisco y Alejandra, por ser parte importante en mi vida, por confiar y creer en mí, por llenar mi vida de alegrías y amor cuando más lo he necesitado.

A MIS FAMILIARES: Por brindarme su apoyo incondicional y quererme sobre todas las cosas, en especial a mis tíos: Santiago Morales y Jorge Morales por cuidarme, aconsejarme y enseñarme hacer una mejor persona.

A MIS AMIGOS: Por todo el tiempo compartido a lo largo de la carrera, por su comprensión y paciencia para superar tantos momentos difíciles, en especial a: Elisa, Julissa, Xavier y Alejandra.

CLAUDIA MORALES

DEDICATORIA

A Dios Todopoderoso, por darme la fortaleza y sabiduría de salir adelante ante toda adversidad, por ser el eje en mi vida cotidiana, por darme la fuerza de culminar uno de mis más anhelados sueños, el finalizar con éxito mis estudios universitarios.

A mis Padres, Morena Guadalupe de Morán y René Alberto Morán quienes han sido y son mi pilar, una parte fundamental, y a pesar de todo obstáculo siempre han permanecido apoyando y ayudándome en todos los aspectos de mi vida y han tenido la paciencia de saber esperar este momento tan importante en el cual alcanzamos una meta familiar. Este logro por y para ustedes con mucho amor.

A mis hermanas, Beatriz Morán y Lisseth Morán quienes constituyen una parte muy importante en mi vida, que me han ayudado y animado para salir siempre adelante y ser fuerte ante cualquier situación que se me presentara, en especial a Beatriz por las noches de desvelo que hemos compartido juntas te quiero hermanita.

A mis bebés, mis sobrinos bellos Paola Nayely y Luis Alberto por ser esa luz que ilumina mi vida y llenarme siempre de alegrías, sonrisas y muchas sorpresas, por ser esos maravillosos niños y amarme incondicionalmente. Los amo son mis más grande tesoro.

A David Linares, por ser esa persona especial, por ser un hombre maravilloso y apoyarme en todo momento, darme ánimos de nunca desfallecer y así poder alcanzar la meta que hoy estoy logrando, este logro también es tuyo te amo.

A mis compañeras y Amigas de tesis, por ser más que amigas, por que juntas logramos cumplir el desafío que un día nos planteamos, gracias las quiero mucho y a cada una de sus familias por aguantarnos y apoyarnos incondicionalmente.

A mi Familia, a mis abuelas, mis tías, mis primas y primo, por siempre estar pendiente de mi camino y darme ánimos de seguir adelante.

A mis Amigos, por estar en el transcurso de mi vida y siempre apoyarme y animarme, en especial a Carlos Morales, Melvin Delgado y Henry Marroquín por aguantarme en todos estos años. Los quiero mucho.

JULISSA MORÁN

Contenido

| | |
|--|------|
| INTRODUCCION | XVII |
| CAPITULO I: | 1 |
| GENERALIDADES. | 1 |
| 1.1 INTRODUCCION | 2 |
| 1.2 ANTECEDENTES | 3 |
| 1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA | 8 |
| 1.4. ALCANCES GLOBALES..... | 10 |
| 1.5 LIMITACIONES. | 11 |
| 1.6. OBJETIVOS | 12 |
| 1.6.1. Objetivo General..... | 12 |
| 1.6.2. Objetivos Específicos..... | 12 |
| 1.7. JUSTIFICACION | 13 |
| CAPITULO II: | 14 |
| MARCO TEORICO CONCEPTUAL. | 14 |
| 2.1. INTRODUCCION | 15 |
| 2.2. DEFINICIÓN DE PUENTES | 15 |
| 2.3. CLASIFICACIÓN DE PUENTES | 16 |
| 2.3.1. Características de los puentes según su clasificación..... | 17 |
| 2.4. CARACTERIZACIÓN DE PUENTES EN EL SALVADOR. | 34 |
| 2.4.1. Clasificación de Puentes por el Ministerio de Obras Públicas..... | 34 |
| 2.5. DESCRIPCIÓN DE PUENTES CON VIGA DE CONCRETO PRESFORZADO. | 40 |
| 2.5.1. Superestructura..... | 40 |
| 2.5.2. Subestructura..... | 45 |
| 2.5.3. Cimentaciones..... | 49 |
| 2.5.4. Losa de Aproximación. | 50 |
| 2.6. ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PUENTES | 51 |
| 2.6.1. Selección del sitio | 51 |
| 2.6.2. Morfología del río | 52 |
| 2.6.3. Geometría de Puentes..... | 52 |
| 2.7. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE PUENTES. | 57 |
| 2.7.1. Método AASHTO STANDARD | 57 |
| 2.7.2. Método AASHTO LRFD..... | 58 |

| | |
|---|----|
| CAPITULO III:..... | 61 |
| DISPOSICIONES DE DISEÑO CON LA NORMA AASHTO STANDARD..... | 61 |
| 3.1. GENERALIDADES | 62 |
| 3.1.1. Ancho de calzada y acera..... | 62 |
| 3.2. CARGAS | 62 |
| 3.2.1. Generalidades..... | 62 |
| 3.2.2. Carga Muerta | 62 |
| 3.2.3. Carga Viva. | 63 |
| 3.2.4. Impacto. | 66 |
| 3.2.5. Cargas en aceras, cordones y barandales. | 68 |
| 3.2.6. Combinación de cargas. | 69 |
| 3.3. PROPIEDADES DE MATERIALES..... | 72 |
| 3.3.1. Propiedades de Materiales para elementos de Concreto Reforzado. | 72 |
| 3.4. DISEÑO DE ACCESORIOS..... | 72 |
| 3.4.1. Diseño de Barandas..... | 72 |
| 3.4.2. Diseño de Aceras | 73 |
| 3.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO..... | 74 |
| 3.5.1. Losa de Concreto Reforzado..... | 74 |
| 3.5.2. Vigas Transversales de Concreto Reforzado. | 76 |
| 3.6. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO..... | 76 |
| 3.6.1. Propiedades de los materiales para elementos de concreto presforzado. | 76 |
| 3.6.2. Pérdidas de pretensado..... | 77 |
| 3.7. DISEÑO DE ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO..... | 78 |
| 3.7.1. Generalidades..... | 78 |
| 3.8. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS..... | 79 |
| 3.8.1. Generalidades..... | 79 |
| CAPITULO IV: | 84 |
| DISPOSICIONES DE DISEÑO CON LA NORMA AASHTO LRFD | 84 |
| 4.1. FILOSOFIA DE DISEÑO | 85 |
| 4.1.1. Análisis de estados límites..... | 85 |
| 4.1.2. Ductilidad..... | 88 |
| 4.1.3. Redundancia..... | 89 |
| 4.1.4. Importancia operativa. | 90 |

| | |
|---|-----|
| 4.2. CARGAS | 90 |
| 4.2.1. Factores de carga y combinaciones de carga. | 92 |
| 4.2.3. Cargas Transitorias | 94 |
| 4.2.4. Carga de viento | 97 |
| 4.2.5. Carga Sísmica | 98 |
| 4.2.6. Empuje del suelo..... | 98 |
| 4.3. PROPIEDADES DE MATERIALES..... | 99 |
| 4.3.1. Propiedades de Materiales para elementos de Concreto Reforzado. | 99 |
| 4.3.2. Propiedades de los materiales para elementos de concreto presforzado. | 106 |
| 4.4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO. | 123 |
| 4.4.1. Losa de Concreto Reforzado..... | 123 |
| 4.5 DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES DE CONCRETO PRESFORZADO. | 134 |
| 4.5.1. Consideraciones generales | 135 |
| 4.5.2. Vigas Prefabricadas..... | 137 |
| 4.5.3. Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad | 138 |
| 4.5.5. Espaciamiento entre vigas..... | 140 |
| 4.5.6. Método de los Factores de Distribución para Corte..... | 141 |
| 4.6 DISEÑO DE ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | 142 |
| 4.6.1. Estados límites y factores de resistencia | 142 |
| 4.6.2. Estribos y muros de sostenimiento convencionales | 146 |
| 4.7. DISEÑO DE ACCESORIOS..... | 149 |
| 4.7.1. Barreras de concreto reforzado | 149 |
| 4.7.2. Cordones y aceras | 154 |
| 4.8 APOYOS ELASTÓMEROS | 154 |
| 4.8.1 Método B | 154 |
| 4.8.2 Método A | 165 |
| CAPITULO V:..... | 169 |
| DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE. | 169 |
| 5.1. GENERALIDADES | 170 |
| 5.1.1. Selección del Sitio de Estudio..... | 170 |
| 5.1.2. Modelo de Análisis. | 170 |
| 5.2. DISEÑO CON LA NORMA AASHTO STANDARD | 171 |
| 5.2.1. Diseño de Superestructura. | 171 |

| | |
|--|-----|
| 5.2.2 Diseño de Subestructura..... | 257 |
| 5.3. DISEÑO CON LA NORMA AASHTO LRFD | 285 |
| 5.3.1. Diseño de Superestructura. | 285 |
| 5.3.2 Diseño de Subestructura..... | 433 |
| CAPITULO VI: | 471 |
| ANALISIS COMPARATIVO | 471 |
| 6.1 COMPARACIÓN DE DISEÑOS AASHTO STANDARD VRS AASHTO LRFD ... | 472 |
| 6.2 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE COSTOS. | 477 |
| CAPITULO VII: | 485 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 485 |
| 7.1 CONCLUSIONES | 486 |
| 7.2 RECOMENDACIONES..... | 487 |
| BIBLIOGRAFIA | 488 |

INDICE DE FIGURAS.

CAPITULO II

Figura 2.1. Puente tipo Losa.

Figura 2.2. Puentes tipo Viga.

Figura 2.3. Puente Viga-Losa.

Figura 2.4. Puente Viga Cajón.

Figura 2.5. Componentes de un puente Colgante.

Figura 2.6. Puentes Arco. a) Tablero superior, b) Tablero inferior, c) Tablero intermedio

Figura 2.7. Componentes de un puente atirantado.

Figura 2.8. Puente Apuntalado.

Figura 2.9. Puente giratorio.

Figura 2.10. Puentes Aporticados.

Figura 2.11. Pórtico Biarticulado.

Figura 2.12. Pórtico Doblemente empotrado

Figura 2.13. Pórtico Cerrado

Figura 2.14. Pórtico Múltiple.

Figura 2.15. Puente Flotante.

Figura 2.16. Puente Basculante.

Figura 2.17. Puente en Ménsula.

Figura 2.18. Puente de Madera

Figura 2.19. Puente de Mamposteria.

Figura 2.20. Puente de fundición

Figura 2.21. Puente de Hierro.

Figura 2.22. Puente de Acero.

Figura 2.23. Puente de concreto Reforzado.

Figura 2.24. Puentes de Concreto Presforzado.

Figura 2.25. Puente de Losa de Concreto Presforzado.

Figura 2.26. Puente de Vigas de Concreto Presforzado.

Figura 2.27. Fabricación de un elemento pretensado

Figura 2.28. Fabricación de un elemento postensado

Figura 2.29. Estribo tipo gravedad.

Figura 2.30. Estribo tipo Semigravedad en voladizo.

Figura 2.31. Estribo con contrafuerte.

Figura 2.32. Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.

CAPITULO III

Figura 3.1 Camión de diseño norma AASHTO STANDARD.

CAPITULO IV

Figura 4.1. Características del camión de Diseño norma AASHTO LRFD.

Figura 4.2. Características del Tándem de Diseño.

Figura 4.3. Características de la carga de Carril de Diseño.

Figura. 4.4. Ancho de franjas en losas cargadas transversalmente al tránsito.

Figura. 4.5. Ancho de franjas en losas cargadas paralelamente al tránsito

Figura 4.6. Típica acera sobreelevada

INDICE DE TABLAS.

CAPITULO II

Tabla 2.1 Tipos de Puentes en El Salvador

CAPITULO III

Tabla 3.1. Pesos de materiales utilizados en el cálculo de la carga muerta.

Tabla 3.2. Cargas de camiones de diseño HS.

Tabla 3.3. Cargas para aceras por longitud de claro

Tabla 3.4. Porcentajes de esfuerzos unitarios base para diseño por carga de servicio.

Tabla 3.5. Propiedades de materiales. (Tabla 14.2.2A AASHTO STANDARD)

CAPITULO IV

Tabla 4.1. Combinaciones de Carga y Factores de Carga. (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.2. Factores para Cargas Permanentes (Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD)

Tabla 4.3. Densidades de Materiales (Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.4. Incremento por Carga Dinámica. (Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.5. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.6. Propiedades de los cables y barras de pretensado. (Tabla 5.4.4.1-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.7. Limites para la tensión de tracción en el concreto antes de las pérdidas en elementos totalmente pretensados.

Tabla 4.8. Limites para la tensión de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas en elementos totalmente pretensados.

Tabla 4.9. Pérdidas dependientes del tiempo en MPa. (Tabla 5.9.5.3-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.10. Separaciones entre centros. (Tabla 5.10.3.3.1-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.11. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.12. Cargas Permanentes para Losa de concreto reforzado

Tabla 4.13. Factor de Presencia Múltiple. (Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.14. Peraltes mínimos para losas de sección constante

Tabla 4.15. Franjas equivalentes (tabla 4.6.2.1.3-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.16 Profundidades mínimas para vigas presforzadas.

Tabla 4.17. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores (Tabla 4.6.2.2.3a-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.18 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores (sección Tabla 4.6.2.2.3b-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.19 Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes (tabla 11.5.6-1 AASHTO LRFD)

Tabla 4.20. Factores de carga para cargas permanentes (tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD)

Tabla 4.21. Niveles de ensayo para las barreras de puentes y criterios para los ensayos de choque. (Tabla 13.7.2.1. AASHTO LRFD)

Tabla 4.22. Fuerzas de diseño para barreras para tráfico vehicular. (Tabla A13.2-1 AASHTO LRFD)

INTRODUCCION

A través de la historia y con la evolución de los puentes en El Salvador se han utilizado cuatro materiales básicos para su construcción, entre éstos tenemos: la madera, la piedra, el metal y el concreto, que dependen de la necesidad y capacidad de realizar las obras.

En la actualidad el concreto, es el principal material de construcción que hace posible el desarrollo de los puentes, empleando métodos que han permitido construirlos con características especiales, como los puentes presforzados, utilizando normas internacionales y considerando procesos y técnicas de construcción modernas, con el fin de garantizar la estabilidad y seguridad de las obras.

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 el presente estudio se desarrolló un análisis comparativo de puentes con vigas de concreto presforzado, mediante la utilización de dos normativas distintas, AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, con el fin de determinar en cuanto a metodologías de diseño y recursos económicos, la conveniencia del uso de cada una. Para esto se realizaron dos diseños, representativos para cada método.

El método STANDARD incluye el diseño por esfuerzos admisibles o bien el método por factor de carga, sin considerar estados incluidos en el método LRFD.

El método LRFD, diseña los puentes para diferentes estados límites, buscando satisfacer la condición de que las cargas de servicio mayoradas cumplan con los requerimientos de diseño. El factor de mayoración de cargas depende de la información relacionada a cada tipo de estas. 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.

La superestructura del puente consta con una losa de concreto reforzado, vigas longitudinales de concreto preesforzado, vigas diafragmas de concreto reforzado, dos aceras de concreto reforzado y dos barreras de concreto reforzado. La subestructura del puente consiste en elastómeros reforzados con acero y estribos tipo pantalla.

CAPITULO I:
GENERALIDADES.

1.1 INTRODUCCION

Los puentes son estructuras de unión y paso que están íntimamente relacionados con la red vial del país; facilitan la transportación en general y la integración nacional; contribuyen al desarrollo económico y social, poniendo en contacto a productores, distribuidores y consumidores para hacer efectiva la actividad económica.

De acuerdo a los materiales, los puentes se clasifican en estructuras hechas de madera, piedra, concreto reforzado, concreto presforzado, acero, entre otros. El uso de materiales y el tipo de puentes a emplear, está asociado a ventajas de costo, comportamiento, dimensionamiento y construcción de la estructura para una situación en particular.

En El Salvador existen diferentes tipos de puentes, los cuales han sido diseñados de acuerdo a las necesidades del sector y población beneficiada. El concreto, es el principal material de construcción que hace posible el desarrollo de los mismos, empleando métodos que han permitido construirlos con características especiales, como los *puentes presforzados*, utilizando normas internacionales y considerando procesos y técnicas de construcción modernas, con el fin de garantizar la estabilidad y seguridad de las obras.

En el presente estudio se desarrollará un análisis comparativo de puentes con vigas de concreto presforzado, mediante la utilización de dos normativas distintas, AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, con el fin de determinar en cuanto a metodologías de diseño y recursos económicos, la conveniencia del uso de cada una. Para esto cada método define los requerimientos y solicitudes a considerar en el proceso de diseño.

1.2 ANTECEDENTES

La construcción de puentes aparece como una de las actividades más antiguas del hombre. Lamentablemente no existen evidencias de las primeras obras, pero es posible imaginarlas observando los diversos escombros de puentes primitivos que se han descubierto en zonas total o casi totalmente aisladas. Tales obras servían al hombre primitivo para salvar obstáculos como ríos o barrancos, y estaban constituidas principalmente por: madera, piedra y lianas.

Por lo general, el término puente se utiliza para describir estructuras viales, que permiten vencer obstáculos naturales como ríos, quebradas, hondonadas, canales, entrantes de mar, estrechos de mar, lagos, etc.

El arte de construir puentes tiene su origen en la historia. Puede decirse que nace cuando un día el hombre derribó un árbol de forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un vado. La idea era que a la caída casual de un árbol este le proporcionara un puente fortuito.

Conforme fue pasando el tiempo surgieron los puentes colgantes, es aquí donde el hombre empieza a poner a prueba su ingenio, para poder construir una obra en donde no podía usar otros materiales que los brindados por la naturaleza. Constituidos principalmente por lianas o bambú trenzado, las pasarelas colgantes se fijaban en ambos lados de la brecha a salvar, bien a rocas, o a troncos de árboles.

Dentro de las mejoras, a medida que evoluciona la construcción de puentes va unida a la necesidad de los tiempos. Cuando Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido, a medida que sus legiones conquistaban nuevos países, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicaciones del Imperio Romano llegó a sumar 90,000 Km., de excelentes carreteras.

Los romanos también usaban cemento, que reducía la variación de la fuerza que tenía la piedra natural. Un tipo de cemento, llamado puzolana, consistía de agua, limo, arena y roca volcánica. Los primeros puentes de ladrillo y mortero fueron construidos después

de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta.

Los primeros pasos del concreto se remontan al siglo III A. de C. Los romanos utilizaban ya conglomerantes hidráulicos: morteros de cal e incluso, para ciertas construcciones, cal hidráulica. Pero fue hasta que se dispuso de cemento y hierro, y varios inventores tuvieron la idea de sumergir elementos metálicos en mortero plástico, con esto, se inventó el concreto reforzado. A partir de 1906¹, la construcción de los puentes de concreto reforzado se desarrolló ampliamente, siguiendo básicamente los tres grandes tipos empleados desde las primeras realizaciones: la losa, la viga y el arco.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el concreto, uno de los mecanismos básicos para que el concreto reforzado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltos transversales, y así son las barras actuales. Mientras se desarrollaba la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio, únicamente losas planas de 10mts., de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras hasta de 15mts., de claro. Para claros mayores se seguía recurriendo al acero estructural. Sin embargo, pronto se observó que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales. Pero no sólo ésta característica ha hecho del concreto un material sobresaliente en la construcción de puentes, sino también, se le añaden las estupendas propiedades mecánicas y la gran durabilidad que tiene, con un mantenimiento mucho menor al de un puente de acero.

A lo largo de la historia, el colapso o daños severos en las estructuras de puentes constituyen uno de los primeros efectos que se reportan durante la ocurrencia de fenómenos naturales, las fallas que experimentan los puentes y estructuras, que son los elementos que demandan la mayor inversión por unidad de longitud de camino, requieren de reparaciones que muchas veces resultan técnicamente complejas y que

¹ Los datos con respecto a ubicación temporal, fueron extraídos de la tesis “Análisis estructural de superestructuras de puentes de un claro según normas AASHTO”. Trabajo realizado en la Universidad Centroamérica José Simeón Cañas en el año 1990.

interfieren el tránsito usuario por períodos prolongados. Un puente es una de las partes más costosas de una infraestructura de transporte, y una falla es normalmente muy perjudicial, la falla de un puente es inicialmente muy peligrosa, su efecto muy destructor y su reemplazo costoso y lento.

ANTECEDENTES DE PUENTES EN EL SALVADOR.

La historia de los puentes en El Salvador es muy antigua, no puede predecirse con certeza la fecha exacta en que se construyó el primer puente en El Salvador. Sin embargo, el desarrollo de la construcción de puentes en nuestro país está ligado a varios factores: la modernización de la infraestructura de transporte que comenzó con los ferrocarriles y se pudo apreciar en las principales ciudades del país. Las carretas y los carruajes que llevaban a las personas de un punto de la ciudad a otro fueron reemplazados primero por tranvías de tracción animal y después por tranvías eléctricas.

Ya en la década de 1920 fueron asfaltadas las principales calles de San Salvador. De esa manera y en la medida de lo posible, las autoridades buscaban transplantar las formas de urbanismo europea a las ciudades salvadoreñas.

La preocupación por la mejoría y construcción de carreteras y puentes obedeció también a otra consideración fundamental: la llegada del automóvil allá por 1915 y, pocos años más tarde, del camión y del autobús. Después de siglos de utilizar carretas y carruajes haladas por bestias, un vehículo que se movía por sus propios medios y a gran velocidad era una absoluta novedad.

Los puentes en nuestro país han venido evolucionando, siguiendo los patrones de la historia de los puentes en general, la cual se divide en dos grandes períodos: el período de los puentes de piedra y madera; y el período de los puentes metálicos y de concreto.

Con piedra y madera se construyeron muchos puentes; de piedra se conservan muchos porque es un material durable, pero en cambio de madera se conservan muy pocos, porque es un material que se degrada con facilidad sino se brinda un mantenimiento adecuado, y es muy vulnerable al fuego y a las avenidas de los ríos.

En la década de 1920 a 1930, se construyen puentes tanto de Acero como de Concreto, sobresaliendo entre los de acero los del tipo Cercha.

En la década de 1940 a 1950 el Gobierno de El Salvador, a través de la Dirección General de Carreteras, de la Subsecretaría de Fomento, da un empuje vigoroso a los trabajos de infraestructura vial en toda la República, en función de mantener en buen estado las carreteras existentes y dotar cada día más al país de otras nuevas. Se construyen en ésta década puentes importantes, entre los que destaca el puente colgante en el Paso de San Lorenzo, del Río Lempa, uno de los más largos de los emplazados sobre la Carretera Interamericana. El Puente Cuscatlán como se le denominó, se inició en el mes de Marzo del año 1940, y es inaugurado el día 6 de Junio de 1942. Todo su tramo colgante era de acero estructural, la calzada en la longitud del puente, tenía una anchura de seis metros, con una corona en el centro para drenaje y provisto de aceras de un metro cincuenta centímetros a ambos lados, las cuales tenían declive hacia la calzada para el debido drenaje.

Otro puente de importancia construido en esta década, es el puente emplazado sobre el río Jiboa en la Carretera Troncal San Salvador - Zacatecoluca, éste fue inaugurado en el año de 1942. Tenía una longitud de 146.64 metros y estaba hecho de hierro y concreto. Originalmente era de 11 pilas, 7 vigas metálicas tipo I y con una losa de 20cms de espesor. Estaba compuesto de 12 claros de 12.5mts cada uno. Con el tiempo éste puente comenzó a fallar por asentamientos y desviaciones en las pilas. El puente Internacional sobre el río Paz (El Jobo), se inició durante el mes de agosto de 1946, pero debido a la escasez de materiales que se confrontaba en aquella época, el trabajo fue lento y dificultoso. En el año 1947, contándose ya con material y equipo suficiente y personal adecuado, se dio vigoroso impulso a estos trabajos. El puente es del tipo colgante, de 3 claros: de 29.27mts., 64.02mts., y 28.35mts., respectivamente, en total 121.64mts.

En la década de 1950-1960, en la política de caminos se dio mayor prioridad a las vías de significado inmediato en el desarrollo económico del país, que abren al intercambio comercial de la región, y fomentan la actividad productora de las zonas planas de la costa que eran susceptibles a un mayor desarrollo por medio del cultivo agrícola intensivo. En este orden de ideas, se dio preferencia a la construcción de caminos que abrían al cultivo en áreas subdesarrolladas o que conectaban núcleos importantes de población cuyo comercio dependía del camino como vía de transporte primordial.

El puente “Don Luis de Moscoso” en la ruta San Miguel - La Unión, ubicado sobre la carretera CA01E y sobre el río Grande de San Miguel, fue construido en la década de los años 50, originalmente era de tipo metálico de Cerchas tipo Pratt.

También en ésta década se destaca la construcción de puentes del tipo mixto, otra forma de colaboración del acero y el concreto, pero en éste caso los dos materiales no se mezclan tan íntimamente, es decir hay una unión sin mezclas.

Hasta la presente década, El Salvador ha realizado una política vial de trascendentes resultados. Las actividades agrícolas, comerciales e industriales, con la apertura y mantenimiento de carreteras y construcción de puentes, recibieron un poderoso estímulo.

Primeramente fue la construcción de la Carretera Panamericana, con una longitud de 310 km., seguidamente la Carretera del Litoral, de 334 km., después el Programa de Caminos de Acceso a la Carretera del Litoral, que comprende 20 caminos, también se impulsó el Programa de Carreteras Nacionales.

En la década de 1970, en El Salvador ya se contaba con diversos tipos de puentes. El desarrollo de las tecnologías de los distintos materiales hizo que las estructuras de los puentes tuvieran cada vez más posibilidades, lo que permitió una mayor diversidad de formas y hacer puentes de concreto y acero; hasta llegar a construir puentes con vigas continuas de grandes luces y de sección en cajón de alma llena, metálicas o de concreto.

1.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A través de la historia los puentes han sido estructuras importantes en carreteras y caminos y sus funciones son diversas; desde unir tramos separados por un río o una quebrada ya sean vehiculares y/o peatonales, viaductos que se utilizan para unir caminos separados por grandes terrenos profundos, hasta los que se utilizan en los pasos a desnivel. Estos deben construirse de una manera funcional y segura para dar un eficiente servicio al desplazamiento de la población y permitir que estos efectúen sus labores tanto económicas como sociales.

En El Salvador son muchas las consideraciones que se deben tomar al momento de realizar análisis y diseños de puentes, tanto la peligrosidad y vulnerabilidad sísmica, las distintas cargas tales como: cargas permanentes, cargas móviles, efectos sísmicos, cargas de viento, etc. Un mal diseño producirá daño tanto en el concreto como en el acero y dependerá en gran medida de las cargas asignadas. La cimentación de un puente es de igual forma de vital importancia ya que de esta dependerá en gran medida la vida del puente.

Las investigaciones que existen en nuestro país sobre la ingeniería de puentes no ofrecen información necesaria, especialmente porque El Salvador no cuenta con Normas propias para el diseño de puentes esta viene a ser una causa principal ya que no hay un marco regulador que ofrezca al diseñador parámetros que tenga que ver con la realidad nacional, lo cual influye directamente en la metodología a utilizar de las cargas vehiculares ya sean las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) Standard Specifications for Highway Bridges o bien la norma AASTHO LRFD Bridge Design Specifications.

El método STANDARD incluye el diseño por esfuerzos admisibles o bien el método por factor de carga, sin considerar estados incluidos en el método LRFD.

El método LRFD, diseña los puentes para diferentes estados límites, buscando satisfacer la condición de que las cargas de servicio mayoradas cumplan con los requerimientos de diseño. El factor de mayoración de cargas depende de la información relacionada a cada tipo de estas. 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 principalmente al desarrollo de diseños de puentes con vigas de concreto preesforzado; considerando además estribos y losas de concreto reforzado, como parte fundamental en el diseño.

La comparación entre la norma AASHTO STANDARD y la norma ASSHTO LRFD para el diseño de puentes, se realiza en base a diseños con geometrías usadas comúnmente en nuestro país.

1.4. ALCANCES GLOBALES

- Se pretende obtener opciones para diseños de puentes con vigas de concreto presforzado mediante el análisis de costos aplicado al diseño de puentes de este tipo utilizando las cargas vehiculares AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD
- Toda conclusión o producto obtenido en la investigación será respaldado con una memoria de cálculo; la cual deberá abarcar procesos de diseño especificando cada uno de los dos métodos a utilizar con sus variantes
- Se determinará una geometría específica para la aplicación de los métodos a fin de generar las mismas condiciones y cargas en ambos diseños.
- Los diseños serán desarrollados según las normativas AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, teniendo en consideración que estos cumplan con especificaciones de calidad de materiales bajo las cuales serán válidos todos los aspectos a tomar en cuenta para la obtención del producto final, en este caso el diseño de un puente, y mediante el cual se generaran las conclusiones debidamente justificadas.
- La variable a utilizar en la comparación entre los diseños generados es el análisis de costos, es por ello que el enfoque va dirigido a realizar la diferenciación en este punto.

1.5 LIMITACIONES.

- Se desarrollarán diseños de puentes con vigas de concreto presforzado basándose en condiciones ideales asumidas que permitirán realizar los mismos sin efectuar los estudios previos requeridos en condiciones prácticas.
- El diseño estructural se hará únicamente para puentes con vigas de concreto presforzado de un solo claro y considerando que el tipo de cimentación de la estructura es superficial.
- Para realizar la comparación entre los métodos de diseño se determinará una ubicación territorial con el fin de desarrollar el análisis en cuanto a costos. Además de ayudar a definir algunas consideraciones de diseño.

1.6. OBJETIVOS

1.6.1. Objetivo General

- Determinar los factores influyentes en la conveniencia de utilización de las normas AASHTO STANDARD Specifications for Highway Bridges y AASTHO LRFD Bridge Design Specifications en diseños de puentes con vigas de concreto preesforzado.

1.6.2. Objetivos Específicos

- Diseñar puentes con vigas de concreto presforzado con la utilización de las cargas vehiculares de la norma AASHTO STANDARD Specifications for Highway Bridges.
- Diseñar puentes con vigas de concreto presforzado con la utilización de las cargas vehiculares de la norma AASTHO LRFD Bridge Design Specifications.
- Realizar un análisis comparativo del diseño de puentes con vigas de concreto presforzado con la utilización de cargas vivas vehiculares AASHTO STANDARD Specifications for Highway Bridges y AASTHO LRFD Bridge Design Specifications desde el punto de vista estructural, funcional y económico.

1.7. JUSTIFICACION

Esta investigación tiene como meta lograr el beneficio de la población salvadoreña dedicada al desarrollo de proyectos viales, específicamente al área de puentes carreteros; esto mediante la generación de un análisis comparativo de las cargas vehiculares AASHTO STANDARD Y AASHTO LRFD, demostrando la conveniencia de utilización de cualquiera de estas metodologías de diseño.

Actualmente se utilizan ambas metodologías (AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD) para el diseño de puentes en El Salvador y se necesita definir un parámetro de comparación para decidir que método es conveniente en cada ocasión. En este caso hemos tomado como parámetro el análisis de costos para la obtención de los resultados. Esto creará un fundamento básico para la utilización de estos métodos que podría definir la conveniencia entre el uso de cada uno.

Se pretende colaborar con el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU) mediante la obtención de un documento que demuestre los beneficios y razones fundamentadas del uso de cada método, para ser utilizado como herramienta de respaldo y justificación sobre el método utilizado para diseño de puentes de concreto con vigas presforzadas en El Salvador.

CAPITULO II:
MARCO TEORICO CONCEPTUAL.

2.1. INTRODUCCION

En El Salvador, como en el resto de países existen necesidades de comunicación para poder realizar diversas actividades, económicas, sociales, culturales, etc. Es por esta razón que se requiere de la construcción de carreteras; sin embargo estas carecen de la estructura necesaria para salvar obstáculos que se presentaban por la naturaleza misma; es por esto que se recurre a estructuras más complejas llamadas puentes, estas se encargan de vencer obstáculos para los cuales son diseñadas.

Los obstáculos son variados y presentan condiciones que obligan la utilización de diferentes tipos de estructuras, un obstáculo muy común son las autopistas en las cuales no se puede interrumpir el flujo vehicular. El conjunto de estas obras de paso y carreteras es lo que forma en nuestro país la red vial nacional.

El propósito de éste capítulo es orientar al lector acerca de los aspectos fundamentales de puentes como son: su concepto, clasificación, tipo de puente, estudios necesarios para su diseño y metodologías usadas en nuestro país para el diseño de los mismos.

2.2. DEFINICIÓN DE PUENTES

Puente es una estructura construida con el fin de permitir a una vía de comunicación, cruzar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos, etc. o bien atravesar obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros, animales y mercancías. Según la American Association of State Highway and Transportation Officials, puente es cualquier estructura con abertura no menor a 6100 mm, que forma parte de una carretera sobre o por debajo de ella.

Los puentes constan fundamentalmente de dos partes, la superestructura, o conjunto de tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura o subestructura (apoyos o soportes).

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos. La subestructura de un puente está formada

por los estribos o pilares extremos, las pilas o apoyos centrales y los cimientos, que forman la base de ambos.

2.3. CLASIFICACIÓN DE PUENTES

Los puentes se pueden clasificar de muchas formas, ninguna de estas clasificaciones son mutuamente excluyentes, todas parecen contener partes de una u otra clasificación:

- Tipo estructural: Atirantados, losa, losa-viga, aporticados, viga, viga cajón, Ménsula, en arco, colgantes, apuntalados, de armadura, flotantes, basculantes, giratorios, alcantarillas.
- Por el servicio que prestan: Peatonales, Carreteros, Ferroviarios.
- Por el material de la superestructura: Madera, Mampostería, Concreto Reforzado, Concreto Presforzado, Metálicos, Concreto-Acero.
- Según el tipo de apoyo: Isostáticos, Hiperestáticos.
- Por el proceso constructivo: Vaciados en sitio, compuestos, prefabricados, dovelas.
- Por su trazo geométrico: Recto, oblicuo, curvo, a escuadra, de paso superior, de paso inferior, de claro corto, de claro medio, de claro largo.
- Por su condición de operación: de bóveda, de losa plana reforzada, de viga simple, de sección aligerada, de armadura de madera, de armadura de metal, colgantes, suspendidos, de estructura aligerada, de losas nervadas, móviles, elevadizos, basculantes, deslizantes, caballetes metálicos, traveses metálicos, pontones.
- Por su duración: Permanentes, Provisionales.

Durante el proceso de diseño el ingeniero debe escoger un tipo de puente; esto considerando muchos factores relacionados con la funcionalidad, economía, seguridad, experiencia en la construcción, condiciones del suelo, sismicidad, estética, etc. Un factor muy importante es la longitud del tramo del puente el cual nos puede ayudar en la selección del tipo de puente más adecuado.

2.3.1. CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES SEGÚN SU CLASIFICACION.

Los puentes en general son de dos tipos: puentes fijos y puentes móviles, éstos últimos representan una minoría respecto a los puentes fijos y pueden abrirse ya sea vertical u horizontalmente de este modo permiten que el tránsito fluvial pase por debajo de la estructura.

2.3.1.1. SEGÚN EL TIPO ESTRUCTURAL.

2.3.1.1.1. Puente tipo Losa.

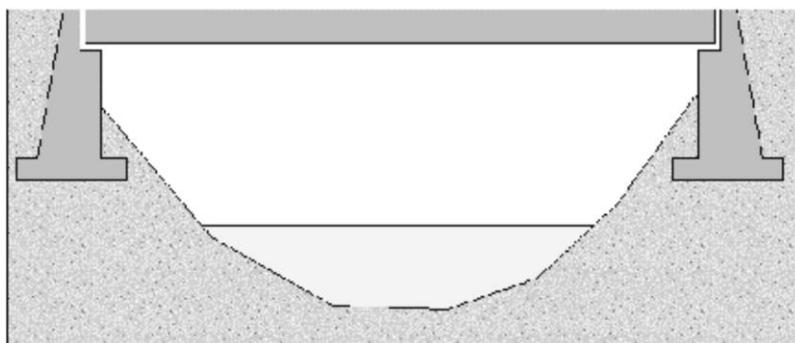


Figura 2.1. Puente tipo Losa.

Este tipo de puentes son las estructuras más sencillas. Por su simplicidad son los idóneos para salvar claros pequeños, menores a los 10 metros de longitud. Estos puentes están contruidos por una losa plana de concreto reforzado, concreto pretensado o postensado, que salva la luz entre los apoyos. Se lo puede construir mediante andamiajes provisionales apoyados en el suelo o pueden estar contruidos por medio de elementos prefabricados.

2.3.1.1.2. Puente tipo Viga.



Simplemente apoyado



Tipo Gerber



Puente de viga continua

Figura 2.2. Puentes tipo Viga.

Es un puente cuyos vanos son soportados por vigas. Este tipo de puentes deriva directamente del puente tronco. Se construyen con madera, acero o concreto (reforzado, pretensado o postensado).

Se emplean vigas en forma de I, en forma de caja hueca, etcétera. Como su antecesor, este puente es estructuralmente el más simple de todos los puentes, se usan vigas estáticamente definidas, vigas simplemente apoyadas, vigas Gerber, vigas continuas.

Las vigas simplemente apoyadas se usan para tramos muy cortos, menores a los 25 metros, las vigas continuas es uno de los tipos mas comunes de puente. Las luces pueden diferenciarse en cortos, entre los 10-20 metros, medianos de 20-50 metros y largos mayores a los 100 metros, en luces medianos y largos las vigas continuas de secciones que varían con la profundidad son a menudo adoptadas por razones de comportamiento estructural economía y estética.

Las vigas se utilizan como largueros longitudinales, colocados a intervalos regulares, paralelos a la dirección del tráfico, entre los estribos y pilas. El tablero, colocado sobre la aleta superior, casi siempre provee soporte lateral contra el pandeo. Los diafragmas entre las vigas ofrecen arriostramiento adicional y también distribuyen lateralmente las fuerzas a las vigas antes de que el concreto haya fraguado.

2.3.1.1.3. Puente Viga-Losa.

Este tipo de estructuras son usualmente construidas sobre andamiajes apoyados en el suelo. Son más convenientes o adecuados para pequeñas longitudes de tramo de entre 12 -18 metros.

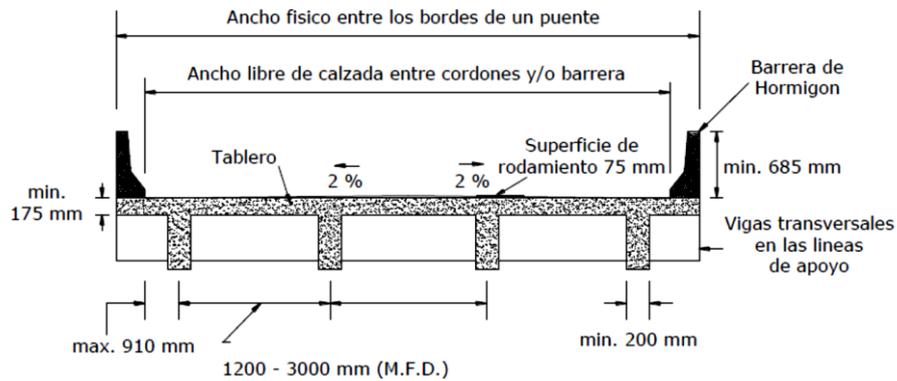


Figura 2.3. Puente Viga-Losa.

2.3.1.1.4. Puente Viga Cajón

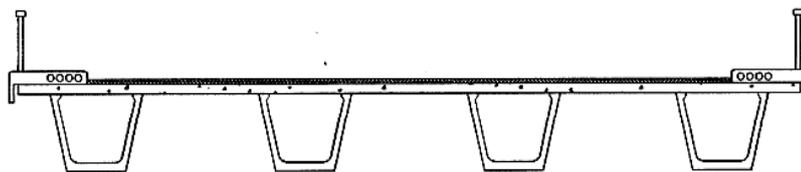


Figura 2.4. Puente Viga Cajón.

Los puentes de vigas son utilizados frecuentemente en puentes carreteros por su rigidez, economía, apariencia, resistencia a la corrosión y alta resistencia torsional. Asimismo, en las vigas cajón continua, los apoyos intermedios pueden ser frecuentemente columnas esbeltas simplemente conectados a entramados transversales ocultos.

Se pueden usar puentes de una sola celda para soportar puentes de dos carriles de tráfico, pero casi siempre se usan celdas múltiples en el caso de dos ó más carriles de tráfico.

Las vigas cajón son ideales para la construcción de puentes curvos; se usan comúnmente en pasos a desnivel.

Las vigas tipo cajón, por lo general están hechas de concreto reforzado o presforzado; además de las vigas, este tipo de puente puede ser prefabricado y posteriormente se transporta a un lugar específico. Éste es uno de los más grandes beneficios de este tipo de puentes.

2.3.1.1.5. Puente Colgante

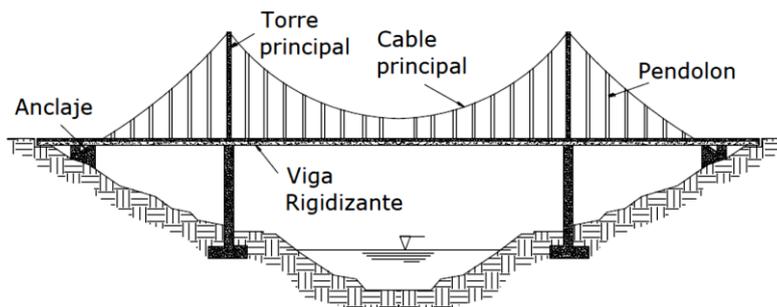


Figura 2.5. Componentes de un puente Colgante.

Este tipo de puentes están suspendidos por cables que pasan sobre las torres y están anclados generalmente en los extremos del puente. Estos puentes proporcionan un excelente método de reducción de momentos, en estructuras de claros largos la mayor parte de la carga en un puente colgante es resistida por el cable en tensión, que es un método eficiente y económico.

A diferencia de los puentes vigas, estas estructuras son capaces de soportar grandes luces.

2.3.1.1.6. Puente en arco.

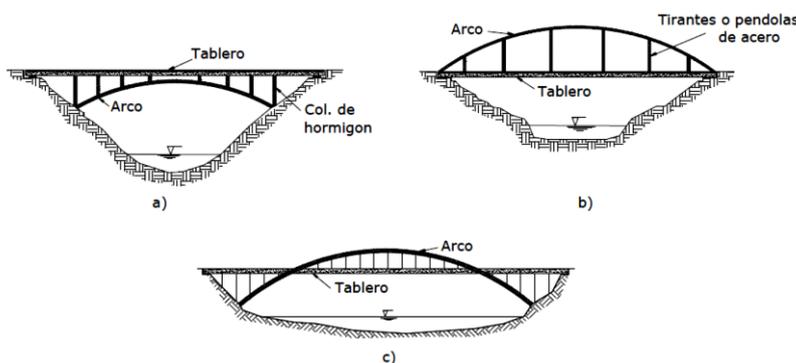


Figura 2.6. Puentes Arco. a) Tablero superior, b) Tablero inferior, c) Tablero intermedio

Estos son puentes con apoyos a los extremos del vano, entre los cuales se halla una estructura con forma de arco por donde se transmiten las cargas. El tablero puede estar

apoyado o colgado de esta estructura principal, dando origen a distintos tipos de puentes.

Los puentes en arco trabajan transfiriendo el peso propio del puente y las sobrecargas de uso hacia los apoyos mediante la compresión del arco, donde se transforma en un empuje horizontal y una carga vertical. Normalmente la esbeltez del arco (relación entre la flecha máxima y la luz) es alta, haciendo que los esfuerzos horizontales sean mucho mayores que los verticales. Por este motivo son adecuados en sitios capaces de proporcionar una buena resistencia al empuje horizontal.

Los puentes arcos se pueden clasificar según a sus articulaciones y según a la posición del tablero. De acuerdo a sus articulaciones pueden ser de una articulación, biarticulados, triarticulados, y empotrados. De acuerdo a la posición del tablero el arco puede trabajar por encima del tablero, por debajo el tablero o puede ser al nivel intermedio dando origen a los arcos de tablero superior, inferior, interior.

2.3.1.1.7. Puente atirantado

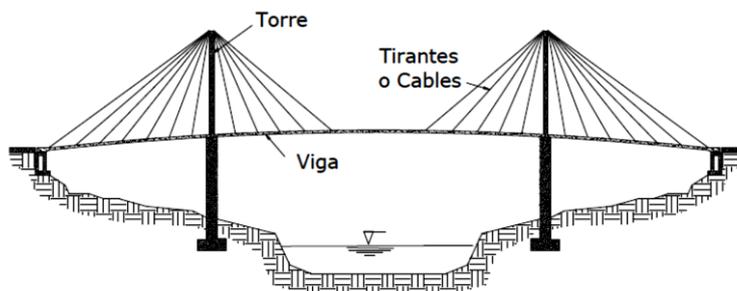


Figura 2.7. Componentes de un puente atirantado.

Un puente atirantado, es aquel cuyo tablero está suspendido de una o varias pilas centrales mediante cables. Se distingue de los puentes colgantes porque en estos los cables principales se disponen de pila a pila, sosteniendo el tablero mediante cables secundarios verticales, y porque los puentes colgantes trabajan principalmente a tracción, y los atirantados tienen partes a tracción y otras a compresión. También hay variantes de estos puentes en que los tirantes van desde el tablero hasta el pilar situado a un lado, y desde este al suelo, o bien estar unidos a la pila solamente.

El puente soporta las cargas principales de dirección vertical actuando en las vigas. Los cables atirantados proporcionan apoyos intermedios para las vigas, esto hace que se tengan vanos largos. La forma estructural básica de un puente atirantado es una serie de triángulos sobrepuestos que comprimen la pila o torre, tensionando los cables y comprimiendo las vigas.

2.3.1.1.8. Puente Apuntalados

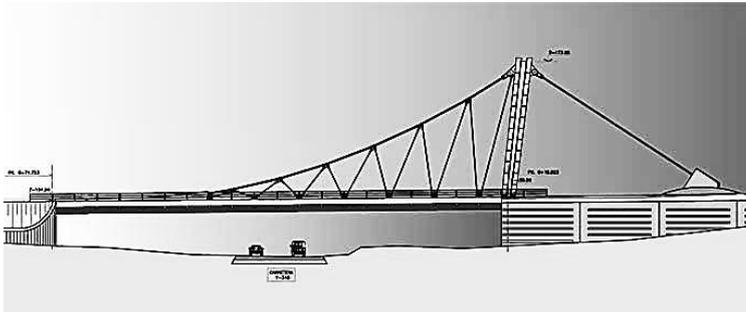


Figura 2.8. Puente Apuntalado.

Puentes apuntalados, son los cuales su estructura esta formada por cables que lo sujetan de diferentes puntos de amarre, estos sirven para sostener la estructura del puente de cierta manera, es un tipo de ayuda para el soporte del puente.

2.3.1.1.9. Puente Giratorio.

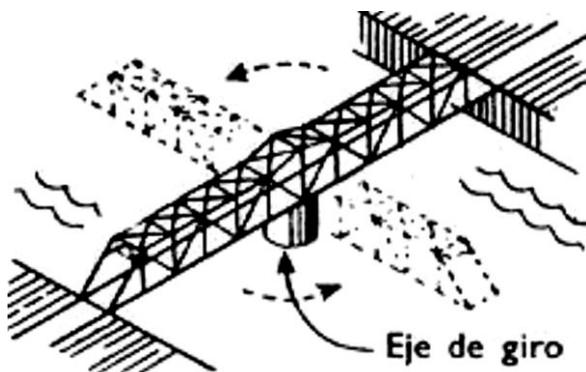


Figura 2.9. Puente giratorio.

Un puente giratorio o puente de oscilación es un tipo de puente móvil, en el que uno de los extremos rota sobre su eje central para permitir el tráfico marítimo a ambos lados.

Los puentes giratorios constan de una plataforma apoyada en una pila y capaz de girar 90°, dejando abiertos a cada lado un canal de circulación. Sólo usados para pequeñas luces, son movidos, generalmente, por motores eléctricos.

2.3.1.1.10. Puentes Aporticados.

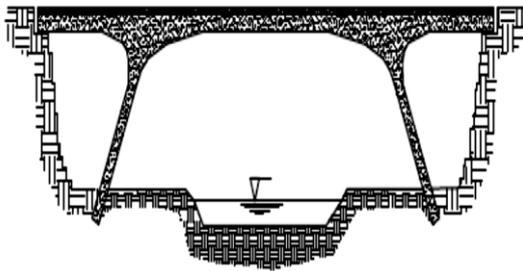


Figura 2.10. Puentes Aporticados.

Los puentes aporticados son una de las posibles alternativas para vigas continuas, evita aparatos de apoyo y provee un buen sistema estructural para soportar acciones horizontales como los terremotos, estos puentes pueden ser adoptados con pilas verticales o pilas inclinadas. Los puentes pórticos son empotrados con sus estribos y pilares, esto reduce los momentos actuantes en el pórtico con lo que se consigue alturas constructivas extraordinariamente reducidas.

Los puentes pórtico pueden clasificarse en:

2.3.1.1.10.1. Pórtico biarticulado.

Con tramos salientes del dintel, apoyados, y montantes verticales o inclinados, las articulaciones, en general, son articulaciones elásticas (estricciones fuertemente armadas). Estos pórticos son adecuados para pasos sobre las autopistas.

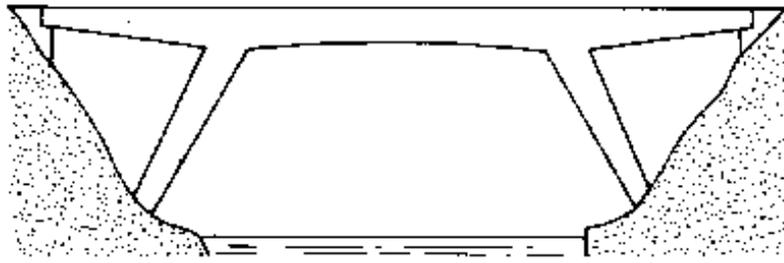


Figura 2.11. Pórtico Biarticulado.

2.3.1.1.10.2. Pórtico doblemente empotrado.

Son especialmente adecuados para pequeñas obras de paso inferior, pasó de arroyos.

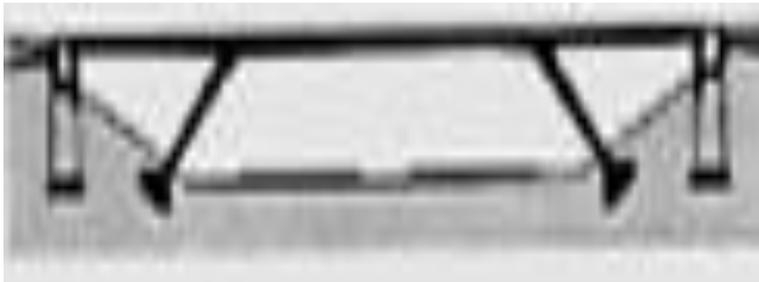


Figura 2.12. Pórtico Doblemente empotrado.

2.3.1.1.10.3. Pórtico cerrado (marco).

Son adecuados para cruces de bajo nivel, en casos de terrenos de fundación especialmente malos.

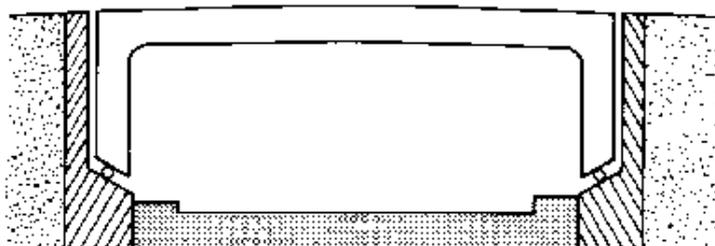


Figura 2.13. Pórtico Cerrado

2.3.1.1.10.4. Pórtico múltiple.

Es usado en autopistas de varios niveles. Se debe elegir el tipo de pilar, según el uso que se dará al puente.

Pueden tener montantes articulados o empotrados, según la rigidez deseada y las posibilidades de permitir deformaciones longitudinales del dintel, debidas a Temperatura y Retracción.



Figura 2.14. Pórtico Múltiple.

2.3.1.1.11. Puente Flotante.



Figura 2.15. Puente Flotante.

Se apoyan sobre flotadores que pueden tener diversos tamaños. Consisten fundamentalmente en un tablero apoyado sobre una serie de elementos flotantes que sirven para mantenerlo en una situación más o menos fija. Estos elementos flotantes son muy variados tales como barcas, pontones cerrados, etc. Los flotadores pueden ser más o menos grandes para reducir su movilidad y se puede conseguir que sus movimientos

sean incluso menores que los de algunos puentes fijos, pero ello no elimina ese carácter de elemento flotante sometido a los movimientos del agua; hay siempre un movimiento relativo entre el puente y los apoyos fijos de las orillas.

Uno de los problemas más difíciles de resolver en los puentes flotantes más difíciles de resolver en los puentes flotantes en su enlace con tierra, porque la mayoría de las aguas varían de nivel; en el mar por la carrera de marea, y en los ríos por su variación de caudal. Este enlace se resuelve de diferentes maneras:

- a) Creando una zona de transición que, apoyada en tierra y en la primera barca, puede cambiar de inclinación.
- b) Variando la cota de la calzada sobre los pontones.
- c) Anclando mediante cables los flotadores al fondo, de forma que estos cables soporten la variación de fuerza ascendente de los flotadores al variar su altura sumergida, y los mantengan fijos.

2.3.1.1.12. Puente Basculante

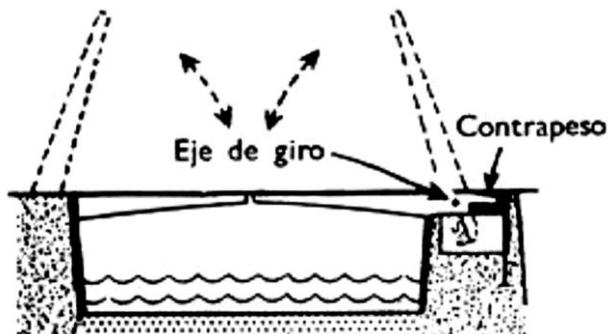


Figura 2.16. Puente Basculante.

Los Puentes Basculantes, giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyos de manera que podemos incluir en ellos los levadizos y los basculantes. Son los puentes más clásicos y de mayor uso en la actualidad.

2.3.1.1.13. Puente en Ménsula.

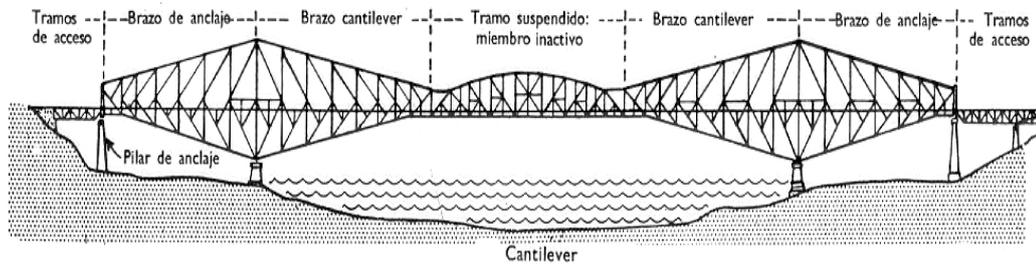


Figura 2.17. Puente en Ménsula.

Es un puente en el cual una o más vigas principales trabajan como ménsula. Normalmente, las grandes estructuras se construyen por la técnica de volados sucesivos, mediante mensuras consecutivas que se proyecta en el espacio a partir de la ménsula previa. Los pequeños puentes peatonales pueden construir con vigas simples, pero los puentes de mayor importancia se construyen con grandes estructuras reticuladas de acero o vigas tipo cajón.

2.3.1.2. TIPO DE PUENTES SEGÚN SU MATERIAL.

2.3.1.2.1. Puentes de Madera.



Figura 2.18. Puente de Madera

Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, sin embargo presentan problemas por su baja resistencia y poca durabilidad ya que son muy sensibles a los efectos atmosféricos como la lluvia y el

viento y vulnerables a incendios, grandes inundaciones y a la degradación del ambiente, por lo cual requieren de un mantenimiento continuo y costoso.

2.3.1.2.2. Puentes de Mampostería.



Figura 2.19. Puente de Mampostería.

Al igual que la madera, la piedra es un material natural que se obtiene directamente de la naturaleza y se utiliza sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Aparte de la piedra, se ha utilizado también materiales como el ladrillo o el concreto en masa. El ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño sillar con el que se pueden hacer arcos de dovelas yuxtapuestas; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

La construcción de los puentes de piedra es bastante simple, y en términos generales no plantea problemas distintos a los de cualquier obra contemporánea; solamente la cimentación plantea problemas singulares, pero su dificultad es debida al río, y no a su estructura.

2.3.1.2.3. Puentes Metálicos.

Los puentes metálicos se dividen en tres: Puentes de Fundición, Puentes de Hierro y Puentes de Acero.

2.3.1.2.3.1. Puentes de Fundición.

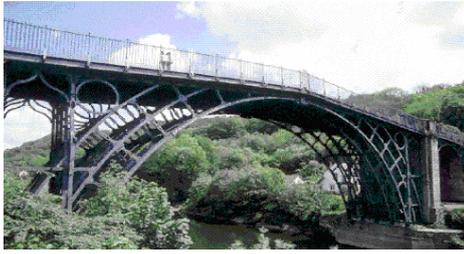


Figura 2.20. Puente de fundición

Las disposiciones de estos puentes de fundición se inspiran directamente en los puentes de madera. Lastimosamente la mayoría de estos puentes tuvieron una vida relativamente corta. En efecto, la fundición es un material frágil con una débil resistencia a tracción, el cual bajo el efecto de esfuerzos complejos ofrecía una resistencia mínima al colapso. La mayoría de estos puentes tuvieron que ser demolidos y remplazados, debido a que ninguna de las tentativas de reparación de este tipo de puente había dado resultados satisfactorios, entonces el único remedio era la reconstrucción del puente. Pero a pesar de todo todavía quedan muestras de estos puentes, tal es el caso del puente de La Pasarela de Las Artes en Paris, la cual fue terminada en 1803 y ofrece tráfico solamente a peatones.

2.3.1.2.3.2. Puentes de Hierro.



Figura 2.21. Puente de Hierro.

Los primeros puentes construidos gracias al hierro fueron los puentes colgantes, fue la invención de las cadenas articuladas formadas por barras de hierro articuladas, la que permitió pasar de un golpe a luces mucho mayores. Mediante transcurrió el tiempo y se

fueron mejorando las técnicas se empezó a utilizar el cable formado por hilos de hierro, el cuál dio las propiedades necesarias para la construcción de puentes con luces considerablemente largas.

El hierro también se prestaba para la construcción de puentes de arco. A pesar de su mayor precio, fue sustituyendo progresivamente a la fundición a causa de sus mejores características. Los grandes arcos de hierro aportaron una solución económica y muy espectacular para salvar a gran altura valles profundos y ríos anchos en los que las cimbras resultaban muy difíciles y costosas.

2.3.1.2.3.3. Puentes de Acero.

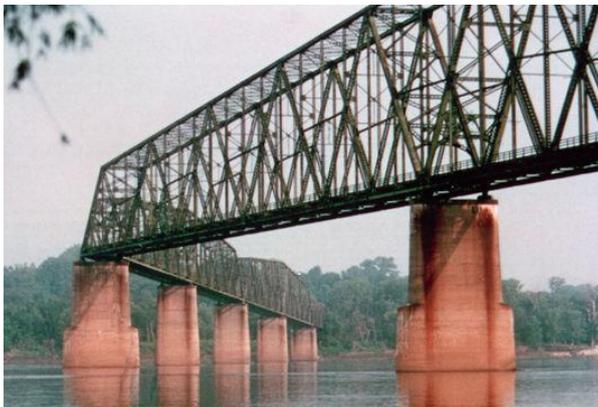


Figura 2.22. Puente de Acero.

Los puentes de acero son competitivos para claros de tamaño mediano y favorable para puentes de claro largo por las siguientes razones:

- a. Tienen alta resistencia a tensión.
- b. Se comportan como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles normales de trabajo.
- c. Tienen reservas de resistencia más allá del límite de fluencia.
- d. Los sistemas de conexión son más seguros.
- e. Las normas estrictas de fabricación de la industria garantizan a los consumidores uniformidad del control de sus propiedades.

La principal desventaja es su susceptibilidad a la corrosión, la cual esta siendo combatida con la aparición de aditivos químicos, ó con el mejoramiento de los recubrimientos protectores.

2.3.1.2.4. Puentes de Concreto Reforzado.



Figura 2.23. Puente de concreto Reforzado.

Los puentes de concreto reforzado permiten alcanzar claros mayores que los alcanzados con mampostería pero menores que los de los puentes metálicos. Los costos en cuanto al mantenimiento son escasos ya que son muy resistentes a los agentes atmosféricos.

El concreto reforzado se utiliza con frecuencia en puentes de cualquier tipo de carretera, desde caminos rurales hasta autopistas, por su economía para claros cortos y medianos, durabilidad, bajo costo de mantenimiento y fácil adquisición de materiales; es que son construidos puentes de losa, vigas.

2.3.1.2.5. Puentes de Concreto Presforzado.



Figura 2.24. Puentes de Concreto Presforzado.

El presfuerzo es una técnica de inducir fuerzas en el concreto en forma tal que eliminen, ó reduzcan, los esfuerzos de tensión que son producidas por las cargas.

El incremento de la industria del presfuerzo y la prefabricación permitió el empleo cada vez más frecuente de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción.

Con el concreto presforzado se evita la fisuración que se produce en el concreto reforzado y por ello, se pueden utilizar aceros de mayor resistencia, inadmisibles en el concreto reforzado porque se produciría una fisuración excesiva.

El concreto presforzado no ha hecho desaparecer el concreto reforzado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el concreto presforzado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se presforzaban longitudinal y transversalmente. Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios.

Los puentes de concreto preesforzado tienen muchas ventajas sobre los puentes de concreto reforzado entre las cuales están con respecto a la utilidad las siguientes:

- Es más adecuado para estructuras de claros largos.
- Las estructuras presforzadas son más esbeltas y por lo mismo susceptibles de un diseño artístico.
- Éstas no se agrietan bajo cargas de trabajo y cuando se presenta cualquier agrietamiento bajo sobrecargas, desaparecen tan pronto se remuevan, a menos que las sobrecargas sean excesivas.
- Bajo carga muerta, la deflexión es mínima debido al efecto de la combadura producida por el presfuerzo.
- Bajo cargas vivas la deflexión es también mínima por la efectividad de la sección completa de concreto no agrietada, pues tiene un momento de inercia dos ó tres veces mayor que la sección agrietada.
- Los elementos presforzados son más propios para recolarse por su menor peso.

Los tipos de puentes de concreto presforzado más utilizados en el diseño y la construcción son:

2.3.1.2.5.1. Puentes de Losa de Concreto Presforzado.



Figura 2.25. Puente de Losa de Concreto Presforzado.

Este tipo de puente es muy utilizado por su facilidad de construcción. Consta de una placa resistente y continua, de sección rectangular. Se emplean en claros pequeños y medianos, no mayores a 20 metros de longitud, por su condición de apoyo simple.

2.3.1.2.5.2. Puentes de Vigas de Concreto Presforzado.

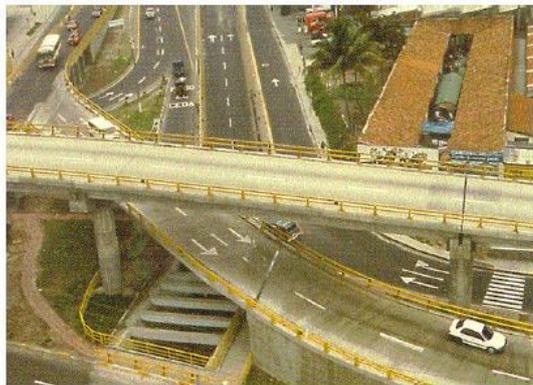


Figura 2.26. Puente de Vigas de Concreto Presforzado.

En este tipo de puentes la estructura principal consiste en unidades de concreto precolado, en general vigas I, o vigas T pretensadas o postensadas las cuales a su vez pueden ser prefabricadas o coladas en sitio.

Las vigas presforzadas coladas en sitio, se usan cuando se requieren varios vanos, por que mejoran la continuidad del tablero en los apoyos. Generalmente las vigas “I” y “T”

se unen en la parte superior a una losa, en un colados monolítico de concreto para conformar una sola sección de trabajo con la losa, la cual puede ser reforzada o presforzada.

2.4. CARACTERIZACIÓN DE PUENTES EN EL SALVADOR.

A través de la historia y con la evolución de los puentes en El Salvador se han utilizado cuatro materiales básicos para su construcción, entre éstos tenemos: la madera, la piedra, el metal y el concreto. A estos cuatro materiales hay que añadir otros dos que se han empleado con menor frecuencia: el ladrillo, hecho de arcilla cocida; y el aluminio, que se ha utilizado para construir partes de los puentes, ejemplo de ello se tienen los puentes tipo súper span.

Dentro de éstos materiales básicos se han llevado a cabo diversas combinaciones, de los cuales surgen los diferentes tipos de puentes, el Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU) a través del Sistema de Administración de Puentes (SAP), ha clasificado los puentes en nuestro país en 13 tipos, esto se ha determinado de acuerdo al elemento principal de la superestructura y al material predominante del mismo.

A continuación se detalla de una manera breve los diferentes tipos de puentes que existen en El Salvador y su característica predominante.

2.4.1. Clasificación de Puentes por el Ministerio de Obras Públicas.

A continuación se detalla de una manera breve los diferentes tipos de puentes que existen en El Salvador y su característica predominante.

Tabla 2.1 TIPOS DE PUENTES EN EL SALVADOR

| ILUSTRACION | ELEMENTO PRINCIPAL | TIPO DE PUENTE | DESCRIPCION: Puentes cuyo elemento principal es |
|---|---------------------------|-----------------------|---|
|  | LOSA | LOSA | La losa de concreto y sirve de tablero al mismo tiempo. |
|  | LOSA | CAJA | Tipo caja o cajón cuya estructura es básicamente una figura geométrica rectangular cerrada y hecha en la mayoría de casos de concreto |
|  | VIGA | VICON | La viga de concreto armado. |
|  | VIGA | VIPRES | La viga de concreto presforzado |
|  | VIGA | VICAJON | Una viga cajón |
| | | | |

| | | | |
|---|----------------------------|-------------------|---|
|  | VIGA | MADERA | La viga de madera |
|  | VIGA | MIXTO | La viga metálica de alma llena y tablero de concreto. |
|  | ESTRUCTURA METALICA | CERCHA | Una estructura metálica reticular. |
|  <small>Buenas Obras Por un país que cambia</small> | ESTRUCTURA METALICA | BAILEY | Denominado así por ser los más comunes en el medio pero en general son puentes modulares prefabricados |
|  | SUPER-SPAN | SUPER-SPAN | Tipo bóveda cuya estructura es una lámina metálica y sobre la cual se construye un relleno |
|  <small>Buenas Obras Por un país que cambia</small> | BOVEDA | BOVEDA | Construido en forma de bóveda, pueden ser de concreto o mampostería: como ladrillos, piedra u otro material |

| | | | |
|---|--------------|--------------|--|
| | | | |
|  | CABLE | COLGA | De cables a los cuales se sujetan otros elementos. |

En su mayoría la estructura de un puente no está formada por un solo tipo de material.

Los puentes de arcos hechos con mampostería de ladrillos, generalmente tendrán las bases construidas con mampostería de piedra, con el objeto de darles mayor consistencia y hacerlas más resistentes al embate de las aguas del río.

Usualmente, los puentes con tableros de madera tendrán las fundaciones de mampostería de piedra ó de concreto. Los puentes con tableros metálicos, en algunos casos tendrán sus bases construidas con otro material.

En puentes cuyo tablero es de concreto reforzado o presforzado (pretensado y postensado); las columnas de las pilas y sus fundaciones, los estribos y los muros, serán de concreto reforzado. Las descripciones anteriores solo son algunas de las combinaciones que pueden lograrse.

2.4.1.1. Puentes de Losas (Caja y Losa).

Los puentes de losa son usados especialmente para luces menores a 12 metros con hormigón armado y hasta los 35 metros con losas de hormigón presforzado, y son de una gran ayuda espacialmente cuando se están reutilizando antiguos estribos; estos puentes son de un solo tramo mientras que los puentes de caja pueden tener mas de un tramo, es decir pueden existir mas de una caja, éstas son construidas en su mayoría de mampostería.

2.4.1.2. Puentes de Vigas (Vicon, Vipres, Vicajón, Mixto y Madera).

En este tipo de puentes el elemento principal es la viga, éstas soportan el tablero generalmente de concreto reforzado. Este tipo de puente consiste en varias vigas, las cuales van separadas paralelamente de 1, 1.5 a 2 metros de distancia; estas vigas además de soportar el tablero, salvan la distancia entre estribos y pilas. Los puentes de vigas destinadas a servir el tráfico de vehículos son de acero (Puentes Mixtos), concreto reforzado y en algunos casos secciones en cajón para grandes luces (Puentes tipo Vicon y Vicajón) o preesforzado (Puentes tipo Vipre) o de madera (Puentes de Madera).

Los puentes de vigas metálicas (Puentes Mixtos) pueden ser de sección en “T” o de ala ancha. Básicamente su estructura se compone de vigas cabezal o cabeza inferior metálica, vigas del mismo material y en la parte superior una losa de concreto reforzado. La ventaja de éste tipo de puente es que su construcción es muy ligera igual que la de un puente metálico. Debido a ésta ventaja se dice que los puentes mixtos sustituyen a los de concreto presforzado, incluso en luces pequeñas.

Los puentes de vigas de concreto reforzado (Puentes tipo Vicon y Vicajon) pueden ser: de alma llena y ser vigas de sección en “T” unidas por la losa superior las cuales pueden salvar tramos de 20 a 25 metros; o pueden ser vigas de cajón que generalmente se utilizan para distancias superiores. Y de arcos, ya que el concreto es un material adecuado para resistir compresiones.

Los puentes de vigas de concreto presforzado (Puentes tipo Vipres) generalmente tienen sección en “T”. Una ventaja que se obtiene con las vigas de concreto presforzado es que se evita que el concreto se fisure así como sucede con las vigas de concreto reforzado.

La diferencia entre concreto reforzado y presforzado, consiste en que el primero la armadura entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; y el segundo, la armadura se tensa previamente antes de que actúen las cargas a la estructura.

Los puentes de vigas de madera, en su mayoría se utilizan de forma provisional; esto debido a que presentan problemas de durabilidad, pues son muy vulnerables a los incendios, a la degradación por los agentes externos y a las crecidas de los ríos. La ventaja de éste tipo de puente es que son muy fáciles y rápido de construir.

2.4.1.3. Puentes Metálicos (Bailey y Cercha).

Entre los puentes metálicos tenemos los puentes tipo Bailey y Cercha, en estos la estructura está compuesta en su totalidad de acero, la ventaja de éste material, es que se pueden utilizar para crear puentes con grandes luces y son de rápida construcción; también se pueden realizar ampliaciones o sustituciones. La mayor desventaja de éste material, es su alto costo de materia prima y que son muy vulnerables a los agentes atmosféricos, a su excesiva deformación elástica y a los gases corrosivos. Por su manejabilidad en dicho material se pueden crear diversas formas: en arco, viga, tirantes, etc. La diferencia entre estos dos tipos de puentes, es que el tipo Bailey es de carácter provisional; en cambio el tipo Cercha es permanente.

2.4.1.4. Puente SuperSpan.

En los puentes SuperSpan la estructura está conformada por una lámina metálica en forma de bóveda, sobre la cual se construye un relleno. Su comportamiento es similar a una bóveda.

2.4.1.5. Puentes de Mampostería (Bóvedas).

El elemento principal de este tipo de puentes es la piedra, ladrillo y concreto en masa. Usualmente con éstos materiales se construyen puentes en arco, ya que sólo resisten esfuerzos de compresión y su duración es ilimitada.

Los puentes de piedra están formados por bóvedas cilíndricas, sirven para salvar luces pequeñas. Generalmente se utiliza la bóveda como estructura resistente para salvar los ríos, su construcción es bastante simple.

2.4.1.6. Puentes Sustentados por Cables (Puentes Colgantes).

En los puentes del tipo colgantes los elementos principales son sus cables, los cuales se encuentran apoyados o suspendidos de torres altas y ancladas por sus extremos a macizos de anclaje. Generalmente la fundación de éste tipo de puente se compone de

dos elementos los cuales son: las pilas en forma de torres y macizos o anclajes a tensión en los extremos.

2.5. DESCRIPCIÓN DE PUENTES CON VIGA DE CONCRETO PRESFORZADO.

2.5.1. Superestructura

La superestructura consta de la losa o parte que soporta directamente las cargas y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas y arcos que transmiten las cargas del tablero a las pilas y los estribos, que soportan directamente los tramos citados, los estribos situadas en los extremos del puente, que conectan con el terraplén, y los cimientos o apoyos de estribos y pilas encargados de transmitir al terreno todos los esfuerzos.

La superestructura es la parte de un puente que permite el paso del camino con su calzada y pasillos, sobre un río, estero, otro camino, etc. En las estructuras de un tramo, la superestructura descansa en los estribos, mediante un sistema de apoyo.

Durante los sismos, los eventuales desplazamientos de la superestructura se controlan mediante sistemas antisísmicos que se colocan en los apoyos; estos amarran la superestructura a los estribos. Por su parte, los cambios de longitud que experimenta la superestructura debido a las variaciones de temperatura, se absorben mediante juntas de expansión que permiten desplazamientos; estas juntas habitualmente incluyen protecciones en los bordes mediante cantoneras metálicas y, en los puentes más modernos, por medio de sellos elastoméricos que impiden la filtración del agua y la suciedad hacia las zonas de los apoyos.

Por seguridad, a los costados de la superestructura se colocan barandas o parapetos que impiden que un vehículo que se sale de su pista de circulación pueda caer fuera de la estructura; asimismo, estos elementos sirven de protección a los eventuales peatones que utilicen el puente. En la superestructura también se colocan elementos para evacuar las aguas que precipitan en el tablero, normalmente tubos de plástico, cemento asbesto u otro material similar que descargan directamente hacia el cauce.

2.5.1.1. Losas de Concreto Reforzado.

Las losas son miembros estructurales de superficie plana y continua, apoyadas sobre un conjunto de vigas, formando los tableros del puente. Su función principal consiste en recibir directamente las cargas impuestas por el tráfico vehicular y peatonal, por esta razón, las estructuras han de resistir la flexo compresión y de igual forma sus respectivos elementos de apoyo, (vigas, vigas transversales). Las losas, por ejemplo, son hechas de concreto reforzado, hierro y concreto pretensado.

Una losa de concreto reforzado es la superficie plana horizontal de una construcción y se dice que es reforzada porque en su interior está compuesta de concreto y una especie de "red" o malla llamada parrilla, compuesta de varillas amarradas entre sí por alambre recocado, las varillas que se colocan en ambos sentidos van del No. 3 hacia denominaciones mayores, según las características de peso y claro que se quiera salvar. Las losas son elementos estructurales bidimensionales, en los que la tercera dimensión es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

2.5.1.2. Vigas de Concreto Presforzado

- **Concreto Preforzado**

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presforzado se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño de concreto estructural.

Además de los aspectos funcionales y económicos especiales del concreto como material de construcción de puentes, ciertas propiedades mecánicas y físicas son importantes con respecto a la aplicación y el comportamiento del concreto.

Una de las mejores definiciones del concreto presforzado es la del Comité del Concreto Presforzado del ACI (AMERICAN CONCRETE INSTITUTE), que dice: "Concreto

presforzado: Concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado.

El uso de acero de alta resistencia para el presfuerzo es necesario por razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero tal como lo revelan las curvas de esfuerzo-deformación, son diferentes de aquellas del acero convencional usado para el refuerzo del concreto. Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no presforzadas, también desempeñan un papel importante dentro de la construcción del presforzado. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario, y para otros fines.

El concreto empleado en miembros presforzados es normalmente de resistencia y calidad más alta que el de las estructuras no presforzadas. Las diferencias en el módulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deberán tomarse en cuenta en el diseño y las características de deterioro asumen una importancia crucial en el diseño.

- **METODOS DE PRESFORZADO**

En el concreto presforzado existen dos categorías: pretensado y postensado. Los miembros del concreto pretensado presforzado se producen restirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensado se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.

2.5.1.2.1 Concreto pretensado

Los tendones, generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se restiran o se tensan entre apoyos. Se mide el alargamiento de los tendones,

así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos. Con la cimbra en su lugar, se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que es curado con vapor de agua para acelerar el endurecimiento. Después de haberse logrado la resistencia requerida. Se libera la presión de los gatos. Los torones tienden a acortarse, pero no lo hacen por estar ligados al concreto por adherencia. En esta forma la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga

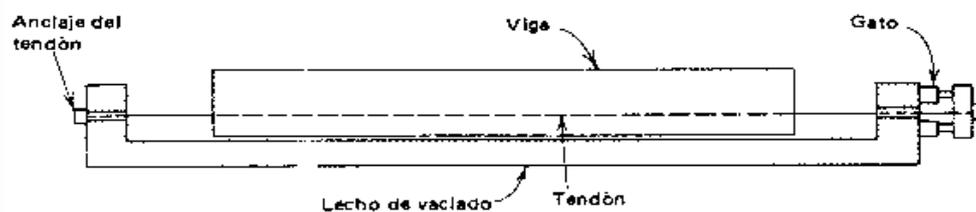


Figura 2.27. Fabricación de un elemento pretensado

2.5.1.2.2. Concreto postensado

Cuando se hace el presfuerzo por postensado, generalmente se colocan en los moldes de las vigas ductos huecos que contiene a los tendones no esforzados, y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones, o varillas de acero. El ducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga (estribos sin reforzar) para prevenir su desplazamiento accidental. Luego se vacía el concreto. Cuando este ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado.

La tensión se evalúa midiendo tanto la presión del gato como la elongación del acero. Los tendones se tensan normalmente todos a la vez o bien utilizando el gato monotorón. Normalmente se rellenan de mortero los ductos de los tendones después que estos han sido esforzados. Se forza el mortero al interior del ducto en uno de los extremos, a alta presión, y se continua el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando endurece, la pasta une al tendón con la pared interior del ducto.

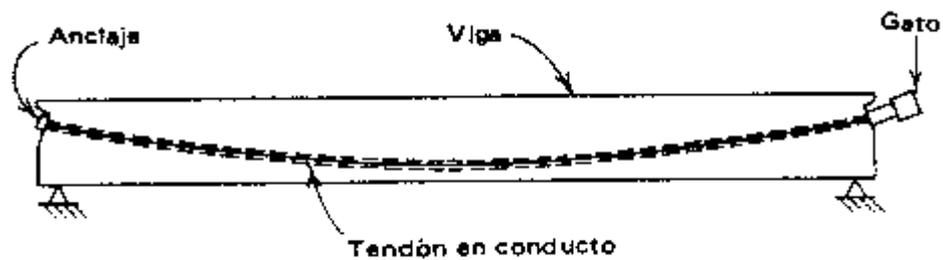


Figura 2.28. Fabricación de un elemento postensado

2.5.1.3. Capa de Rodamiento

Debido a que la función primordial es proteger la base impermeabilizando la superficie para evitar así posibles infiltraciones de agua de lluvia que podrían saturar parcial o totalmente las capa inferiores, además evita que se desgaste o desintegre la base a causa del tránsito de los vehículos. La capa de rodadura de un puente recibe una combinación de ataques cada día (ataque químico, ataque mecánico abrasión) los cuales comprometen la durabilidad y funcionalidad de la estructura

2.5.1.4. Accesorios.

2.5.1.4.1. Barandas o Barreras.

Un puente, lateralmente, va previsto con defensas que están destinadas a proteger a los peatones, evitándoles una eventual caída, además, que los vehículos ligeros abandonen la calzada invadiendo aceras. Las barandas, según el material principal del que están hechos, pueden ser de los siguientes tipos:

- Barandas metálicas
- Barandas con postes de concreto reforzado y largueros metálicos
- Etc

2.5.1.4.2. Acera.

Las aceras, están colocadas a los costados de la calzada y permiten el tránsito peatonal proporcionando un grado de seguridad. Se construyen monolíticamente con la losa, las

cuales están separadas por un cordón que está a un nivel superior a esta. Se hacen de concreto armado, mampostería, metálicas y madera.

2.5.2. Subestructura

Se le llama así a los componentes inferiores en donde se asienta la superestructura, y está compuesta por cimientos, pilas y torres y estribos que soportan los tramos de la superestructura. Los estribos van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él; y las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos; los cimientos pueden estar formados por las rocas o terrenos, y pilotes que soporten el peso de los estribos y las pilas o torres. La función de la subestructura es transmitir la carga de la superestructura hacia la cimentación.

De los componentes estructurales del puente que soportan el tramo horizontal, los más importantes son:

- Pilares
- Estribos
- Fundaciones

- **PILARES**

Son elementos de apoyo intermedios los cuales conducen los esfuerzos de la superestructura hacia las fundaciones están diseñados para resistir presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, etc., son más susceptibles a los efectos de la socavación por lo que las fundaciones deberán estar por debajo de la altura máxima de socavación.

Pueden ser de concreto o acero, aun en puentes de acero los pilares de concreto son a menudo adoptados, en algunos casos los pilares muy altos son elaborados en segmentos de concreto prefabricado.

- **ESTRIBOS**

Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo, el peso de la losa de transición y las presiones del suelo (empuje de tierras).

Los estribos están conformados por una losa de fundación que transmite el peso de los estribos directamente al suelo, la losa sirve de cubierta para un sistema de pilotes que soportan la carga, el muro frontal, asiento del puente, muro de retención encima del asiento del puente, losa de aproximación, los estribos también poseen juntas de dilatación o expansión que ajustan los desplazamientos de la superestructura.

- **FUNDACIONES**

Se encuentran bajo el terreno de la superficie son encargados de transmitir toda la carga al suelo, al absorber dicha carga el suelo se contrae dando origen a los asentamientos.

En todo diseño de fundaciones dos condiciones se deben satisfacer: “que el asentamiento total de la estructura este limitado a una cantidad tolerablemente pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine”.

2.5.2.1. Tipos de Apoyos

Los apoyos son los elementos a través de los cuales el tablero transmite las acciones que le solicitan a las pilas y/o estribos. El más común de los apoyos es el neopreno zunchado, está constituido por un caucho sintético que lleva intercaladas unas chapas de acero completamente recubiertas por el material elastómero. Tienen impedido el movimiento vertical.

El uso y la funcionalidad de los apoyos varían dependiendo del tamaño y la configuración del puente. Las funciones principales de los apoyos aparte de transmitir todas las cargas de la superestructura a la subestructura son garantizar los grados de

libertad del diseño de la estructura como traslación por expansión o contracción térmica o sismo y la rotación causada por la deflexión de la carga muerta y la carga viva.

Existen tres tipos de apoyos:

- **Apoyo de Expansión:**

Permite que la estructura rote y se traslade en el sentido longitudinal, puede ser de placa, de neopreno, de nódulo o balancín.

Fijo: Restringe la traslación y permite únicamente la rotación de la estructura.

Rígido o empotrado: Los apoyos rígidos restringen todos los movimientos de traslación y rotación.

2.5.2.2. Tipos de Estribos

Situados en los extremos del puente sostienen los terraplenes que conducen al puente. A diferencia de las pilas los estribos reciben además de la superestructura el empuje de las tierras de los terraplenes de acceso al puente, en consecuencia trabajan también como muros de contención. Los estribos están compuestos por un muro frontal que soporta el tablero y muros en vuelta o muros-aletas que sirven para la contención de terraplenes.

La variedad de tipos de estribos es muy amplia por lo cual se los puede dividir de diferentes maneras:

Estribo tipo gravedad: Se construyen con concreto simple o con mampostería. Dependen de su peso propio y de cualquier suelo que descansa sobre la mampostería para su estabilidad, apenas se coloca cuánta nominal de acero cerca de las caras expuestas para evitar fisuración superficial provocada por los cambios de temperatura.

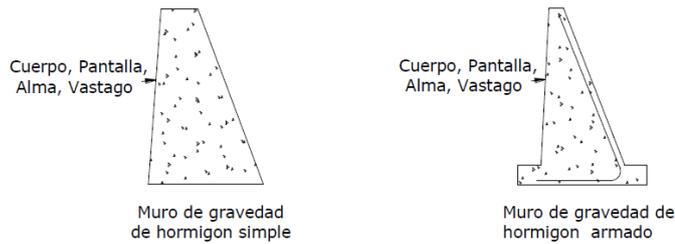


Figura 2.29. Estribo tipo gravedad.

Estribo tipo semigravedad en voladizo: Este estribo también conocido como estribo tipo pantalla consiste en una alma, cuerpo o vástago de concreto y una losa también a base de concreto, siendo ambos elementos relativamente esbeltos y totalmente armados para resistir los momentos y cortantes a los cuales están sujetos. Como se puede observar en la Figura, estos estribos pueden tener alas o aleros para retener el terraplén de la carretera. En la figura también se puede observar un estribo con las alas perpendiculares al asiento del puente, este es conocido como estribo U.

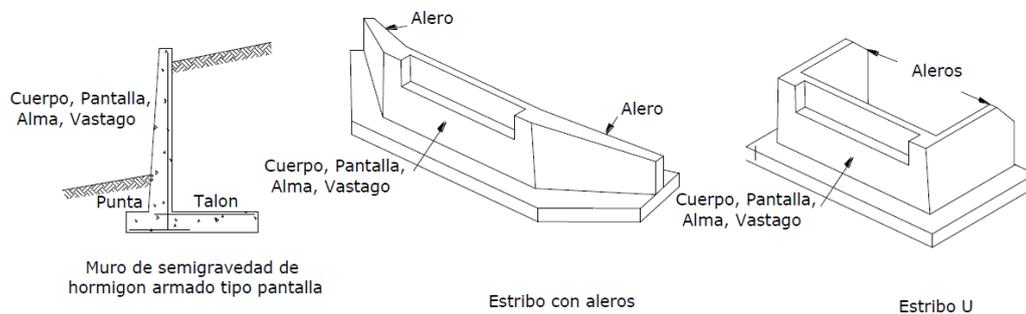


Figura 2.30. Estribo tipo Semigravedad en voladizo.

Estribo con contrafuertes: Este estribo consiste en una delgada losa de concreto (generalmente vertical) que sirve como paramento, soportada del lado interno mediante losas o contrafuertes verticales que forman ángulos rectos respecto del paramento. Tanto el paramento como los contrafuertes están conectados a una losa de base, y el espacio por encima de la losa de base y entre los contrafuertes se rellena con suelo. Todas las losas están totalmente armadas.

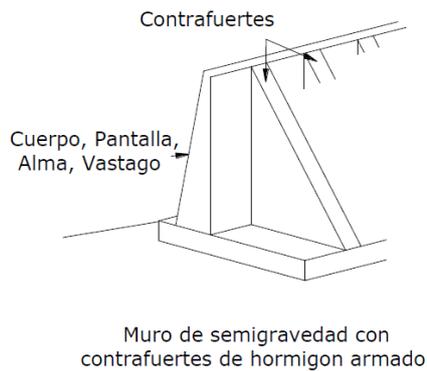


Figura 2.31. Estribo con contrafuerte.

Un estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos: En este estribo los asientos del puente se apoyan sobre una viga la cual es soportada por una fila de pilotes. Ver Figura

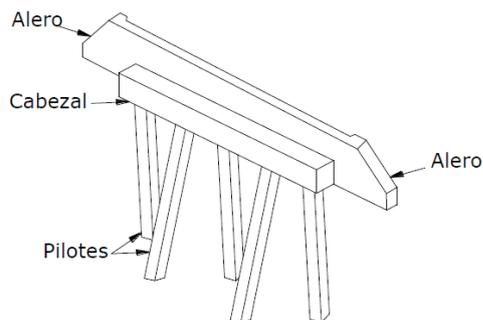


Figura 2.32. Estribo de caballete sobre pilotes con aleros cortos.

2.5.3. Cimentaciones

2.5.3.1. Superficiales

Está conformada por losas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de fundación se debe a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.

2.5.3.2. Profundas.

Se realiza este tipo de cimentación cuando el estrato portante se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones, pueden ser pilotes o cajones de cimentación.

2.5.4. Losa de Aproximación.

Sirven de transición entre el puente y el terraplén de la vía y tienen la función de suavizar los posibles asentamientos diferenciales originados en el relleno del acceso.

La zona de transición entre una obra de paso y sus terraplenes de acceso debe ser estudiada en el proyecto como parte integrante de la propia obra de paso, justificando en cada caso la forma de mantener la continuidad de la rasante a lo largo del tiempo.

Hay dos tipos de losas de transición, según sea el pavimento de la calzada en los accesos a la obra de paso.

- Para pavimentos bituminosos la losa es inclinada. Su cara superior, en el extremo del lado del terraplén, se situará a la profundidad de la explanada, para variar paulatinamente su rigidez en el seno del firme (Figura

Para pavimentos de concreto vibrado la losa de transición es superficial, y se distinguirán dos casos:

- Si el pavimento del tablero es de concreto vibrado, la losa de transición también formará parte del pavimento.

- Si el pavimento del tablero es bituminoso, la losa de transición llevará el mismo pavimento, y entre ella y el pavimento de concreto vibrado de los accesos se dispondrá una losa intermedia no armada, con las mismas dimensiones de ancho que la del tablero y provista del mismo pavimento.

2.6. ASPECTOS GENERALES PARA EL DISEÑO DE PUENTES

2.6.1. Selección del sitio

Para el ingeniero los ríos son los obstáculos más comunes necesitando ser cruzados, no obstante los puentes que sirven para vencer obstáculos que no tengan que ver con pasos de ríos son relativamente simples en comparación con los primeros, porque implican consideraciones de altura y de longitud.

Aspectos a tomar en cuenta en la selección del sitio.

- El sitio del puente debe ofrecer apropiadas alineaciones verticales y horizontales.
- Sus suelos deben ser lo suficientemente fuertes para asegurar la estabilidad de la estructura.
- El puente y sus obras asociadas no deberían tener un impacto adverso en edificios o terrenos contiguos o ellos sean susceptibles a daños del medio ambiente.
- necesidades estéticas:
 - a) funcionalidad de la obra
 - b) buenas proporciones entre la superestructura y subestructura
- Características geométricas de la vía (ancho, canales, etc)
- Geometría del eje vial
- Ubicaciones obligadas: vías ya construidas, reemplazo de estructuras existentes y estructuras para usos especiales
- La sección de desagüe debe ser suficiente
- Según el tipo de puente se deben tomar en cuenta:
 - a) El fin a que se destinara el puente
 - b) La magnitud de su abertura
 - c) Condiciones del terreno y forma de depresión
 - d) Características del sub- suelo
 - e) Consideraciones económicas
- Según el destino del puente se debe considerar:
 - a) Si es provisional

- b) Si es puente carretero
- c) Si es puente urbano

2.6.2. Morfología del río

La presencia de un puente impone condiciones al funcionamiento hidráulico del río cambiando la morfología del mismo y estos cambios están en función de la ubicación del puente, de la geometría y de la posición de los estribos y pilares.

Los ríos erosionan sus orillas socavan sus lechos a medida que aumenta la velocidad de flujo transportan sedimentos, en tiempos de lluvias sobrepasan sus orillas muchas veces causando desbordamientos e inundaciones.

Uno de los parámetros más considerados en esta parte del diseño son los efectos de la socavación. Siendo la socavación *“el resultado de la acción erosiva del flujo del agua que arranca y acarrea material de lecho y de las bancas de un cause”*, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en puentes.

Lo que se busca es determinar la altura de socavación en pilares y estribos para establecer la cota de fundación de los mismos, porque ciertamente una falla en la determinación de tal efecto erosivo puede acarrear fatales consecuencias para la estructura o más al contrario tener alturas de fundación antieconómicas que compliquen los procesos de construcción.

2.6.3. Geometría de Puentes

Se consideran dos aspectos importantes dentro del proyecto de puentes:

2.6.3.1. Geometría general y proyecto geométrico.

Se trata sobre la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales.

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera, tanto en planta como en perfil.

En general la localización de los puentes está determinada por el alineamiento de la vía

y debe seleccionarse para que se ajuste al obstáculo que se requiere superar.

En los cruces sobre vías vehiculares y férreas deben proveerse futuros trabajos tales como ampliación de la vía. El diseño geométrico en puentes debe satisfacer normas tales como:

- Cuando el puente es para superar un río o canal, el alineamiento horizontal de la carretera en el tramo del puente puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al eje de la corriente del agua.
- El peralte utilizado en puentes localizados en curvas horizontales o zonas de transición debe cumplir con el diseño geométrico especificado en la vía y no debe superar el valor máximo permitido.

2.6.3.2. Geometría de detalles.

Se refiere a las dimensiones determinadas de la sección transversal, gálibos y dispositivos estándares.

En esta sección se presentaran los detalles y los elementos a ser considerados para su empleo y óptimo funcionamiento.

2.6.3.2.1. Sección Transversal

El ancho de la sección transversal no será menor que el ancho del acceso del puente y determinado en forma tal que pueda contener, de acuerdo con los fines de la vía proyectada.

En toda la longitud del puente se mantendrá la sección transversal típica del tramo de la carretera en el cual se encuentra el puente. Dicha sección debe comprender las bermas. A demás debe considerarse el drenaje del tablero.

2.6.3.2.2. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

2.6.3.2.3. Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias.

2.6.3.2.4. Veredas

Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una barrera (baranda para tráfico vehicular) o una baranda combinada.

2.6.3.2.5. Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

2.6.3.2.6. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera.

2.6.3.2.7. Barreras de concreto (o barandas para tráfico vehicular)

Su propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que deben estructural y geoméricamente resistir al choque. Brindan además seguridad al tráfico peatonal, ciclista y bienes situados en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura.

2.6.3.2.8. Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

2.6.3.2.9. Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.

2.6.4. Estudios para el Diseño de Puentes

2.6.4.1. Estudios Hidrológicos

Los objetivos de estos estudios son establecer las características hidrológicas de los

regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer lo siguiente:

- Ubicación óptima del cruce
- Caudal máximo de diseño hasta la ubicación del cruce
- Comportamiento hidráulico del río en el tramo que comprende el cruce
- Área de flujo a ser confinada por el puente
- Nivel máximo de aguas(NMA) en la ubicación del puente
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente
- Profundidades de socavación general, por contracción y local
- Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación según su tipo
- Obras de protección necesarias
- Previsiones para la construcción del puente.

El programa de este tipo de estudios debe considerar la recolección de información, los trabajos de campo y los trabajos de gabinete, cuya cantidad y alcance será determinado con base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y riesgo considerado

2.6.4.2. Estudios Geotécnicos

Los objetivos de estos estudios son establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada con base a la envergadura del proyecto en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los estudios geotécnicos deberán comprender lo siguiente:

- Ensayos de campo en suelos y rocas

- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo y roca extraídas en la zona –
- Descripción de las condiciones del suelo, estratigrafía e identificación de los estratos de suelo o base rocosa
- Definición de tipos y profundidades de cimentación adecuados, así como parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente al nivel de anteproyecto
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

2.6.4.3. Estudios Topográficos

Los estudios topográficos llevados a cabo para la construcción de un puente, proporcionan datos como: el nombre del río o barranca, camino correspondiente, tramos del camino en el cual se encuentra, etc., estos estudios tiene como objetivo:

- a) Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos correspondientes
- b) Proporcionar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales
- c) Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.
- d) Proporcionar información de base para los estudios de hidrología e hidráulica, geología, geotecnia, así como sus efectos en el medio ambiente.

2.6.4.4. Estudios de Impacto Ambiental

Todo proceso constructivo debe concebirse desde una perspectiva medioambiental, de manera que los requerimientos referidos al medio ambiente sean tomados en consideración desde la propia concepción del proyecto, asegurando así la viabilidad del mismo y su integración eficaz con la naturaleza.

Por lo tanto es imprescindible llevar a cabo una evaluación de los impactos ambientales que ocasionara la estructura. Para lo cual es necesario:

1. Realizar un estudio inicial que refleje las posibles afectaciones al medio ambiente desde la propia concepción de la estructura.
2. Establecer posibles soluciones para mitigar o minimizar los daños inducidos al medio ambiente por la inserción de la estructura.
3. Definir los impactos no mitigables producto de la construcción de la estructura.

Realizar un estimado de la situación del sistema naturaleza-estructura sino se implementaran medidas correctoras para estos impactos.

2.6.4.5. Estudio de Tráfico.

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

Esto es posible mediante el análisis de los elementos del flujo vehicular que permiten entender las características y componentes del tránsito, requisitos básicos para esta evaluación. El análisis del flujo vehicular describe la forma como circulan los vehículos en cualquier tipo de vialidad, lo cual permite determinar el nivel de eficiencia y funcionalidad.

Es fundamental elaborar un análisis de factores que influyen actualmente en la movilidad del tráfico de alguna manera negativa. Esto nos permitirá conocer la importancia y la medida de la factibilidad para poder realizar la inversión necesaria en la ejecución de ese proyecto y la magnitud del impacto que este tendrá dentro del sistema vial.

Para la evaluación de los factores de tráfico generalmente se realizan estudios de volumen de tránsito mediante métodos de aforos. El método utilizado es el método manual, el cual consiste en obtener datos de volúmenes de tránsito a través de conteos vehiculares realizado por personas en el campo, es decir en la vía en estudio, este método permite la clasificación de vehículos por tamaño, tipo, y otras características que son de mucha importancia.

2.7. METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE PUENTES.

2.7.1. Método AASHTO STANDARD

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).

2.7.1.1. Cargas

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

- **Carga Muerta**

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.

- **Carga Viva**

Consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente, tales como los vehículos y peatones.

2.7.2. Método AASHTO LRFD

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 carril de Diseño.

2.7.2.1. Estados límites

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:

2.7.2.1.1. Estado Límite de Servicio

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

2.7.2.1.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

2.7.2.1.3. Estado Límite de Resistencia

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.

2.7.2.1. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

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.

2.7.2.2. Cargas

2.7.2.2.1. Cargas Permanentes

Se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes y Cargas de Suelo.

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

2.7.2.2.2. Carga Viva.

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

2.7.2.2.2.1. Carga peatonal

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*).

2.7.2.2.2.2. Carga Vehicular

El número de vías de tránsito que se debe fijar, es la parte entera del cociente: $W/3.6$

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 carril y Carga de Tándem.

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

- Carga de Camión + Carga de carril
- Carga de Tándem + Carga de carril

CAPITULO III:

**DISPOSICIONES DE DISEÑO CON LA
NORMA AASHTO STANDARD**

3.1. GENERALIDADES

3.1.1. Ancho de calzada y acera (Sección 2.1.2 AASHTO STANDARD)

La anchura de la carretera será la anchura libre medida en ángulos rectos a la línea central longitudinal del puente entre los fondos de los bordillos.

La anchura de la acera será la anchura libre, medida en ángulo recto a la línea central longitudinal del puente; desde la porción interior de extremo de la baranda a la parte inferior de la acera. Si hay una cercha, viga, o en la pared parapeto adyacente a la acera calzada, la anchura se medirá a un lado a pie extrema de estos miembros.

3.2. CARGAS

3.2.1. Generalidades (Sección 3.2. AASHTO STANDARD)

Las estructuras serán diseñadas para soportar las siguientes cargas y fuerzas:

Carga muerta, carga viva, impacto o efecto dinámico debido a la carga viva, cargas de viento; otras fuerzas, cuando existan, tales como: fuerzas longitudinales, fuerzas centrífugas, fuerzas térmicas, presión de tierra, presión hidráulica ascendente, esfuerzos de contracción, esfuerzos de montaje, hielo y presión de corriente y esfuerzos debido a sismos.

Se tomarán medidas para la transferencia de fuerzas entre la superestructura y subestructura para reflejar el efecto de fricción en apoyos de expansión (rodillo) o resistencia al apoyo elastoméricos.

3.2.2. Carga Muerta (Sección 3.3. AASHTO STANDARD)

La carga muerta consistirá en el peso de la estructura completa incluyendo el peso del sistema de piso de la calle, las aceras, las cargas de rodamiento, tuberías, conductos, cables y otras estructuras de servicio público.

Un espesor adicional deberá considerarse para el peso en el cálculo de la carga muerta, si se va a colocar una capa de rodamiento.

Donde el concreto no sufre abrasión, el tráfico puede ser soportado directamente en la losa de concreto. Si se considera deseable, ¼ plg o más será añadido a la losa para una superficie de rodamiento.

Los siguientes pesos pueden ser usados en el cálculo de la carga muerta:

Tabla 3.1. Pesos de materiales utilizados en el cálculo de la carga muerta.

| Material | Lb/Pie ³ |
|---|---------------------|
| Acero o acero fundido | 490 |
| Hierro colado | 450 |
| Aleaciones de aluminio | 175 |
| Madera (con tratamiento o sin él) | 50 |
| Concreto, simple o reforzado | 150 |
| Balastro, grava, tierra o arena compacta | 120 |
| Grava, tierra o arena suelta | 100 |
| Macadam | 140 |
| Cenizas | 60 |
| Pavimentos, exceptuando adoquines de madera | 150 |
| Rieles, guarda rieles y sujetadores (por pie Lineal de vía) | 200 |
| Mampostería de piedra | 170 |
| Asfalto, 1" de espesor | 9 |

3.2.3. CARGA VIVA. (Sección 3.4. AASHTO STANDARD)

La carga viva consistirá en el peso de las cargas móviles aplicadas, de vehículos, carros y peatones.

3.2.3.1. DISPOSICIONES PARA SOBRECARGA. (Sección 3.5. AASHTO STANDARD)

Para todas las cargas menores que H20, se tomarán medidas para una carga pesada no frecuente por medio de la aplicación de la combinación de carga IA (Art. 3.22 de la norma AASHTO STANDARD) con la carga asumida como camión H o HS y que ocupara un carril simple sin cargas concurrentes en otro carril. La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura afectada, excepto a la cubierta de la calle o placas de la cubierta de la calle y nervios de refuerzo en el caso de superestructuras ortotrópicas de puentes.

3.2.3.2. CARRILES DE TRANSITO. (Sección 3.6. AASHTO STANDARD)

Se asumirá que los carriles de carga o camiones estándar ocupan un ancho de 10'.

Estas cargas serán colocadas en carriles de tránsito de diseño de 12 pies de ancho, espaciadas en todo el ancho de la calle del puente medido entre los cordones.

No se usarán fracciones de carriles de diseño, pero las calles con anchos de 20 a 24 pies tendrán dos carriles de diseño, cada uno igual a la mitad del ancho de la calle.

Los carriles de tránsito serán ubicados en tales números y posiciones en la calle, y las cargas serán colocadas en tales posiciones dentro de sus carriles de tráfico individuales que produzcan el esfuerzo máximo en los miembros en consideración.

3.2.3.3. CARGAS DE CARRETERAS. (Sección 3.7. AASHTO STANDARD)

3.2.3.3.1. Camiones estándar y carriles de carga. (Sección 3.7.1. AASHTO STANDARD)

La carga viva en carreteras de puentes consistirá en camiones estándar o carriles de carga que sean equivalentes a trenes de carga. Los tipos de carga que se utilizan son llamados cargas H y cargas HS.

Cada carril de carga consiste en una carga uniforme por pie lineal de la vía de tráfico combinada con una carga concentrada simple (o dos cargas concentradas en caso de claros continuos, Art. 3.11.3 de la norma), colocados en el claro para producir esfuerzos máximos. La carga concentrada y la carga uniforme serán consideradas como uniformemente distribuidas.

3.2.3.3.2. Clases de carga. (Sección 3.7.2. AASHTO STANDARD)

Hay cuatro clases estándar de carga de carreteras: H20, H15, HS20 Y HS15. Si se desea utilizar otras cargas, éstas serán obtenidas cambiando proporcionalmente los pesos tanto de los camiones estándar como de los correspondientes carriles de carga.

3.2.3.3.3. Designación de cargas. (Sección 3.7.3. AASHTO STANDARD)

La política de fijar el año a las cargas para identificarlas fue establecida con la publicación de la edición de 1944. Luego, las cargas son conocidas como: H15- 44, HS20-44 y HS20-44.

3.2.3.3.4. Cargas mínimas. (Sección 3.7.4. AASHTO STANDARD)

Los puentes soportan tráfico de camiones pesados serán diseñados por HS-20.

3.2.3.3.5. Cargas HS. (Sección 3.7.6. AASHTO STANDARD)

Tales cargas consisten en un camión tractor con semirremolque o el carril de carga correspondiente. Las cargas se designan por las letras HS seguidas de un número que indica el peso total del camión tractor. Ha sido introducida una separación variable entre ejes a fin de aproximarse más a los tractores remolques usados actualmente. Esta separación variable es de utilidad para que puedan colocarse los ejes pesados en los

claros adyacentes de tal forma que se produzca el máximo momento negativo en claros continuos.

Tabla 3.2. Cargas de camiones de diseño HS.

| CAMION | PESO |
|---------------|------------|
| CARGA HS20-44 | 26,000 lbs |
| CARGA HS15-44 | 19,500 lbs |

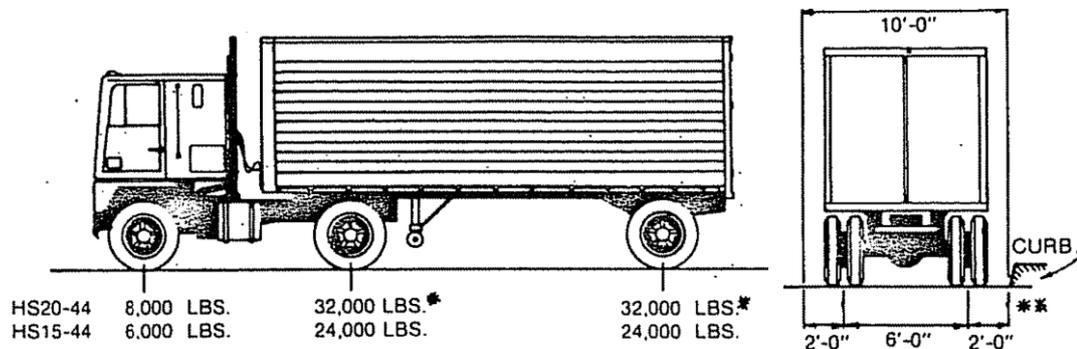


Figura 3.1 Camión de diseño norma AASHTO STANDARD.

3.2.4. IMPACTO. (Sección 3.8. AASHTO STANDARD)

Las cargas vivas se deberán aumentar, para los elementos clasificados en el grupo A, para permitir efectos dinámicos, vibratorios y de impacto.

El impacto será incluido como parte de las cargas transferidas de la superestructura a la subestructura pero no será incluida en las cargas transferidas a las cimentaciones ni aquellas partes de pilotes y columnas que estén bajo tierra.

3.2.4.1. Grupo A – Impacto incluido. (Sección 3.8.1.1. AASHTO STANDARD)

a) Superestructura, incluyendo patas de marcos rígidos.

- b) Pilares (con apoyos o sin ellos, sin hacer caso del tipo) excluyendo fundaciones y aquellas porciones bajo la línea del terreno.
- c) Las porciones de pilotes de acero o concreto que están sobre la línea del terreno, que soportan la superestructura.

3.2.4.2. Grupo B – Impacto no incluido. (Sección 3.8.1.2. AASHTO STANDARD)

- a) Estribos, muros de retención, pilotes.
- b) Presiones de fundación y zapatas.
- c) Estructuras de madera
- d) Cargas de acera
- e) Conductos y estructuras que tienen 3 pies o más de cubierta.

3.2.4.3. Fórmula de impacto. (Sección 3.8.2. AASHTO STANDARD)

El efecto del impacto es expresado como una fracción del esfuerzo de carga viva, y se determina por la formula:

$$I = 50 / (L + 125) < 30\%$$

I = Fracción del impacto.

L = Longitud en pies de la porción del claro que está cargado para producir el máximo esfuerzo en el miembro.

Para uniformidad de aplicación, L será:

- a) Para el piso de la calle: la longitud del claro de diseño.
- b) Para miembros transversales, tales como vigas de piso: la longitud del claro del miembro centro a centro de los apoyos.

c) Para el cálculo de momentos por carga de camión: La longitud del claro; o para brazos en voladizo la longitud desde el centro de momento hasta el eje más lejano.

d) Para cortante debido a las cargas de camión: La longitud de la porción cargada del claro desde el punto en consideración hasta la reacción más lejana; para brazos en voladizo, se usará un factor de impacto del 30%.

e) Para claros continuos: La longitud del claro bajo consideración para momentos positivos y el promedio de dos claros cargados adyacentes para momento negativo.

3.2.5. Cargas en aceras, cordones y barandales. (Sección 3.14. AASHTO STANDARD)

3.2.5.1. Cargas de aceras. (Sección 3.14.1. AASHTO STANDARD)

Los pisos de aceras, vigas longitudinales (largueros) y sus apoyos inmediatos serán diseñados para una carga viva de 85 libras por pie cuadrado de área de acera. Vigas, armaduras, arcos y otros miembros serán diseñados para las siguientes cargas vivas en aceras.

Tabla 3.3. Cargas para aceras por longitud de claro

| Longitud de claro | Carga |
|--------------------------|--------------------------|
| 0 – 25 pies | 85 lb/pie ² |
| 26 – 100 pies | 60 lb/pie ² |
| 100 o más | De acuerdo a la formula. |

$$P = (30 + 3000/L) (55 - W)/50 < 60 \text{ lb/pie}^2$$

P = Carga viva por pie cuadrado.

L = Longitud cargada de la acera en pies

W = Ancho de la acera en pies

- **Momento generado por carga viva.**

Los pisos de la acera, serán diseñados para una carga viva peatonal de 4.0698 KN/m² y la parte superior de esta no debe exceder de los 25.4cm.

Además de la carga peatonal debido al ancho de la acera se deberá incluir el peso de rueda del camión de diseño de 71.22 KN a una distancia de 0.30 metros del borde de la barrera.

- **Momento generado por carga viva vehicular.**

Para el diseño del voladizo se tomará la posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda

Para esta posición se coloca la rueda a 0.30 metros del borde de la barrera.

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X \text{ (AASHTO ASD S.3.24.5.1.1)}$$

$$0.8x + 1.140 = E \text{ (AASHTO ASD S.3.21.5.1)}$$

3.2.5.1. Carga de cordones. (Sección 3.14.2. AASHTO STANDARD)

Los cordones serán diseñados para resistir una fuerza lateral de no menos 500 libras por pie lineal de cordón aplicada en el borde del cordón o a una elevación de 10 pulgadas sobre el piso si el cordón es más alto de 10 pulgadas.

Donde la acera, el cordón y el barandal forman un sistema integral, la carga de barandal de tráfico será aplicada y los esfuerzos en cordones, calculados congruentemente.

3.2.6. Combinación de cargas. (Sección 3.22. AASHTO STANDARD)

Los grupos siguientes representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales una estructura puede ser sometida.

Cada componente de una estructura, o su fundación, será dimensionada para resistir con seguridad todo grupo de combinaciones de estas fuerzas que sean aplicables al lugar particular en que se encuentra la estructura.

Los grupos de combinaciones de carga para el diseño por carga de servicio y el diseño por el factor de carga están dados por:

$$\text{Grupo (N)} = T [(\beta D. D + \beta I (L + I) + \beta c.CF + \beta E.E + \beta B.B + \beta s.SF + \beta w. W + \beta wL.WL + \beta L.LF + \beta R (R+S+T) + \beta E.EQ + \text{BICE.ICE})].$$

Donde:

N = Numero de grupo

T = Factor de carga

β = Coeficiente

D = Carga muerta

L = Carga viva

I = Carga viva de impacto

E = Presión de tierra

B = Presión hidráulica ascendente (presión de flotación).

W = Carga de viento en estructura

WL = Carga de viento en carga viva – 100 lb/pie

LF = Fuerza longitudinal de carga viva

CF = Fuerza centrífuga

R = Acortamiento de nervadura

T = Temperatura.

EQ = Sismo

SF = Presión del agua en movimiento

ICE = Presión del hielo

Para el diseño por carga de servicio, el porcentaje de esfuerzo unitario base para los diferentes grupos es dado en la tabla 3.4.

Tabla 3.4. Porcentajes de esfuerzos unitarios base para diseño por carga de servicio.

| COL. No. | 1 | 2 | 3 | 3A | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | |
|-------------------|------|-----|----------|----------|----|-----------|------------------|----|---|-----|----|-------|----|-----|-----|-----|
| GRUPO | Y | D | (L + I)n | (L + I)p | CF | E | FACTORES β | | | | | | | | | % |
| | | | | | | | B | SF | W | WL | LF | R+S+T | EQ | ICE | | |
| CARGA DE SERVICIO | I | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 1 | βE | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| | IA | 1,0 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 150 |
| | IA | 1,0 | 1 | 0 | 1 | 1 | βE | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | ** |
| | II | 1,0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| | III | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 1 | βE | 1 | 1 | 0,3 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| | IV | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 1 | βE | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 125 |
| | V | 1,0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| | VI | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 1 | βE | 1 | 1 | 0,3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| | VII | 1,0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 133 |
| | VIII | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 140 |
| IX | 1,0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 150 | |
| X | 1,0 | 1 | 1 | 0 | 0 | βE | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 | |

(L + I)n - Carga viva más impacto para cargas H o HS de la AASHTO.

(L + i)p - Carga viva más impacto de acuerdo con los criterios de sobrecarga de la agencia en operación.

NOTAS DE LA TABLA

** Porcentaje = Esfuerzo unitario máximo (clasificación en función).

Esfuerzo Unitario Base Permissible.

Para Diseño por Carga de Servicio.

% (Columna 14) Porcentaje de Esfuerzo Unitario Base.

No se permitirán incrementos en los esfuerzos unitarios permisibles para miembros o conexiones que soportan cargas de viento solamente.

3.3. PROPIEDADES DE MATERIALES.

3.3.1. Propiedades de Materiales para elementos de Concreto Reforzado.

- **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: $f_r = 0.66 f'_c$ (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)

3.4. DISEÑO DE ACCESORIOS

3.4.1. Diseño de Barandas. (Sección 2.7. AASHTO STANDARD)

Se dispondrán pasamanos a lo largo de los bordes de las estructuras para la protección de tráfico y los peatones. Otras aplicaciones adecuadas pueden estar justificadas en el puente de longitud alcantarillas como abordarse en el AASHTO Guía de Diseño 1989 en carretera.

Excepto en autopistas urbanas, una pasarela peatonal puede ser separada de un camino adyacente por un pasamano de tráfico o anchura de la barrera una baranda peatonal en el borde de la estructura. En las autopistas urbanas, la separación se efectuará por una baranda de combinación.

3.4.1.1. Baranda Vehicular. (Sección 2.7.1. AASHTO STANDARD)

Aunque el propósito principal de la baranda de tráfico es contener el vehículo promedio usando la estructura, también considerar a (a) la protección de los ocupantes de un vehículo en la anchura de la colisión la barandilla, (b) protección de otro vehículo cerca

de la colisión, (c) protección de vehículos o peatones en carreteras por debajo de la estructura y (d) el aspecto y la libertad de ver los vehículos que pasan.

Debe prestar especial atención para el tratamiento de la baranda en los extremos del puente. Deberán evitarse extremos los travesaños expuestos, postes y cambios bruscos en la geometría de la baranda. Una transición por medio de una continuación de la barrera del puente, se proporcionará baranda anclado en el extremo del puente, u otro medio eficaz para proteger el tráfico de colisión directa con los extremos del travesaño puente.

3.4.1.2. Geometría (Sección 2.7.1.2. AASHTO STANDARD)

Baranda de tráfico y porciones de tráfico de barandas combinadas no deberá ser inferior a 2 pies y 3 pulgadas de la parte superior de la superficie de referencia. Parapetos diseñados con el tráfico pendiente caras destinadas a permitir que los vehículos viajen a ellos bajo contactos de bajo ángulo será menos 2 pies y 8 pulgadas de altura.

El elemento inferior de una baranda de tráfico o combinada debe consistir en un parapeto proyectar al menos 18 centímetros por encima de la superficie de referencia o un carril centrado entre 15 y 20 centímetros por encima de la superficie de referencia.

Para barandas de tráfico, la abertura libre máxima por debajo de la barra inferior no debe exceder 17 pulgadas y la apertura máxima entre tener éxito rieles no deben exceder 15 pulgadas.

Las caras de tráfico de todos los carriles de tráfico deben estar dentro de 1 pulgada de un plano vertical a través de la cara de tráfico del carril más cercano al tráfico.

3.4.2. Diseño de Aceras

- **Momento generado por carga viva.**

Los pisos de la acera, serán diseñados para una carga viva peatonal de 4.0698 KN/m^2 y la parte superior de esta no debe exceder de los 25.4cm.

Además de la carga peatonal debido al ancho de la acera se deberá incluir el peso de rueda del camión de diseño de 71.22 KN a una distancia de 0.30 metros del borde de la barrera.

- **Momento generado por carga viva vehicular.**

Para el diseño del voladizo se tomará la posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda

Para esta posición se coloca la rueda a 0.30 metros del borde de la barrera.

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X \text{ (AASHTO STANDARD S.3.24.5.1.1)}$$

$$0.8x + 1.140 = E \text{ (AASHTO STANDARD S.3.21.5.1)}$$

3.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

3.5.1. Losa de Concreto Reforzado.

Preselección del espaciamiento entre vigas (S) y longitud del voladizo (L_v)

Según la Norma AASHTO STANDARD el cálculo de la longitud del voladizo de la sección transversal del puente y la separación entre ejes de vigas longitudinales sea obtenido mediante las ecuaciones:

$$L_v = 0.4 * S$$

$$S = \frac{L_v}{0.40}$$

$$S = \frac{A_c}{(N^{\circ} \text{ de vigas} - 1) + 2\left(\frac{L_v}{S}\right)}$$

Cargas Actuantes

Estas cargas son las que si bien actúan en la losa, son transmitidas a la infraestructura, entre estas se encuentran: la carga de viento y la carga de sismo.

Cargas Resistidas

Son las cargas que resiste directamente la losa y para las cuales se debe diseñar:

- Carga muerta (D).
- Carga viva más impacto (L+I).

Por lo tanto se aplica la combinación del grupo I:

$$\text{Grupo I} = \gamma * [\beta_D * M_D + \beta_{(LL+I)} * M_{(LL+I)}]$$

Donde:

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.00 \text{ Para elementos a flexión y tensión.}$$

$$\beta_{(LL+I)} = 1.67 \text{ Para posición normal}$$

$$\beta_{(LL+I)} = 1.00 \text{ Cuando se toma en cuenta la carga accidental en el voladizo.}$$

$$M_D = \text{Momentos debido a la carga muerta.}$$

$$M_{(LL+I)} = \text{Momento debido a la carga viva más la de impacto.}$$

Momento por impacto (MI) (AASHTO STANDARD S3.8.2)

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos para la evaluación del impacto, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina con la formula siguiente:

- **Coefficiente de impacto (I).**

$$I = \frac{15}{S+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{2.60+38}$$

$$I = 0.37$$

0.37 > 0.30 Por tanto se utilizará $I = 0.30$

3.5.2. Vigas Transversales de Concreto Reforzado.

Se debe diseñar solo una viga transversal de la estructura, la más desfavorable.

Se propondrán vigas en los extremos y en los centros de las vigas para cada claro, con una resistencia del concreto $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia de fluencia del acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.6. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO.

3.6.1. Propiedades de los materiales para elementos de concreto presforzado.

3.6.1.1. ACERO DE PRETENSADO (Sección 9.3.1. AASHTO STANDARD)

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en la norma.

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

3.6.1.2. MÓDULO DE ELASTICIDAD (Sección 8.7.1 AASHTO STANDARD)

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c'}$$

Donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

3.6.2. PÉRDIDAS DE PRETENSADO (Sección 9.16.2 AASHTO STANDARD)

3.6.2.1. Pérdida de Pretensado Total (Sección 9.16.2.1 AASHTO STANDARD)

- En Elementos Pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

En Elementos Postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acuanamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

3.6.2.2. Contracción (Sección 9.16.2.1.1. AASHTO STANDARD)

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117.21 - 1.034H) \text{ (MPa)}$$

- Para elementos postesados:

$$\Delta f_{pSR} = 0.80 (117.21 - 1.034H) \text{ (MPa)}$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

3.6.2.3. Fluencia Lenta (Sección 9.16.2.1.3 STANDARD)

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (MPa).

3.7. DISEÑO DE ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO. (Sección 7.4. AASHTO STANDARD)

3.7.1. Generalidades.

- Los estribos deberán ser diseñados para soportar el empuje de tierra, el peso del estribo y la superestructura del puente, carga viva en la superestructura, fuerzas de viento y fuerzas longitudinales debidas a la fricción o resistencia al cortante de los apoyos. El diseño deberá ser analizado para cualquier combinación de estas fuerzas que produzca las más severas condiciones de carga.

- Los estribos se diseñaran para brindar seguridad contra volteo alrededor de la puntera de la zapata, contra deslizamiento en la línea base de la zapata y contra aplastamiento del material de fundación o sobre carga de pilotes en el punto de presión máxima.
- En el cálculo de esfuerzos en estribos el peso del material de relleno directamente sobre una carga trasera vertical o inclinada, o sobre la base de una zapata aproximadamente cuadrada de concreto reforzado, puede ser considerado como parte del peso efectivo del estribo. En el caso de una zapata aproximadamente cuadrada, la proyección trasera será diseñada como un voladizo soportado en el vástago del estribo y cargado con el peso total del material sobre impuesto, a menos que se utilice un método más exacto.
- La sección transversal de estribo de mampostería de piedra o concreto simple serán dimensionados para impedir la introducción de esfuerzos de tensión en el material.
- El material de relleno detrás de los contrafuertes será drenado con respiraderos con drenes franceses colocados a intervalos apropiados.

3.8. DISEÑO DE APOYOS ELASTOMÉRICOS. (Sección 14. AASHTO STANDARD)

3.8.1. Generalidades.

Un apoyo elastomérico para puente es un mecanismo construido parcial o totalmente de elastómero, el propósito de éstos es transmitir cargas y acomodar los movimientos entre el puente y los soportes de la estructura. Esta sección especificación cubre el diseño de las cubiertas de la placa de los cojines (consistente solamente de elastómero) y apoyos reforzados (consistente de capas de elastómero restringido entre sus caras mediante acero integralmente sujeto o refuerzo de fabrica). No es recomendable utilizar capas de elastómero muy delgadas. En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener una placa externa de acero para cargas, unida a las placas superior o inferior del elastómero o a ambas. Cada placa de carga será al menos tan larga como la capa de elastómero a la cual esta unida.

Los procedimientos de diseño están basados en las cargas de servicio, excluyendo impacto.

3.8.1.1. Propiedades de los Materiales. (Sección 14.2.2. AASHTO STANDARD)

Las propiedades de los componentes elastoméricos dependen de sus elementos constituyentes. Donde el módulo de corte del elastómero de que están hechos cada uno de los apoyos es conocido especificado, este deberá ser usado; de lo contrario los valores usados deberán ser aquellos del rango aplicable dado en la Tabla 3.- el que suministre los resultados favorables más pequeño. Los valores para dureza intermedia pueden ser obtenidos por interpolación. El material con una dureza mayor que 60 no será usado en apoyos reforzados.

Tabla 3.5. Propiedades de materiales. (Tabla 14.2.2A AASHTO STANDARD)

| Dureza (Clase A) | 50 | 60 | 70 |
|--|----------|-----------|-----------|
| Modulo de corte a 73°F (psi) | 85 - 110 | 120 – 155 | 160 - 260 |
| Flujo plástico debido a la deflexión a 25 años Deflexión instantánea | 25% | 35% | 45% |

3.8.1.2. Definiciones

A = Área plana del apoyo (plg)

D = Diámetro grueso del apoyo circular (plg)

Fs = Fuerza cortante en el apoyo (lb)

G = Módulo de cortante del elastómero (psi) a 73°F

L = Longitud gruesa del rectángulo del apoyo paralela al eje longitudinal del puente (plg).

P = Carga de compresión en el apoyo (lb)

S = Carga de compresión en el apoyo (lb)

S = Factor de forma de una capa de apoyo

Área cargada / Área efectiva

$S = LW / 2t (L + W)$ para apoyos rectangulares

T = Espesor total del elastómero del apoyo (plg) $\sum t_i$ 270

t_i = Espesor de la n-ésima capa del elastómero

W = Ancho grueso del rectángulo, perpendicular al eje longitudinal del puente (plg).

GL, (αw) = Rotación relativa de la superficie superior e inferior del apoyo respecto a un eje perpendicular (paralelo) al eje longitudinal del puente (radianes).

β = Factor de modificación que tiene un valor 1.0 para capas internas de apoyos reforzados, 1.4 para capas cubiertas y 1.8 para cojines de una sola capa.

Δc = Deformación instantánea por compresión en el apoyo.

ϵ_{ci} = Deformación por compresión de una capa de elastómero.

σ_c = Esfuerzos medio por compresión en el apoyo causado por carga muerta y viva, sin impacto (P/A)psi.

3.8.1.3. Esfuerzo de Compresión. . (Sección 14.2.3. AASHTO STANDARD)

A menos que la deformación por corte se prevenga, el esfuerzo de compresión, $\alpha \sigma_c$, en cualquier capa no deberá exceder GS / β , ni deberá exceder 1,000 psi para apoyos reforzados de acero, o 800 psi para apoyos reforzados fabricados o almohadillas simples. En apoyos que contienen capas de distinto espesor, el valor de S usado será el

de la capa más gruesa el esfuerzo de compresión permitido puede ser incrementado en 10% donde la traslación de corte se prevenga.

3.8.1.4. Rotación. . (Sección 14.2.5. AASHTO STANDARD)

La rotación relativa entre la superficie superior e inferior será limitado por:

$L \alpha L + W \alpha w \geq 2 \Delta c$ para apoyos rectangulares

$D \sqrt{(\alpha L^2 + \alpha w^2)} \geq 2 \Delta c$ para apoyos circulares.

3.8.1.5. Cortante. (Sección 14.2.6. AASHTO STANDARD)

La deformación por cortante será tomado como la máxima deformación posible causada por desplazamiento, contracción, postensionamiento y efectos térmicos calculados entre la temperatura de instalación y la temperatura mínima extrema favorable, a menos que un aparato de deslizamiento positivo sea instalado.

El apoyo será diseñado como:

$$T \geq 2\Delta c$$

La fuerza de corte inducida por la deformación debida al cortante aproximada por:

$$F_s = G (A/T) \Delta c$$

Las variaciones de G con la temperatura deberán tomarse en cuenta.

3.8.1.6. Estabilidad. (Sección 14.2.7. AASHTO STANDARD)

Para garantizar estabilidad, el espesor total del apoyo no excederá el más pequeño de los valores:

$L/5, W/5$ ó $D/6$ para apoyos simples

L/3, W/3 ó D/4 para apoyos reforzados.

3.8.1.7. Refuerzo. . (Sección 14.2.8. AASHTO STANDARD)

El refuerzo, su resistencia en libras por pulgada lineal a esfuerzos de trabajo en cada dirección no debe ser menor que:

1,400 h_{ri} para fabricado

1,700 h_{ri} para acero.

Para estos propósitos, t_i será tomado como el espesor medio de las dos capas de elastómero unidas al refuerzo, si ellas son de espesor diferente.

La resistencia por pulgada lineal es dada por el producto del espesor del material y los esfuerzos permitidos sobre la sección neta. El espesor del acero será apropiadamente incrementado si el material es removido por agujeros cortados en este.

La determinación de la resistencia del material a esfuerzos de trabajo tomará en cuenta los efectos de la carga de fatiga y la concentración de esfuerzos causada por agujeros (si existen) en el refuerzo. Los agujeros son desaprobados para apoyos de acero reforzado y prohibidos para apoyos reforzados fabricados.

3.8.1.8. Anclajes. . (Sección 14.2.9. AASHTO STANDARD)

Si existe alguna combinación de cargas que causa una fuerza de corte mayor que 1/5 de la fuerza de compresión ocurrida simultáneamente, el apoyo será asegurado contra el movimiento horizontal. Si los apoyos están sujetos a ambas superficies superior e inferior, la unión debe ser tal que en la dirección vertical la tensión no sea posible.

CAPITULO IV:

**DISPOSICIONES DE DISEÑO CON LA
NORMA AASHTO LRFD**

4.1. FILOSOFIA DE DISEÑO

4.1.1. Análisis de estados límites.

4.1.1.1. Requisitos Generales (Sección 1.3.2.1 AASHTO LRFD)

A menos que se especifique lo contrario, cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la Ecuación 1 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1,0 excepto para bulones, a los cuales se aplican los requisitos del Artículo 6.5.5, de dicha norma. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

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

Donde:

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado:

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado:

$$n_i = \frac{1}{n_D n_R n_I} \leq 1.0$$

Donde:

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

ϕ = factor de Resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, según lo especificado en las Secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12 de la norma AASHTO LRFD.

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

η_D = factor relacionado con la ductilidad, según lo especificado en el Artículo 1.3.3 de la norma AASHTO LRFD.

η_R = factor relacionado con la redundancia, según lo especificado en el Artículo 1.3.4 de la norma AASHTO LRFD.

η_I = factor relacionado con la importancia operativa según lo especificado en el Artículo 1.3.5 de la norma AASHTO LRFD.

Q_i = solicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

4.1.1.2. Estado Límite de Servicio. (Sección 1.3.2.2 AASHTO LRFD)

El estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular.

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 a 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 cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.
- **SERVICIO III** – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

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

4.1.1.3. Estado Límite de Fatiga y Fractura. (Sección 1.3.2.3 AASHTO LRFD)

El estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. El estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AASHTO.

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

- **FATIGA** – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

4.1.1.4. Estado Límite de Resistencia. (Sección 1.3.2.4 AASHTO LRFD)

Se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño.

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

- **RESISTENCIA I** – Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, 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, o ambos, sin viento.

- **RESISTENCIA III** – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- **RESISTENCIA IV** – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- **RESISTENCIA V** – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

4.1.1.5. Estado Límite Correspondiente a Eventos Extremos. (Sección 1.3.2.5 AASHTO LRFD)

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 carga de este estado 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, CT.

4.1.2. Ductilidad. (Sección 1.3.3. AASHTO LRFD)

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Se puede asumir que los requisitos de ductilidad se satisfacen para una estructura de hormigón en la cual la resistencia de una conexión es mayor o igual que 1,3 veces la máxima sollicitación impuesta a la conexión por la acción inelástica de los elementos adyacentes.

Los dispositivos disipadores de energía se pueden aceptar como medios para proveer ductilidad.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta D \geq 1,05$ para elementos y conexiones no dúctiles

= 1,00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas Especificaciones.

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

Para todos los demás estados límites:

$\eta D = 1,00$

4.1.3. Redundancia. (Sección 1.3.4. AASHTO LRFD)

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

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante. Alternativamente, los elementos de falla crítica traccionados se pueden diseñar como de fractura crítica.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

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

= 1,00 para niveles convencionales de redundancia

$\geq 0,95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_R = 1,00$

4.1.4. Importancia operativa. (Sección 1.3.5. AASHTO LRFD)

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

El Propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo es de importancia operativa.

Para el estado límite de resistencia:

$\eta_I \geq 1,05$ para puentes importantes

= 1,00 para puentes típicos

$\geq 0,95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites:

$\eta_I = 1,00$

4.2. CARGAS (Sección 3.3.2. AASHTO LRFD)

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

- **Cargas permanentes**

DD = fricción negativa

DC = peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EH = empuje horizontal del suelo

EL = tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado

ES = sobrecarga de suelo

EV = presión vertical del peso propio del suelo de relleno

• **Cargas transitorias**

BR = fuerza de frenado de los vehículos

CE = fuerza centrífuga de los vehículos

CR = fluencia lenta

CT = fuerza de colisión de un vehículo

CV = fuerza de colisión de una embarcación

EQ = sismo

FR = fricción

IC = carga de hielo

IM = incremento por carga vehicular dinámica

LL = sobrecarga vehicular

LS = sobrecarga viva

PL = sobrecarga 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 sobrecarga

WS = viento sobre la estructura

4.2.1. Factores de carga y combinaciones de carga. (Sección 3.4 AASHTO LRFD)

La sollicitación mayorada total se tomará como:

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

Donde:

η_i = modificador de las cargas especificado en el Artículo 1.3.2 de la norma AASHTO LRFD

Q_i = sollicitaciones de las cargas aquí especificadas

γ_i = factores de carga especificados en las Tablas 4.1 y 4.2

En la Tabla 4.1 se especifican los factores para realizar las combinaciones de carga. Los factores se deberán seleccionar de manera de producir la sollicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una sollicitación reduce otra sollicitación, a la carga que reduce la sollicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 4.2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

Tabla 4.1. Combinaciones de Carga y Factores de Carga. (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD)

| Combinación de Cargas | DC DD DW EH EV ES EL | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | SE | Usar sólo uno por vez | | | |
|---|--|----------------------------------|------|------|-----|------|----------------|---------------|---------------|-----------------------|------|------|------|
| | | | | | | | | | | EQ | IC | CT | CV |
| Estado Límite | | | | | | | | | | | | | |
| RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario) | γ_p | 1,75 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA II | γ_p | 1,35 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA III | γ_p | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC | γ_p 1,5 | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA V | γ_p | 1,35 | 1,00 | 0,40 | 1,0 | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| EVENO EXTREMO I | γ_p | γ_{EQ} | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | 1,00 | - | - | - |
| EVENO EXTREMO II | γ_p | 0,50 | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | - | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| SERVICIO I | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,30 | 1,0 | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| SERVICIO II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| SERVICIO IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | 1,0 | - | - | - | - |
| FATIGA - Sólo LL, IM y CE | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Tabla 4.2. Factores para Cargas Permanentes (Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD)

| Tipo de carga | Factor de Carga | |
|---|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| DC: Elemento y accesorios | 1,25 | 0,90 |
| DD: Fricción negativa (downdrag) | 1,80 | 0,45 |
| DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos | 1,50 | 0,65 |
| EH: Empuje horizontal del suelo | | |
| • Activo | 1,50 | 0,90 |
| • En reposo | 1,35 | 0,90 |
| EL: Tensiones residuales de montaje | 1,00 | 1,00 |
| EV: Empuje vertical del suelo | | |
| • Estabilidad global | 1,00 | N/A |
| • Muros de sostenimiento y estribos | 1,35 | 1,00 |
| • Estructura rígida enterrada | 1,30 | 0,90 |
| • Marcos rígidos | 1,35 | 0,90 |
| • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares | 1,95 | 0,90 |
| • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,50 | 0,90 |
| ES: Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

4.2.2. Cargas permanentes. (Sección 3.5. AASHTO LRFD)

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecapas y ensanchamientos previstos.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla 4.3.

Tabla 4.3. Densidades de Materiales (Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRFD)

| Material | | Densidad (kg/m ³) |
|---|--|----------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa | $2240 + 2,29 f'_c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |

4.2.3. Cargas Transitorias (sección 3.6 AASHTO LRFD)

4.2.3.1. Cargas Vehiculares (sección 3.6.1.2 AASHTO LRFD)

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

Se considerará que cada carril de diseño deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por el tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando

corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000 mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

4.2.3.1.1. Carga de Camión. (Sección 3.6.1.2.2 AASHTO LRFD)

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 4.1. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

La separación entre los dos ejes de 145.000 N se deberá variar entre 4300 y 9000 mm para producir las sollicitaciones extremas.

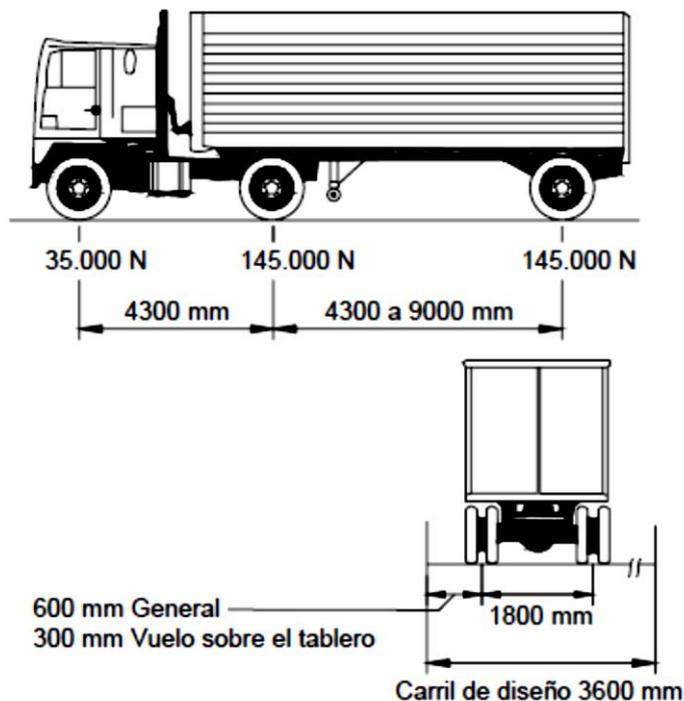


Figura 4.1. Características del camión de Diseño norma AASHTO LRFD.

4.2.3.1.2. Carga de Tándem. (Sección 3.6.1.2.3. AASHTO LRFD)

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

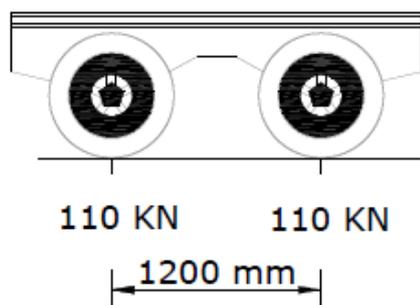


Figura 4.2. Características del Tándem de Diseño.

4.2.3.1.3. Carga de Carril de Diseño. (Sección 3.6.1.2.4. AASHTO LRFD)

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal.

Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

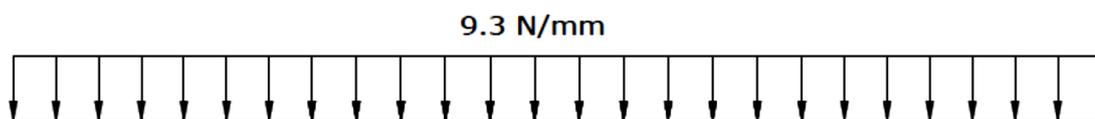


Figura 4.3. Características de la carga de Carril de Diseño.

4.2.3.2. Cargas Peatonales. (Sección 3.6.1.6. AASHTO LRFD)

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas también han de ser utilizados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar

en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

4.2.3.3. Carga de Fatiga. (Sección 3.6.1.4. AASHTO LRFD)

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado figura 4.1 o los ejes del mismo, pero con una separación constante de 9000 mm entre los ejes de 145.000 N.

A la carga de fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica.

4.2.3.4. Carga Dinámica (IM). (Sección 3.6.2. AASHTO LRFD)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 4.4, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$.

El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.

Tabla 4.4. Incremento por Carga Dinámica. (Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD)

| Componente | <i>IM</i> |
|--|-----------|
| Juntas del tablero - Todos los Estados Límites | 75% |
| Todos los demás componentes | |
| • Estado Limite de fatiga y fractura | 15% |
| • Todos los demás Estados Límites | 33% |

4.2.4. Carga de viento (sección 3.8 AASHTO LRFD)

La velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se

deberían investigar las condiciones locales. Se deberán considerar simultáneamente las presiones sobre los lados a sotavento y barlovento en la dirección del viento supuesta. Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura.

4.2.5. Carga Sísmica (sección 4.7.4.2 AASHTO LRFD)

Para los puentes de un solo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén ubicados.

4.2.5.1 Calculo de fuerza sísmica (sección 3.10.9 AASHTO LRFD)

Para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, la mínima sollicitación de diseño en una unión entre superestructura y subestructura en la dirección en la cual la unión está restringida no deberá ser menor que el producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria.

4.2.6. Empuje del suelo (Sección 3.11.5. AASHTO LRFD)

4.2.6.1. Empuje Lateral del Suelo (Sección 3.11.5.1 AASHTO LRFD)

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como:

$$p = k \gamma_s g z (\times 10^{-9})$$

Donde:

p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 ,

γ_s = densidad del suelo (kg/m³)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte inferior de la zapata o la parte superior de la plataforma de nivelación (para estructuras de tierra estabilizadas mecánicamente).

4.3. PROPIEDADES DE MATERIALES.

4.3.1. Propiedades de Materiales para elementos de Concreto Reforzado.

4.3.1.1. Resistencia a la Compresión (Sección 5.4.2.1 AASHTO LRFD)

La documentación técnica deberá indicar la resistencia a la compresión especificada, f'_c , o la clase de hormigón para cada componente. Sólo se deberán utilizar hormigones con resistencias de diseño mayores que 70 MPa si algún artículo específico así lo permite o si se realizan ensayos físicos para establecer las relaciones entre la resistencia del hormigón y las demás propiedades. No se deberían utilizar hormigones con resistencias especificadas menores que 16 MPa en aplicaciones estructurales. La resistencia a la compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa.

Para los hormigones estructurales de baja densidad la documentación técnica deberá especificar la densidad secada en aire, la resistencia y cualquier otra propiedad requerida para la aplicación.

4.3.1.2. Coeficiente de Expansión Térmica (Sección 5.4.2.2 AASHTO LRFD)

El coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar. En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal: $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$, y
- Para hormigón de baja densidad: $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

4.3.1.3. Módulo de Elasticidad (Sección 5.4.2.4 AASHTO LRFD)

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0.043\gamma^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

Dónde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

4.3.1.4. Módulo de Rotura (Sección 5.4.2.6 AASHTO LRFD)

A menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:

$$0.63 \sqrt{f'_c}$$

- Para hormigón de agregados livianos y arena:

$$0.52 \sqrt{f'_c}$$

Para hormigón de agregados de baja densidad:

$$0.45 \sqrt{f'c}$$

4.3.1.5. Resistencia a la Tracción (Sección 5.4.2.7 AASHTO LRFD)

Para la mayoría de los hormigones de uso generalizado la resistencia a la tracción directa se puede estimar como $f_r = 0.62 \sqrt{f'c}$

4.3.1.6. Acero de las Armaduras (sección 5.4.3 AASHTO LRDF)

Las armaduras deberán ser conformadas, excepto que para espirales, estribos cerrados y mallas de alambre se podrán utilizar barras lisas o alambre liso. La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. La tensión de fluencia o grado de las barras o alambres se deberán indicar en la documentación técnica. Sólo se podrán utilizar barras con tensiones de fluencia menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

4.3.1.7. Módulo de elasticidad para concreto reforzado

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200.000 MPa.

4.3.1.8. Estados Límites

Los componentes estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos en todos los estados límites de servicio, fatiga, resistencia y eventos extremos que correspondan.

4.3.1.8.1. Estados Límites de Servicio (Sección 9.5.2 AASHTO LRFD)

En los estados límites de servicio los tableros y sistemas de tableros se deberán analizar como estructuras totalmente elásticas.

Para los tableros de emparrillado metálico y otros tableros livianos metálicos y de hormigón se deberán considerar los efectos de la deformación excesiva del tablero,

incluyendo las flechas. Para estos sistemas de tablero, la flecha provocada por la sobrecarga más el incremento por sobrecarga dinámica no deberá ser mayor que los siguientes valores:

- $L/800$ en el caso de tableros sin tráfico peatonal,
- $L/1000$ en el caso de tableros con tráfico peatonal limitado, y
- $L/1200$ en el caso de tableros con tráfico peatonal significativo.

Dónde:

L = longitud de tramo entre los centros de los apoyos.

4.3.1.8.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura (Sección 9.5.3 AASHTO LRFD)

No será necesario investigar la fatiga en los siguientes casos:

- Tableros de hormigón
- Tableros de madera

4.3.1.8.3. Estados Límites de Resistencia (Sección 9.5.4 AASHTO LRFD)

En los estados límites de resistencia los tableros y sistemas de tablero se pueden analizar ya sea como estructuras elásticas o como estructuras inelásticas.

4.3.1.8.4. Estados Límites Correspondientes a Eventos Extremos (Sección 9.5.5 AASHTO LRFD)

Los tableros se deberán diseñar para las solicitaciones transmitidas por el tráfico y las barandas combinadas utilizando las cargas, procedimientos de análisis y estados límites especificados en la Sección 13 de la norma AASHTO LRFD.

4.3.1.9. Requisitos Generales

4.3.1.9.1. Mínima Altura y Recubrimiento (Sección 9.7.1.1 AASHTO LRFD)

Para asignar el espesor del recubrimiento se tomaran las consideraciones mostradas en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

| SITUACIÓN | RECUBRIMIENTO (mm) |
|--|-----------------------|
| Exposición directa al agua salada | 100 |
| Hormigonado contra el suelo | 75 |
| Ubicaciones costeras | 75 |
| Exposición a sales anticongelantes | 60 |
| Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas | 60 |
| Otras situaciones exteriores | 50 |
| Otras situaciones interiores | |
| • Hasta barras No. 36 | 40 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 |
| Fondo de losas hormigonadas in situ | |
| • Hasta barras No. 36 | 25 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 |
| Encofrados inferiores para paneles prefabricados | 20 |
| Pilotes prefabricados de hormigón armado | |
| • Ambientes no corrosivos | 50 |
| • Ambientes corrosivos | 75 |
| Pilotes prefabricados de hormigón pretensado | 50 |
| Pilares hormigonados in situ | |
| • Ambientes no corrosivos | 50 |
| • Ambientes corrosivos | |
| - En general | 75 |
| - Armadura protegida | 75 |
| • Cáscaras | 50 |
| • Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada | 75 |

4.3.1.9.2. Límites para las Armaduras (Sección 5.7.3.3 AASHTO LRFD)

4.3.1.9.2.1. Armadura Máxima (Sección 5.7.3.3.1 AASHTO LRFD)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

Dónde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la Ecuación 9, la sección se deberá considerar sobreamada. En los elementos de hormigón armado no están permitidas las secciones sobreamadas.

4.3.1.9.2.2. Armadura Mínima (Sección 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD)

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón; donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r$$

Donde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} .

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 4.1. de este documento.

4.3.1.9.3. Limitación de la Fisuración mediante Distribución de la Armadura (Sección 5.7.3.4 AASSTHO LRFD)

Los requisitos aquí especificados se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón, excepto la de las losas de tablero diseñadas de acuerdo con el Artículo 9.7.2, en los cuales la tracción en la sección transversal es mayor que 80 por ciento del módulo de rotura especificado en el Artículo 5.4.2.6 de la norma AASSTHO LRFD, para la combinación de cargas para estado límite de servicio aplicable especificada en la Tabla 4.1.

Los elementos se deberán dimensionar de manera que en estado límite de servicio la tensión de tracción en las armaduras de acero no pretensado no sea mayor que f_{sa} :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6 f_y$$

Donde:

d_c = altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado 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 o alambres (mm^2); a los fines del cálculo el espesor del recubrimiento libre de hormigón utilizado para calcular A no se deberá tomar mayor que 50 mm

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura (N/mm)

4.3.1.9.4. Transferencia de Corte en las Interfaces corte por fricción. (S.5.8.4 AASHTO LRFD)

4.3.1.9.4.1 Requisitos generales

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interface en un plano dado por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interface entre diferentes materiales, o
- Una interface entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

4.3.2. Propiedades de los materiales para elementos de concreto presforzado.

4.3.2.1. Acero de Pretensado (Sección 5.4.4 AASHTO LRFD)

4.3.2.1.1. Requisitos Generales (Sección 5.4.4.1. AASHTO LRFD)

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las siguientes normas para materiales, según lo especificado en AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416M), o bien

- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M).

Para estos aceros la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6. Propiedades de los cables y barras de pretensado. (Tabla 5.4.4.1-1 AASHTO LRFD)

| Material | Grado o Tipo | Diámetro (mm) | Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa) | Tensión de fluencia, f_{py} (MPa) |
|----------|----------------------|---------------|---|--|
| Cables | 1725 MPa (Grado 250) | 6,35 a 15,24 | 1725 | 85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación |
| | 1860 MPa (Grado 270) | 9,53 a 15,24 | 1860 | |
| Barras | Tipo 1, Lisas | 19 a 35 | 1035 | 85% de f_{pu} |
| | Tipo 2, Conformadas | 16 a 35 | 1035 | 80% de f_{pu} |

Si la documentación técnica incluye todos los detalles del pretensado, estos documentos deberán indicar el tamaño y el grado o el tipo de acero. Si los planos sólo indican las fuerzas de pretensado y sus puntos de aplicación, la elección del tamaño y tipo de acero quedará a opción del Contratista, sujeto a la aprobación del Ingeniero.

4.3.2.1.2. Módulo de Elasticidad (Sección 5.4.4.2. AASHTO LRFD)

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como: para cables:

$E_p = 197.000$ MPa, y para barras: $E_p = 207.000$ MPa.

4.3.2.2. Tendones de Pretensado (Sección 5.5.3.3 AASHTO LRFD)

El rango de tensión en los tendones de pretensado no deberá ser mayor que:

- 125 MPa para radios de curvatura mayores que 9000 mm, y
- 70 MPa para radios de curvaturas menores o iguales que 3600 mm.

Para radios comprendidos entre 3600 y 9000 mm estará permitido interpolar linealmente.

4.3.2.3. Estado Límite de Resistencia (Sección 5.5.4 AASHTO LRFD)

En el estado límite de resistencia se deberán considerar la resistencia y la estabilidad.

La resistencia de diseño será el producto de la resistencia nominal determinada de acuerdo con los requisitos aplicables de los Artículos 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 y 5.14 de la norma AASHTO LRFD.

4.3.2.3.1. Factores de Resistencia (Sección 5.5.4.2 AASHTO LRFD)

El factor de resistencia ϕ se deberá tomar como:

- Para flexión y tracción del hormigón pretensado..... 1,00

Para los componentes parcialmente pretensados en flexión con o sin tracción, los valores de ϕ se pueden tomar como:

$$\phi = 0,90 + 0,10 (PPR)$$

Donde:

$$PPR = \frac{A_{ps}f_{py}}{A_{ps}f_{py} + A_s f_y}$$

PPR = relación de pretensado parcial

A_s = área de la armadura de tracción no pretensada (mm²)

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

f_y = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado (MPa)

4.3.2.4. DISEÑO PARA FLEXIÓN Y CARGA AXIAL

4.3.2.4.1. Hipótesis para los Estados Límites de Servicio y Fatiga (Sección 5.7.1 AASHTO LRFD)

En el diseño de componentes de hormigón armado, pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar las siguientes hipótesis:

- El hormigón pretensado resiste tracción en las secciones que no están fisuradas, a excepción de lo especificado en el Artículo 5.7.6 de la norma AASHTO LRFD.
- Las deformaciones en el hormigón varían linealmente, excepto en componentes o regiones de componentes para los cuales la resistencia de materiales convencional no es aplicable.
- La relación de módulos, n , se redondea al entero más cercano.
- La relación de módulos no es menor que 6,0.
- Para las cargas permanentes y tensiones de pretensado es aplicable una relación de módulos efectiva igual a $2n$.

4.3.2.4.2. Hipótesis para los Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo (Sección 5.7.2 AASHTO LRFD)

La resistencia mayorada de los elementos de hormigón se deberá basar en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones, los factores de resistencia especificados en el Artículo 5.5.4.2 de la norma y las siguientes hipótesis:

- En los elementos con armadura o acero de pretensado totalmente adherente, o en la longitud adherente de los cables localmente no adherentes, la deformación es directamente proporcional a la distancia al eje neutro.
- En los elementos con tendones de pretensado total o parcialmente no adherente, para determinar la tensión en los tendones se considera la diferencia de deformación entre los tendones y la sección de hormigón y el efecto de las deflexiones sobre la geometría de los tendones.
- Si el hormigón no está confinado, la máxima deformación específica utilizable en la fibra extrema comprimida del hormigón es menor o igual que 0,003.
- Si el hormigón está confinado, se puede usar una deformación específica utilizable máxima mayor que 0,003 siempre que se la verifique.

- Excepto para los modelos de bielas y tirantes, la tensión en la armadura se basa en una curva tensión-deformación representativa del acero o en una representación matemática aprobada, que incluya el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.
- Se desprecia la resistencia a la tracción del hormigón.
- Se asume que la distribución de la relación tensión de compresión-deformación es rectangular, parabólica o de cualquier otra forma que permita predecir la resistencia de manera sustancialmente compatible con los resultados de ensayo.
- Se consideran el desarrollo de la armadura y los elementos de pretensado y la transferencia del pretensado.

4.3.2.4.2.1. Distribución Rectangular de las Tensiones (Sección 5.7.2.2 AASHTO LRFD)

La relación natural entre la tensión y la deformación del hormigón se puede considerar satisfecha por un diagrama rectangular equivalente de tensiones de compresión de $0,85f'_c$ en una zona limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia $a = \beta_1 c$ a partir de la fibra extrema comprimida.

La distancia c se deberá medir de manera perpendicular al eje neutro. El factor β_1 se deberá tomar como 0,85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa.

Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0,05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0,65.

En las construcciones compuestas el factor β_1 puede ser diferente para las resistencias del hormigón en el diagrama de compresión. En este caso los valores reales de β_1 o alternativamente un valor promedio de β_1 se pueden asumir de la siguiente manera:

$$\beta_{1prom} = \frac{\sum(f'_c A_{cc} \beta_1)}{\sum(f'_c A_{cc})}$$

Donde:

A_{cc} = área de un elemento de hormigón comprimido de la correspondiente resistencia

4.3.2.5. Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión (Sección 5.7.3.1 AASHTO LRFD)

4.3.2.5.1. Elementos con Tendones Adherentes

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 de la norma y para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede tomar como:

$$f_{pz} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Para comportamiento de Sección Te:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm²)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm²)

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción (MPa)

f_y = tensión de fluencia de la armadura de compresión (MPa)

b = ancho del ala comprimida (mm)

b_w = ancho del alma (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

β_1 = factor para el diagrama de tensiones.

4.3.2.6. Resistencia a la Flexión (Sección 5.7.3.2 AASHTO LRFD)

4.3.2.6.1. Resistencia a la Flexión Mayorada (Sección 5.7.3.2.1 AASHTO LRFD)

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde:

M_n = resistencia nominal (N·mm)

ϕ = factor de resistencia

4.3.2.7. Límites para las Armaduras (Sección 5.7.3.3 AASHTO LRFD)

4.3.2.7.1. Armadura Máxima (Sección 5.7.3.3.1 AASHTO LRFD)

La máxima cantidad de armadura pretensada y no pretensada deberá ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

Donde:

c = distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

Si no se satisface la Ecuación 19, la sección se deberá considerar sobreamada. En los elementos de hormigón pretensado y parcialmente pretensado se pueden utilizar secciones sobreamadas, siempre que se demuestre mediante análisis y ensayos que con ellas se puede lograr ductilidad suficiente para la estructura.

4.3.2.7.2. Armadura Mínima (Sección 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD)

A menos que se especifique lo contrario, en cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura de tracción pretensada y no pretensada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor entre:

- 1,2 veces el momento de fisuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del hormigón, donde M_{cr} se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c (f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r$$

Donde:

f_{cpe} = tensión de compresión en el hormigón debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (MPa)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección monolítica o no compuesta (N·mm)

S_c = módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

S_{nc} = módulo seccional para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³)

Para cualquier sección compuesta intermedia se deberán utilizar valores adecuados de M_{dnc} y S_{nc} . Si las vigas se diseñan de manera que la sección monolítica o no compuesta resista todas las cargas, en la expresión anterior para calcular M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por S_c .

- 1,33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de cargas para los estados límites de resistencia aplicables especificados en la Tabla 4.1.

4.3.2.8. Módulo de Elasticidad (Sección 5.4.2.4 AASHTO LRFD)

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del hormigón (MPa)

4.3.2.9. Tensiones Debidas a Deformaciones Impuestas (Sección 5.9.2 AASHTO LRFD)

La reducción de las fuerzas de restricción en elementos de una estructura debida al pretensado de un elemento se puede tomar como:

- Para deformaciones impuestas instantáneamente

$$F' = F \left(1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right)$$

O bien

- Para deformaciones impuestas lentamente

$$F' = F \left(1 - e^{-\psi(t, t_i)} \right) / \psi(t, t_i)$$

Donde:

F = sollicitación determinada utilizando el módulo de elasticidad del hormigón en el momento de aplicación de la carga (N)

F' = sollicitación reducida (N)

$\psi(t, t_1)$ = coeficiente de fluencia lenta en el tiempo t para carga aplicada en el tiempo t_1 .

e = base de los logaritmos neperianos

4.3.2.10. Límites para la tensión en el hormigón antes de las pérdidas en elementos totalmente pretensados. (Sección 5.9.4 AASHTO LRFD)

4.3.2.10.1. Tensiones de Compresión (Sección 5.9.4.1.1 AASHTO LRFD)

El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de 0,60 f'ci (MPa).

4.3.2.10.2. Tensiones de Tracción (Sección 5.9.4.1.2 AASHTO LRFD)

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7. Límites para la tensión de tracción en el concreto antes de las pérdidas en elementos totalmente pretensados.

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|---|---|-----------------------------------|
| Todos los puentes, excepto los puentes contruidos por segmentos | • En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente | N/A |
| | • En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente | $0,25\sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa) |
| | • En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa | $0,63\sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | • Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados | $0,415\sqrt{f'_c}$ (MPa) |

4.3.2.11. Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas en Elementos Totalmente Pretensados (Sección 5.9.4.2 AASHTO LRFD)

4.3.2.11.1. Tensiones de Compresión (Sección 5.9.4.2.1 AASHTO LRFD)

La compresión se deberá investigar utilizando la Combinación de Cargas para Estado Límite de Servicio I.

El factor de reducción, ϕ_w , se deberá tomar igual a 1,0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, son menores o iguales que 15. Si la relación de esbeltez del alma o el ala es mayor que 15, el factor de reducción, ϕ_w , se deberá calcular.

Tabla 4.8. Límites para la tensión de compresión en el concreto pretensado después de las pérdidas en elementos totalmente pretensados.

| Ubicación | Tensión límite |
|--|--------------------------|
| • Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| • En puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| • Excepto en puentes contruidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes | $0,40 f'_c$ (MPa) |
| • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo | $0,60 \phi_w f'_c$ (MPa) |

4.3.2.12. Pérdidas de Pretensado (Sección 5.9.5 AASHTO LRFD)

4.3.2.12.1. Pérdida de Pretensado Total (Sección 5.9.5.1 AASHTO LRFD)

- En Elementos Pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

- En Elementos Postensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (MPa)

Δf_{pA} = pérdida por acuanamiento de los anclajes (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

4.3.2.12.2. Pérdidas Instantáneas (Sección 5.9.5.2 AASHTO LRFD)

4.3.2.12.2.1. Acuanamiento de los Anclajes (Sección 5.9.5.2.1 AASHTO LRFD)

La magnitud del acuanamiento de los anclajes será el valor mayor entre la requerida para controlar la tensión en el acero de pretensado en el momento de la transferencia o la recomendada por el fabricante de los anclajes.

4.3.2.12.3. Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo (Sección 5.9.5.3 AASHTO LRFD)

En los elementos pretensados y parcialmente pretensados, las pérdidas de pretensado dependientes del tiempo debidas a la fluencia lenta y contracción del hormigón y a la relajación del acero se pueden estimar de forma aproximada como se especifica en la Tabla 4.9 para:

- Elementos no construidos por segmentos, postensado, con tramos de hasta 50.000 mm y tensados a una edad del hormigón comprendida entre 10 y 30 días, y
- Elementos pretensados tensados luego de alcanzar una resistencia a la compresión $f_{ci} = 24$ MPa,

Tabla 4.9. Pérdidas dependientes del tiempo en MPa. (Tabla 5.9.5.3-1 AASHTO LRFD)

| Tipo de sección de la viga | Nivel | Para alambres y cables con $f_{pu} = 1620, 1725$ ó 1860 MPa | Para barras con $f_{pu} = 1000$ ó 1100 MPa |
|--|-----------------|---|---|
| Vigas de sección rectangular y losas macizas | Límite superior | $200 + 28 PPR$ | $130 + 41 PPR$ |
| | Promedio | $180 + 28 PPR$ | |
| Vigas cajón | Límite superior | $145 + 28 PPR$ | 100 |
| | Promedio | $130 + 28 PPR$ | |
| Vigas I | Promedio | $230 \left[1 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 PPR$ | $130 + 41 PPR$ |
| Vigas Te, doble Te, de núcleo hueco y losas aligeradas | Límite superior | $270 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 PPR$ | $210 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 PPR$ |
| | Promedio | $230 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41 PPR$ | |

4.3.2.12.4. Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo (Sección 5.9.5.4 AASHTO LRFD)

4.3.2.12.4.1. Contracción (Sección 5.9.5.4.2 AASHTO LRFD)

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1,03H) \text{ (MPa)}$$

- Para elementos postesados:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)}$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

4.3.2.12.4.2. Fluencia Lenta (Sección 5.9.5.4.3 AASHTO LRFD)

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de Δf_{cdp} se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuales se calcula f_{cgp} (MPa).

4.3.2.12.5. Pérdidas para el Cálculo de las Flechas (Sección 5.9.5.5 AASHTO LRFD)

Para el cálculo de las flechas y contraflechas de elementos no construidos por segmentos, pretensados, construidos de hormigón de densidad normal con una resistencia superior a 24 MPa en el momento del pretensado, f_{cgp} y Δf_{cdp} se pueden calcular como la tensión en el centro de gravedad del acero de pretensado promediada en la longitud del elemento.

4.3.2.12.6. Mínima Separación de la Armadura para Concreto Prefabricado (Sección 5.10.3.1.2 AASHTO LRFD)

Para el hormigón prefabricado en planta bajo condiciones controladas, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:

- El diámetro nominal de las barras,
- 1,33 veces el tamaño máximo del agregado grueso, o
- 25 mm.

4.3.2.12.7. Mínima Separación de los Cables de Pretensado (Sección 5.10.3.3.1. AASHTO LRFD)

La distancia entre los cables de pretensado, incluyendo aquellos en vainas, en cada extremo de un elemento dentro de la longitud de anclaje, no deberá ser menor que una distancia libre tomada como 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ni menor que las distancias entre centros especificadas en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. Separaciones entre centros. (Tabla 5.10.3.3.1-1 AASHTO LRFD)

| Tamaño del cable (mm) | Separación (mm) |
|----------------------------------|------------------------|
| 15,24 14,29 Especial 14,29 | 51 |
| 12,70 11,11 12,70 Especial | 44 |
| 9,53 | 38 |

La mínima distancia libre entre grupos de cables dispuestos en paquetes no deberá ser menor que 1,33 veces el tamaño máximo de los agregados ó 25 mm.

Los cables de pretensado de un elemento se pueden agrupar en paquetes de forma que se toquen entre sí en un plano esencialmente vertical en y entre las ubicaciones de amarre. El número de cables dispuestos en paquetes, cualquiera sea su disposición salvo en un plano vertical, estará limitado a cuatro cables por paquete.

4.3.2.12.8. Anclaje de los Cables de Pretensado (Sección 5.11.4 AASHTO LRFD)

Al determinar la resistencia de los componentes de hormigón pretensado en las regiones de sus extremos, se deberá considerar el aumento gradual de la fuerza en los cables en las longitudes de transferencia y anclaje.

Se puede asumir que la fuerza de pretensado varía linealmente entre 0,0 en el punto donde comienza la adherencia hasta un valor máximo en la longitud de transferencia.

Entre la longitud de transferencia y la longitud de anclaje, se puede asumir que la fuerza en el cable aumenta de forma parabólica, alcanzando la resistencia a la tracción del cable al llegar a la longitud de anclaje. La longitud de transferencia se puede tomar como 60 diámetros de cables.

4.3.2.12.8.1. Cables Adherentes (Sección 5.11.4.2 AASHTO LRFD)

Los cables de pretensado deberán estar adheridos más allá de la sección crítica en una longitud de anclaje, ℓ_d , en mm, tomada como:

$$\ell_d \geq \kappa(0,15 f_{ps} - 0,097 f_{pe}) d_b$$

Donde:

d_b = diámetro nominal del cable (mm)

f_{ps} = tensión media en el acero de pretensado en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

$\kappa = 1,6$ en el caso de vigas pretensadas prefabricadas

Para vigas pretensadas se puede utilizar la siguiente expresión alternativa:

$$\ell_d \geq \frac{102 f_{pbt} d_b}{f_c'} + \frac{163 (f_{ps} - f_{pe}) (d_b)}{f_c'} + 254$$

Donde:

d_b = diámetro nominal del cable (mm)

f_{pbt} = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia.

f_{pe} = tensión efectiva en el acero de pretensado luego de las pérdidas (MPa)

f_{ps} = tensión media en la armadura pretensada en el momento para el cual se requiere la resistencia nominal del elemento (MPa)

f_c' = resistencia a la compresión especificada del hormigón a 28 días (MPa)

Para cualquier cable de cualquier viga debajo de la cual se hayan colado 305 mm o más de hormigón, en la Ecuación 28 se deberá agregar un factor de amplificación igual a 1.3.

4.3.2.12.9. Recubrimiento de Hormigón (Sección 5.12.3 AASHTO LRFD)

El recubrimiento para el acero de pretensado y las armaduras no protegidas no deberá ser menor que el especificado en la Tabla 4.11, modificado para considerar la relación agua-cemento.

Para los cables de pretensado, accesorios de anclaje y conexiones mecánicas para barras de armadura o cables de postensado, el recubrimiento deberá ser igual que para las armaduras no pretensadas.

Tabla 4.11. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas (Tabla Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

| SITUACIÓN | RECUBRIMIENTO (mm) |
|--|-----------------------|
| Exposición directa al agua salada | 100 |
| Hormigonado contra el suelo | 75 |
| Ubicaciones costeras | 75 |
| Exposición a sales anticongelantes | 60 |
| Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas | 60 |
| Otras situaciones exteriores | 50 |
| Otras situaciones interiores | |
| • Hasta barras No. 36 | 40 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 |
| Fondo de losas hormigonadas in situ | |
| • Hasta barras No. 36 | 25 |
| • Barras No. 43 y No. 57 | 50 |
| Encofrados inferiores para paneles prefabricados | 20 |
| Pilotes prefabricados de hormigón armado | |
| • Ambientes no corrosivos | 50 |
| • Ambientes corrosivos | 75 |
| Pilotes prefabricados de hormigón pretensado | 50 |
| Pilares hormigonados in situ | |
| • Ambientes no corrosivos | 50 |
| • Ambientes corrosivos | |
| - En general | 75 |
| - Armadura protegida | 75 |
| • Cáscaras | 50 |
| • Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada | 75 |

4.4. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO.

4.4.1. Losa de Concreto Reforzado.

Existe una diversidad de métodos de evaluación y análisis estructural, para el caso que a continuación se presenta se ha optado por desarrollar el diseño tomando las consideraciones del análisis estático, método aproximado (sección 4.6.2 AASHTO LRFD), específicamente el apartado de la sección 4.6.2.1 de la norma, que corresponde al método de las fajas equivalentes.

4.4.1.1. Requisitos Generales

4.4.1.1.1. Drenaje de los Tableros (Sección 9.4.2. AASHTO LRFD)

El tablero de un puente y sus accesos carreteros se deben diseñar para permitir el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada, de manera de minimizar los daños al puente y maximizar la seguridad de los vehículos que lo cruzan.

Excepto en el caso de los tableros consistentes en emparrillados metálicos no llenos, la superficie del tablero deberá tener pendientes transversales y longitudinales.

En el diseño de los tableros se deberán considerar los efectos estructurales de las aberturas para drenaje.

4.4.1.1.1.1. Tipo, Tamaño y Número de Drenes (Sección 2.6.6.3. AASHTO LRFD)

El número de drenes del tablero debería ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos.

En ausencia de otros lineamientos aplicables, para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es menor que 75 km/h, el tamaño y número de drenes del tablero deberían ser tales que el agua de los drenes no invada más de la mitad del ancho de ninguno de los carriles transitables. Para puentes en los cuales la velocidad de diseño de la carretera es mayor o igual que 75 km/h, el agua de los drenes no debería invadir ninguna parte de los carriles transitables. El flujo de las cunetas se debería interceptar en los puntos de transición de la pendiente transversal para impedir que dicho flujo atravesara el tablero del puente.

Las entradas de los drenes del tablero deben ser hidráulicamente eficientes y accesibles para su limpieza.

4.4.1.1.2. Accesorios de Hormigón (Sección 9.4.3 AASHTO LRFD)

A menos que el Propietario especifique lo contrario, los cordones, parapetos, barreras y divisorias de hormigón deberían ser estructuralmente continuos.

4.4.1.1.3. Apoyo de los Bordes (Sección 9.4.4. AASHTO LRFD)

A menos que el tablero se diseñe para soportar cargas de rueda en posiciones extremas con respecto a sus bordes, se deberán proveer apoyos en los bordes.

A menos que se especifique lo contrario, en las líneas de discontinuidad el borde del tablero deberá estar reforzado o soportado por una viga u otro elemento lineal.

La viga u otro elemento deberán estar integrado o actuar de forma compuesta con el tablero. Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas cuyo ancho se puede tomar como el ancho efectivo del tablero.

Si la dirección principal del tablero es transversal, y/o si el tablero actúa de forma compuesta con una barrera de hormigón estructuralmente continua, no será necesario proveer la viga de borde adicional.

4.4.1.1.4. Mínima Altura y Recubrimiento (Sección 9.7.1.1 AASHTO LRFD)

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer la tabla 4.5.

4.4.1.1.5. Losas en Voladizo (Sección 9.7.1.5 AASHTO LRFD)

La porción del tablero en voladizo se deberá diseñar para las cargas de impacto sobre las barandas.

Se deberán investigar los efectos del punzonamiento debidos a las cargas de colisión de vehículos en la base exterior de los postes de barandas o barreras.

4.4.1.1.6. Armadura de Distribución (Sección 9.7.3.2 AASHTO LRFD)

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva.

4.4.1.2. Verificación de los estados.

4.4.1.2.1. Factores de ductilidad (sección 1.3.3 AASHTO LRFD)

Para el estado límite de resistencia se utilizará: 1.00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con las especificaciones.

Para lo demás estados límites se utilizará: 1.00

4.4.1.2.2. Factores de redundancia (sección 1.3.4 AASHTO LRFD)

Para el estado límite de resistencia se utilizará: 1.00 para niveles convencionales de redundancia.

Para lo demás estados límites se utilizará: 1.00

4.4.1.2.3. Factores de importancia operativa (sección 1.3.5 AASHTO LRFD)

Para el estado límite de resistencia se utilizará: 1.05 para puentes importantes

Para lo demás estados límites se utilizará: 1.00

4.4.1.3 Cargas de diseño

4.4.1.3.1 Cargas Permanentes

Tabla 4.12. Cargas Permanentes para Losa de concreto reforzado

| Cargas | Peso Especifico (kg/m ³) | Dimensiones (m) |
|---|--|--|
| Peso propio | 2400 | 0.22m x 18.34m x 10m |
| Accesorios | | |
| <ul style="list-style-type: none"> • Barrera • Aceras | <ul style="list-style-type: none"> • 2400 • 2400 | <ul style="list-style-type: none"> • TL-4 • 1m x 18.34m x 0.2m |
| Superficie de rodamiento | 2250 | e= 0.05 m, ancho 7.5 m |

4.4.1.3.2. Cargas Transitorias.

4.4.1.3.2.1. Número de Carriles de Diseño (Sección 3.6.1.1.1 AASHTO LRFD)

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm. También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600 mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200 mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

4.4.1.3.2.2. Presencia de Múltiples Sobrecargas (Sección 3.6.1.1.2 AASHTO LRFD)

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único.

A menos que en la norma AASHTO LRFD se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la Tabla 4.8:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 4.13. Factor de Presencia Múltiple. (Tabla 3.6.1.1.2-1 AASHTO LRFD)

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, <i>m</i> |
|-----------------------------|--|
| 1 | 1,20 |
| 2 | 1,00 |
| 3 | 0,85 |
| > 3 | 0,65 |

4.4.1.3.2.3. Carga vehicular de diseño.

La carga vehicular sobre las calzadas de puentes, designada como HL-93 (figura 4.1), así mismo se tomarán las cargas debido al tándem de diseño y la carga de carril de diseño; y se deberá efectuar una combinación de:

- Camión de diseño o tándem de diseño,
- Carga de carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, y

Los ejes que no contribuyen a la solicitación extrema considerada se deberán despreciar.

Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tandem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda,
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

A menos que se especifique lo contrario, las longitudes de los carriles de diseño o de las partes de los carriles de diseño que contribuyen a la solicitación extrema bajo consideración se deberán cargar con la carga del carril de diseño.

4.4.1.3.2.3.1. Cargas para tableros (Sección 3.6.1.3.3 AASHTO LRFD)

Si para analizar tableros se utiliza el método aproximado de las fajas, las solicitaciones se deberán determinar en base a lo siguiente:

- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es menor o igual que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N.
- Si las fajas primarias son transversales y su longitud es mayor que 4600 mm – las fajas transversales se deberán diseñar para las ruedas del eje de 145.000 N y la carga del carril.

- Si las fajas primarias son longitudinales – las fajas longitudinales se deberán diseñar para todas las cargas especificadas en el Artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD, incluyendo la carga del carril.

4.4.1.3.2.3.2. Carga para el Vuelo del Tablero (Sección 3.6.1.3.4 AASHTO LRFD)

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm ubicada a 300 mm de la cara de la baranda.

4.4.1.4 DISEÑO DE LOSA

4.4.1.4.1 Predimensionamiento

4.4.1.4.1.1. Longitud del voladizo

La norma AASHTO LRFD, limita la longitud del voladizo a 1.80 m ó 0.5 S (separación de las vigas)

4.4.1.4.1.2. Espesor de losa (sección 2.5.2.6.3. AASHTO LRFD)

Para controlar las deflexiones y otras deformaciones que podrían afectar adversamente la funcionalidad de la estructura, AASHTO recomienda un espesor mínimo (ver tabla 4.9)

Tabla 4.14. Peraltes mínimos para losas de sección constante

| Tipo de losa | Profundidad mínima | |
|---------------------|---------------------------|--------------------------------|
| | Tramo simple | Tramo continuo |
| Concreto reforzado | $1.2(S+3000)/30$ | $(S+3000)/30 > 165 \text{ mm}$ |
| Concreto pretensado | $0.030S > 165 \text{ mm}$ | $0.027S > 165 \text{ mm}$ |

4.4.1.4.1.3. Método de franjas equivalentes para el diseño de losas (sección 4.6.2.1 AASHTO LRFD)

A continuación, se expone el método tradicional especificado por AASHTO:

Un método de análisis aproximado en el cual el tablero se subdivide en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo se considerará aceptable para los tableros, excepto para aquellos tableros formados por emparrillados con sus vanos total o parcialmente llenos.

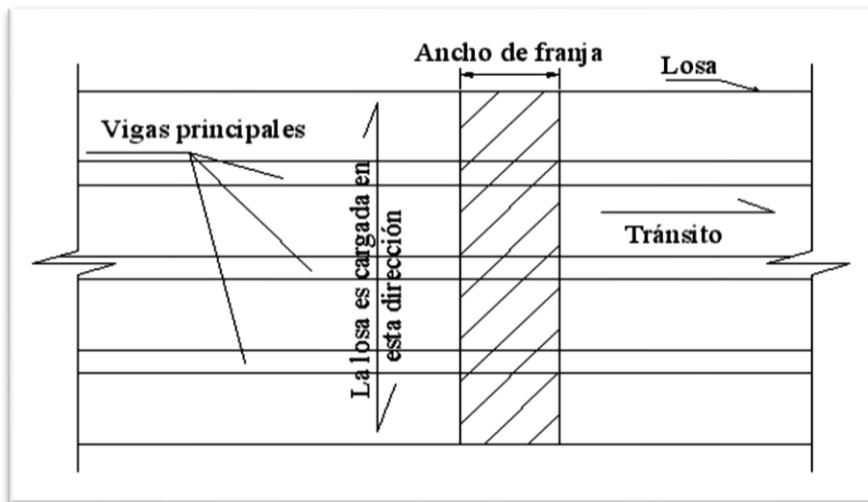


Figura. 4.4. Ancho de franjas en losas cargadas transversalmente al tránsito.

4.4.1.4.1.4. Ancho equivalente de franjas (sección 4.6.2.1.3 AASHTO LRDF)

El método aproximado de análisis de tableros consiste en dividir el tablero en franjas perpendiculares a los apoyos (Ver fig. 4.5). Estas franjas equivalentes se encuentran en la dirección principal de la losa (dirección en la que es cargada la losa). El ancho de franja equivalente puede ser tomado de la tabla 4.15.

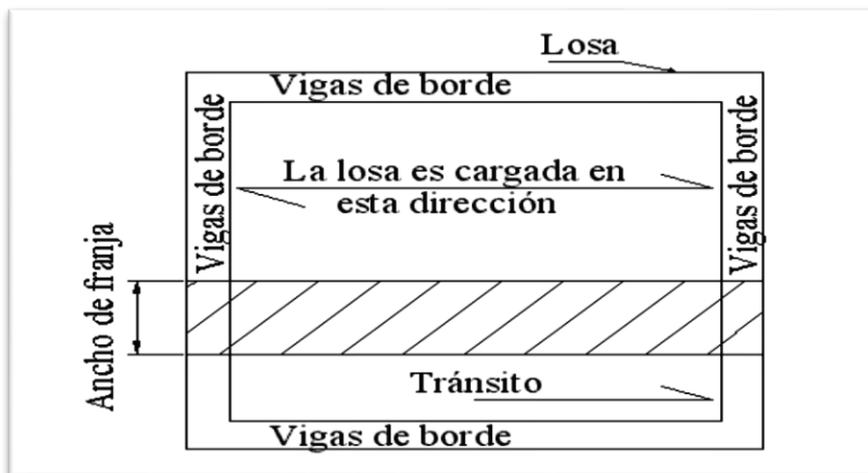


Figura. 4.5. Ancho de franjas en losas cargadas paralelamente al tránsito

Tabla 4.15. Franjas equivalentes (tabla 4.6.2.1.3-1 AASHTO LRFD)

| TIPO DE TABLERO | DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO | ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm) |
|---|--|--------------------------------|
| Hormigón: <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ • Colado in situ con encofrados perdidos • Prefabricado, postesado | Vuelo | $1140 + 0.833X$ |
| | Paralela o perpendicular | +M: $660 + 0.55S$ |
| | | -M: $1220 + 0.25S$ |
| | Paralela o perpendicular | +M: $660 + 0.55S$ |
| | | -M: $1220 + 0.25S$ |
| | Paralela o perpendicular | +M: $660 + 0.55S$ |
| -M: $1220 + 0.25S$ | | |

4.4.1.4.1.5. Ancho efectivo de franjas en bordes longitudinales (sección 4.6.2.1.4b AASHTO LRFD)

Cuando la losa es cargada en la dirección paralela al tráfico, el ancho efectivo de una franja con o sin viga borde, puede ser tomado como la suma de: la distancia entre el borde del tablero y la cara interior de la barrera más 0.30 m y más la mitad del ancho de franja pero que no exceda el ancho total de franja o 1.80 m.

4.4.1.4.1.6. Ancho efectivo de franjas en bordes Transversales (sección 4.6.2.1.4c AASHTO LRFD)

El ancho efectivo de una franja con o sin una viga de borde puede ser tomado como la suma de la distancia entre el borde transversal del tablero y la línea central de los apoyos más la mitad del ancho de franja, pero que nunca exceda el ancho total de franja.

4.4.1.4.1.7. Distribución de carga de rueda en las losas (sección 4.6.2.1.5 AASHTO LRFD)

Si la distancia en la dirección secundaria de la losa excede en más de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal, todas las cargas de rueda serán aplicadas en la franja principal. Si la distancia en la dirección secundaria de la losa es menor de 1.5 veces el espaciamiento en la dirección principal, el tablero será modelado como un sistema de franjas interceptado (losas bidireccionales). En el último caso se podrán usar los valores de la tabla 4.10. Para determinar el ancho de las franjas en ambas direcciones.

4.4.1.4.1.8. Aplicación de carga de vehículos sobre las franjas equivalentes (sección 3.6.1.3.3 AASHTO LRFD)

La carga del peso de vehículos sobre los tableros y losas superiores de alcantarillas de sección cajón usando el método de franjas equivalentes será:

- Ejes de ruedas de 145,000 N del camión de diseño, usando el método de franjas transversales (para de cargas puntuales de 72,500 N separadas a 1.8 m entre sí).
- Todas las cargas especificadas para carga viva vehicular, incluyendo la sobrecarga equivalente, donde las franjas son longitudinales.

4.4.1.4.1.9. Momento de diseño (sección 4.6.2.1.1. AASHTO LRFD)

La norma específica que donde se use este método de franjas se debe considerar el mayor momento positivo (producto de todas las cargas aplicadas) como el momento de

diseño para todas las regiones de momentos positivos. Igualmente, se debe utilizar el mayor momento negativo para todas las regiones de momentos negativos.

4.4.1.4.10 Control del diseño

Una vez desarrollado el diseño preliminar se debe verificar que cumpla con las exigencias mínimas de flexión, temperatura, armadura de distribución (4.4.1.1.6), etc.

4.4.1.4.10.1 Refuerzo mínimo

4.4.1.4.10.2 Cálculo de deflexión y contraflecha (sección 2.5.2.6.2 AASHTO LRFD)

En ausencia de otros criterios, los siguientes límites de deflexión pueden ser considerados para construcciones en concreto, acero y aluminio:

- Carga vehicular, en general $L/800$
- Cargas vehiculares y/o peatonales $L/1000$
- Cargas vehiculares para estructuras en voladizo $L/300$
- Cargas vehiculares y/o peatonales para estructuras en voladizo $L/375$

4.4.2 VIGAS TRANSVERSALES DE CONCRETO REFORZADO.

Se debe diseñar solo una viga transversal de la estructura, la más desfavorable.

Se propondrán vigas en los extremos y en los centros de las vigas para cada claro, con una resistencia del concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y una resistencia de fluencia del acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

4.5 DISEÑO DE VIGAS LONGITUDINALES DE CONCRETO PREFORZADO.

4.5.1. Consideraciones generales

Las vigas prefabricadas pueden resistir cargas temporarias con o sin un tablero superpuesto. Si se aplica un tablero de hormigón estructuralmente independiente, éste deberá actuar de forma compuesta con las vigas prefabricadas.

4.5.1.1. Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión (Sección 5.7.3.1 AASHTO LRFD)

4.5.1.1.1. Elementos con Tendones Adherentes (Sección 5.7.3.1.1 AASHTO LRFD)

Para secciones rectangulares o con alas solicitadas a flexión respecto de un eje para las cuales se utiliza la distribución de tensiones aproximada especificada en el Artículo 5.7.2.2 y para las cuales f_{pe} es mayor o igual que $0,5f_{pu}$, la tensión media en el acero de pretensado, f_{ps} , se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Siendo:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

A_{ps} = área del acero de pretensado (mm²)

f_{pu} = resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

f_{py} = tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

A_s = área de la armadura de tracción de acero no pretensado (mm²)

A'_s = área de la armadura de compresión (mm²)

f_y = tensión de fluencia de la armadura de tracción (MPa)

f'_y = tensión de fluencia de la armadura de compresión (MPa)

b = ancho del ala comprimida (mm)

b_w = ancho del alma (mm)

h_f = altura del ala comprimida (mm)

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)

c = distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

β_1 = factor para el diagrama de tensiones, especificado en el Artículo 5.7.2.2

4.5.1.2. Resistencia a la Flexión (Sección 5.7.3.2 AASHTO LRFD)

4.5.1.2.1. Resistencia a la Flexión Mayorada (Sección 5.7.3.2.1 AASHTO LRFD)

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n$$

Donde:

M_n = resistencia nominal (N·mm)

ϕ = factor de Resistencia.

4.5.1.3. Zonas de Anclaje Pretensadas (Sección 5.10.10 AASHTO LRFD)

4.5.1.3.1. Resistencia al Desgarramiento Mayorada (Sección 5.10.10.1 AASHTO LRFD)

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$Pr = \varphi * fs * As$$

Donde:

f_s = tensión en el acero no mayor que 140 MPa

A_s = área total de la armadura vertical ubicada en una distancia $h/4$ a partir del extremo de la viga (mm^2)

h = altura total del elemento prefabricado (mm)

La resistencia no deberá ser menor que 4 por ciento de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

La armadura vertical del extremo deberá estar tan cerca del extremo de la viga como sea posible.

4.5.1.3.2. Armadura de Confinamiento (Sección 5.10.10.2 AASHTO LRFD)

En las vigas se deberá disponer armadura para confinar el acero de pretensado en el ala inferior en una distancia igual a $1,5d$ a partir del extremo de las vigas. La armadura no deberá ser menor que barras conformadas No. 10 con una separación no mayor que 150 mm y cuya geometría le permita encerrar los cables.

4.5.2. Vigas Prefabricadas. (Sección 5.14.1.2 AASHTO LRFD)

4.5.2.1. Dimensiones Extremas (Sección 5.14.1.2.2 AASHTO LRFD)

Las máximas dimensiones y peso de los elementos prefabricados en una fábrica externa a la obra deberán satisfacer las limitaciones locales para el transporte carretero de cargas.

En ninguna parte de una viga de hormigón prefabricada el espesor deberá ser menor que:

Ala superior: 50 mm

Alma, concreto reforzado: 125 mm

Alma, concreto presforzado: 165 mm

Ala inferior: 125 mm

4.5.2.2. Diseño de Detalles de Vigas Prefabricadas (Sección 5.14.1.2.4 AASHTO LRFD)

Todos los detalles de las armaduras, conexiones, asientos de apoyo, accesorios o anclajes para diafragmas, recubrimiento de hormigón, aberturas y tolerancias de fabricación y montaje deberán estar indicados en la documentación técnica. Para cualquier detalle que quede a criterio del Contratista, tal como los materiales o métodos de pretensado, se deberá exigir la presentación y revisión de los planos de obra.

4.5.3. Criterios Opcionales para Relaciones Longitud de Tramo-Profundidad (Sección 2.5.2.6.3 AASHTO LRFD)

AASHTO recomienda un peralte mínimo (ver tabla 4.22), para estimar la altura del peralte de las vigas. Estas relaciones tienen como objetivo prevenir las deflexiones excesivas que podrían afectar la funcionalidad de la estructura.

Tabla 4.16 Profundidades mínimas para vigas presforzadas.

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y 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 | $0,030 L \geq 165 \text{ mm}$ | $0,027 L \geq 165 \text{ mm}$ |
| | 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 | $0,030 L$ | $0,025 L$ |

2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD)

4.5.4. Método de diseño. Método Aproximado (Sección 4.5.3.2.2 AASHTO LRFD)

4.5.4.1. Amplificación de Momentos Vigas-Columna (Sección 4.5.3.2.2b AASHTO LRFD)

Los momentos o tensiones mayorados se pueden incrementar para que reflejen los efectos de las deformaciones de la siguiente manera:

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

$$f_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s}$$

Donde

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_e}} \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_e}}$$

Y donde:

P_u = carga axial mayorada (N)

P_e = carga de pandeo de Euler (N)

ϕ = factor de resistencia para compresión axial.

M_{2b} = momento en el elemento comprimido debido a las cargas gravitatorias mayoradas que no provoca desplazamiento lateral apreciable calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N·mm)

f_{2b} = tensión correspondiente a M_{2b} (MPa)

M_{2s} = momento en un elemento comprimido debido a cargas laterales o gravitatorias mayoradas que provocan un desplazamiento lateral, Δ , mayor que $\ell u/1500$, calculado mediante un análisis de pórtico elástico convencional de primer orden, siempre positivo (N·mm)

f_{2s} = tensión correspondiente a M_{2s} (MPa)

4.5.5. Espaciamiento entre vigas

4.5.5.1. Vigas interiores con tableros de hormigón (sección 4.6.2.2.2b AASHTO LRFD)

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la Tabla 4.17. Para la etapa de diseño preliminar los términos $Kg/ (Lts^3)$ e I/J se pueden tomar iguales a 1.0.

4.5.5.1. Vigas exteriores (sección 4.6.2.2.2d AASHTO LRFD)

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, g , especificada en la Tabla 4.18. La distancia de se deberá tomar como positiva si el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si está hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico. En las secciones transversales de puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución para la viga exterior no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y rota como una sección transversal rígida.

4.5.5.2. Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales (sección 4.6.2.2.2f AASHTO LRFD)

Si el tablero es soportado directamente por vigas de tablero transversales, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la Tabla 4.19.

Las fracciones indicadas en la Tabla 4.19 se deberán utilizar junto con la carga de eje de diseño de 145 Kn solamente. Para vigas de tablero con separaciones fuera de los rangos de aplicabilidad especificados se deberán considerar todas las sobrecargas de diseño, y se podrá utilizar la ley de momentos.

4.5.6. Método de los Factores de Distribución para Corte (sección 4.6.2.2.3 AASHTO LRFD)

4.5.6.1 vigas interiores (sección 4.6.2.2.3a AASHTO LRFD)

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 4.17. Para los tipos de vigas interiores no listados en la Tabla 4.17, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo del tramo será la obtenida aplicando la ley de momentos. Para el diseño preliminar el término I/J se puede tomar igual a 1.0, si los valores de I o J no satisfacen las limitaciones indicadas en la Tabla 4.17, el factor de distribución para corte se puede tomar igual al factor para momento.

Tabla 4.17. Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores (Tabla 4.6.2.2.3a-1 AASHTO LRFD)

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|--|-----------------------------|---|---|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1 | | | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | 1 | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | $0,36 + \frac{S}{7600}$ | $0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$ |
| | | Ley de momentos | Ley de momentos | $N_b = 3$ |

4.5.6.2. Vigas Exteriores (sección 4.6.2.2.3b AASHTO LRFD)

El corte por sobrecarga para vigas exteriores se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la Tabla 4.18. Para los casos no cubiertos por la Tabla 4.18 (Tabla 4.6.2.2.3a-1AASHTO LRFD) y la Tabla 4.18, la distribución de la sobrecarga entre las vigas exteriores se deberá determinar aplicando la ley de momentos. El parámetro de se deberá tomar como positivo si el alma exterior está hacia dentro del cordón o la barrera para el tráfico y negativo si está hacia fuera.

Tabla 4.18 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores (sección Tabla 4.6.2.2.3b-1 AASHTO LRFD)

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---|--|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ | $-300 \leq d_e \leq 1700$ |
| | | | $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$ | |
| | | | Ley de momentos | $N_b = 3$ |

4.6 DISEÑO DE ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO

4.6.1. Estados límites y factores de resistencia (Sección 11.5. AASHTO LRFD)

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán diseñar de manera que soporten los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo el peso de cualquier sobrecarga de suelo, el peso propio del muro, los efectos de contracción y temperatura y las cargas sísmicas, de acuerdo con los principios generales establecidos en la presente sección.

Las estructuras de sostenimiento de tierra se deberán diseñar para una vida de servicio basada en la consideración de los potenciales efectos a largo plazo provocados por el deterioro de los materiales, infiltración, corrientes eléctricas desviadas y otros factores ambientales potencialmente adversos sobre los componentes materiales que constituyen la estructura. En la mayoría de las aplicaciones los muros de sostenimiento permanentes se deberían diseñar para una vida de servicio mínima de 75 años. Las aplicaciones en las cuales se utilizan muros de sostenimiento temporarios se definen como aquellas que tienen una vida de servicio menor o igual que 36 meses.

4.6.1.1 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (Sección 11.5.2 AASHTO LRFD)

Los estribos, pilas y muros de sostenimiento se deberán investigar para ver si ocurrirán desplazamientos verticales y laterales excesivos en el estado límite de servicio; también se deberá verificar su estabilidad global en el estado límite de servicio. Los criterios para establecer cuáles son las deformaciones verticales y laterales admisibles para los muros de sostenimiento se deberán desarrollar en base al tipo de muro y a la función que ha de desempeñar, la vida de servicio anticipada y las consecuencias que implicarían los movimientos inaceptables para el muro y cualquier estructura cercana que pudiera resultar afectada, tanto estructural como estéticamente. La estabilidad global se deberá evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite.

4.6.1.2 ESTADO LIMITE RESISTENCIA (Sección 11.5.3 AASHTO LRFD)

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar en los estados límites de resistencia utilizando la ecuación siguiente:

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

Para:

- Falla por capacidad de carga,
- Resbalamiento lateral,
- Pérdida excesiva de contacto en la base,
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo, y
- Falla estructural.

4.6.1.2.1 Resistencia Requerida (Sección 11.5.4 AASHTO LRFD)

Los estribos, pilas y estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar utilizando los métodos apropiados especificados en los Artículos 11.6, 11.7, 11.8, 11.9, 11.10 u 11.11 de manera que su resistencia satisfaga el Artículo 11.5.5 todos estos de la norma AASTHO LRFD. La resistencia mayorada, R_r , calculada para cada uno de los estados límites aplicables deberá ser igual a la resistencia nominal, R_n , multiplicada por un factor de resistencia apropiado, ϕ .

4.6.1.2.2 Combinaciones de Cargas y Factores de Carga (Sección 11.5.5 AASHTO LRFD)

Los estribos, pilas, estructuras de sostenimiento y sus fundaciones y demás elementos de apoyo se deberán dimensionar para todas las combinaciones de cargas aplicables especificadas en el Artículo 3.4.1 de la norma AASHTO LRFD.

4.6.1.2.3. Factores de Resistencia (Sección 11.5.6 AASHTO LRFD)

Los factores de resistencia para el diseño geotécnico de las fundaciones se especificaran posteriormente y en la Tabla 4.23. Si para estimar la resistencia se utilizan métodos diferentes a los indicados en las presentes Especificaciones, los factores de resistencia seleccionados deberán proveer la misma confiabilidad que los indicados en la Tabla 4.23. Los elementos verticales tales como los muros tipo berlinés, las pantallas de pilotes tangenciales y los muros tipo zanja colada de hormigón se deberán tratar ya sea como fundaciones superficiales o como fundaciones profundas, según corresponda, a los fines de determinar la capacidad de carga, utilizando los procedimientos descritos en los Artículos 10.6, 10.7 y 10.8 de la norma. Para el diseño de muros temporarios se pueden incrementar un poco los factores de resistencia especificados, ya que esto es consistente con las mayores tensiones admisibles en las estructuras temporarias diseñadas por tensiones admisibles.

Tabla 4.19 Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes (tabla 11.5.6-1 AASHTO LRFD)

| TIPO DE MURO Y CONDICIÓN | | FACTOR DE RESISTENCIA |
|---|--|---|
| Muros tipo pantalla y muros anclados | | |
| Capacidad de carga de los elementos verticales | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resistencia pasiva de los elementos verticales | | 1,00 |
| Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾ | <ul style="list-style-type: none"> • Suelos no cohesivos (granulares) • Suelos cohesivos • Roca | 0,65 ⁽¹⁾ 0,70 ⁽¹⁾ 0,50 ⁽¹⁾ |
| Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾ | <ul style="list-style-type: none"> • Cuando se realizan ensayos de verificación | 1,0 ⁽²⁾ |
| Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje | <ul style="list-style-type: none"> • Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M) | 0,90 ⁽³⁾ |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A 722M) | 0,80 ⁽³⁾ |
| Capacidad flexional de los elementos verticales | | 0,90 |
| Muros de tierra estabilizada mecánicamente | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Capacidad de carga | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resbalamiento | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores | Refuerzos en forma de fajas ⁽⁴⁾ | |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática • Carga combinada estática/sísmica | 0,75 1,00 |
| | Refuerzos en forma de grilla ⁽⁴⁾⁽⁵⁾ | |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática • Carga combinada estática/sísmica | 0,65 0,85 |
| Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,90 |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Carga combinada estática/sísmica | 1,20 |
| Resistencia al arrancamiento de los refuerzos por tracción | <ul style="list-style-type: none"> • Carga estática | 0,90 |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Carga combinada estática/sísmica | 1,20 |
| Muros modulares prefabricados | | |
| Capacidad de carga | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resbalamiento | | Se aplica el artículo 10.5 |
| Resistencia pasiva | | Se aplica el artículo 10.5 |

(1) Se aplica a las tensiones de adherencia unitarias últimas presuntas para el diseño preliminar solamente en el Artículo C11.9.4.2 de la norma.

(2) Se aplica cuando se realizan ensayos de verificación hasta una carga igual a 1,0 o más veces la carga de diseño mayorada en el anclaje.

(3) Se aplica a la máxima carga del ensayo de verificación para el anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia a F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia a la tracción última garantizada.

(3) Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 de la norma y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

(3) Se aplica a los refuerzos en forma de malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo un panel o bloque de hormigón. Para los refuerzos en forma de malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el

revestimiento utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en forma de faja.

4.6.1.3 Estado Límite Correspondiente a Evento Extremo (Sección 11.5.7 AASHTO LRFD)

Se deberán investigar las combinaciones de cargas y factores de carga aplicables especificados en la Tabla 4.1. A menos que se especifique lo contrario, al investigar el estado límite correspondiente a evento extremo todos los factores de resistencia se deberán considerar iguales a 1,0.

4.6.2. Estribos y muros de sostenimiento convencionales (Sección 11.6. AASHTO LRFD)

4.6.2.1 Consideraciones Generales (Sección 11.6.1 AASHTO LRFD)

4.6.2.1.1 Cargas (Sección 11.6.1.2 AASHTO LRFD)

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán investigar para las siguientes cargas:

- Los empujes laterales del suelo y las presiones hidrostáticas, incluyendo cualquier sobrecarga de suelo
- El peso propio del estribo/muro de sostenimiento
- Las cargas aplicadas por la superestructura del puente
- Los efectos térmicos y la deformación por contracción
- Las cargas sísmicas, de acuerdo con lo especificado en la Sección 3 y en otras secciones de estas Especificaciones.

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 3.11.5 y 11.5.5. de la norma AASHTO LRFD. Para los cálculos de estabilidad las cargas del suelo se deberán multiplicar por los factores de carga máximos y/o mínimos indicados en la Tabla 4.24, según corresponda.

El diseño se deberá investigar considerando cualquier combinación de esfuerzos que pudiera producir la condición de carga más desfavorable. Los estribos sobre tierra estabilizada mecánicamente y los muros modulares prefabricados se deberán diseñar de acuerdo con los Artículos 11.10.11 y 11.11.6 de la norma.

Tabla 4.20. Factores de carga para cargas permanentes (tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD)

| Tipo de carga | Factor de Carga | |
|---|-----------------|--------|
| | Máximo | Mínimo |
| <i>DC</i> : Elemento y accesorios | 1,25 | 0,90 |
| <i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag) | 1,80 | 0,45 |
| <i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos | 1,50 | 0,65 |
| <i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo | | |
| • Activo | 1,50 | 0,90 |
| • En reposo | 1,35 | 0,90 |
| <i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje | 1,00 | 1,00 |
| <i>EV</i> : Empuje vertical del suelo | | |
| • Estabilidad global | | |
| • Muros de sostenimiento y estribos | 1,00 | N/A |
| • Estructura rígida enterrada | 1,35 | 1,00 |
| • Marcos rígidos | 1,30 | 0,90 |
| • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares | 1,35 | 0,90 |
| • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,95 | 0,90 |
| <i>ES</i> : Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,90 |

Para el cálculo de las solicitaciones en los estribos el peso del material de relleno ubicado directamente sobre una cara posterior inclinada o escalonada o sobre la base de una zapata de hormigón armado se puede considerar parte del peso efectivo del estribo. Si se utilizan zapatas, a menos que se utilice un método más exacto, la proyección posterior se deberá diseñar como un voladizo soportado por el alma del estribo y cargado con la totalidad del peso del material superpuesto.

4.6.2.1.2 Estribos Integrales (SECCIÓN 11.6.1.3 AASHTO LRFD)

Los estribos integrales se deberán diseñar de manera que resistan y/o absorban las deformaciones por fluencia lenta, contracción y efectos térmicos de la superestructura. Para determinar los potenciales movimientos de un estribo se deberán considerar los efectos de las variaciones de temperatura, la fluencia lenta y el acortamiento debido a la pérdida de pretensado a largo plazo.

Para evitar que ingrese agua detrás del estribo la losa de acceso deberá estar conectada directamente al estribo (no a los muros de ala), y se deberán tomar recaudos adecuados para permitir el drenaje del agua que pudiera quedar atrapada.

4.6.2.1.3 Armadura (SECCIÓN 11.6.1.5 AASHTO LRFD)

4.6.2.1.3.1 Estribos y Muros de Sostenimiento Convencionales (SECCIÓN 11.6.1.5.1 AASHTO LRFD)

La armadura para resistir la formación de fisuras por temperatura y contracción se deberá diseñar como se especifica en el Artículo 5.10.8 de la norma.

4.6.2.1.4 Juntas de Expansión y Contracción (SECCIÓN 11.6.1.6 AASHTO LRFD)

En los estribos y muros de sostenimiento convencionales se deberán proveer juntas de contracción a intervalos no mayores que 9000 mm y juntas de expansión a intervalos no mayores que 27.000 mm. Todas las juntas se deberán llenar con un material aprobado que asegure que las juntas trabajen de forma apropiada. En los estribos las juntas deberán estar ubicadas aproximadamente a la mitad de la distancia entre los elementos longitudinales que apoyan sobre los estribos.

4.6.2.2 Movimiento y Estabilidad en el Estado Límite de Servicio (SECCIÓN 11.6.2 AASHTO LRFD)

4.6.2.2.1 Estribos (SECCIÓN 11.6.2.1 AASHTO LRFD)

Se deberán aplicar los requisitos de los Artículos 10.6.2.2.3, 10.7.2.3, 10.8.2.3 y 11.5.2 de la norma según corresponda.

4.6.2.2.2 Estabilidad Global (SECCIÓN 11.6.2.3 AASHTO LRFD)

La estabilidad global de todos los muros de sostenimiento, el talud retenido y el suelo o roca de fundación se deberán evaluar utilizando métodos de análisis basados en el equilibrio límite. También se deberá investigar la estabilidad global de los taludes temporarios desmontados para facilitar la construcción. Para los estribos de puentes o muros de sostenimiento construidos sobre depósitos de suelo blando puede ser necesario realizar estudios, ensayos y análisis especiales.

La estabilidad global de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación se deberá investigar para la Combinación de Cargas correspondiente al Estado Límite de Servicio I adoptando un factor de resistencia adecuado.

En ausencia de información más precisa, el factor de resistencia Φ se podrá tomar como:

- Si los parámetros geotécnicos están bien definidos y el talud no soporta ni contiene un elemento estructural: $\Phi = 0,75$

- Si los parámetros geotécnicos se basan en información limitada o si el talud contiene o soporta un elemento estructural: $\Phi = 0,65$

4.6.2.3 Capacidad de Carga y Estabilidad en el Estado Límite de Resistencia (SECCIÓN 11.6.3 AASHTO LRFD)

4.6.2.3.1 Requisitos Generales (SECCIÓN 11.6.3.1 AASHTO LRFD)

Los estribos y muros de sostenimiento se deberán dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por aplastamiento, vuelco y deslizamiento.

4.6.2.4 Drenaje (SECCIÓN 11.6.6 AASHTO LRFD)

Se deberá proveer drenaje para los rellenos detrás de los estribos y muros de sostenimiento. Si no fuera posible proveer drenaje, el estribo o muro se deberá diseñar para las cargas debidas al empuje del suelo más la presión hidrostática total debida al agua en el relleno.

4.7. DISEÑO DE ACCESORIOS

4.7.1. BARRERAS DE CONCRETO REFORZADO

4.7.1.1. REQUISITOS GENERALES (Sección 13.4 AASHTO LRFD)

El Propietario deberá desarrollar las recomendaciones correspondientes al sitio de emplazamiento del puente. Se debería seleccionar una barrera que satisfaga los planteos de las recomendaciones tanto como resulte posible y práctico.

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barreras para proteger al tráfico y a los peatones. Para las alcantarillas de longitud igual a la de un puente pueden ser necesarias otras aplicaciones.

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón, una barrera para tráfico vehicular o una barrera combinada.

4.7.1.2. BARRERAS PARA TRÁFICO VEHICULAR (Sección 13.7 AASHTO LRFD)

El propósito principal de las barreras para tráfico vehicular deberá ser contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular y barreras combinadas nuevas son estructural y geoméricamente resistentes al choque.

Se deberían considerar los siguientes factores:

- Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera,
- Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto,
- Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura,
- Posibles mejoras futuras de las barreras,
- Relación costo-beneficio de las barreras, y
- Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Se deberá demostrar que una barrera diseñada para usos múltiples es resistente al choque con o sin la acera.

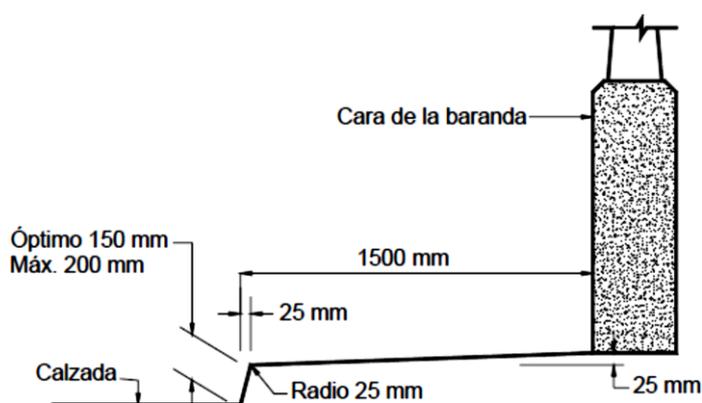


Figura 4.6. Típica acera sobreelevada

4.7.1.2.1. Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo (Sección 13.7.2. AASTHO LRFD)

Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

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

Los criterios de ensayo para el nivel de ensayo seleccionado deberán corresponder a los pesos y velocidades de los vehículos y los ángulos de impacto especificados en la Tabla 4.25.

Tabla 4.21. Niveles de ensayo para las barreras de puentes y criterios para los ensayos de choque. (Tabla 13.7.2.1. AASHTO LRFD)

| Características de los vehículos | Pequeños automóviles | | Camionetas (Pickups) | Camión semi-remolque | Camión con remolque | | Camión cisterna |
|----------------------------------|------------------------------|------|----------------------|----------------------|---------------------|---------|-----------------|
| | W (N) | 7000 | 8000 | 20.000 | 80.000 | 220.000 | 355.000 |
| B (mm) | 1700 | 1700 | 2000 | 2300 | 2450 | 2450 | 2450 |
| G (mm) | 550 | 550 | 700 | 1250 | 1630 | 1850 | 2050 |
| Ángulo de impacto, θ | 20° | 20° | 25° | 15° | 15° | 15° | 15° |
| Nivel de Ensayo | VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h) | | | | | | |
| TL-1 | 50 | 50 | 50 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| TL-2 | 70 | 70 | 70 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| TL-3 | 100 | 100 | 100 | N/A | N/A | N/A | N/A |
| TL-4 | 100 | 100 | 100 | 80 | N/A | N/A | N/A |
| TL-5 | 100 | 100 | 100 | N/A | N/A | 80 | N/A |
| TL-6 | 100 | 100 | 100 | N/A | N/A | N/A | 80 |

4.7.1.2.2. Diseño de las Barreras (Sección 13.7.3. AASHTO LRFD)

Normalmente una barrera para tráfico vehicular debería tener una cara de riel continua y hacia el lado del tráfico. Los postes de acero que sostienen los rieles se deberían estar retirados de la cara del riel. Se debería considerar la continuidad estructural de los rieles y anclajes de los extremos.

Un sistema de barreras y su conexión al tablero sólo podrá ser aprobado una vez que mediante ensayos de choque se haya determinado que son satisfactorios para el nivel de ensayo deseado.

4.7.1.2.2.1. Altura del Parapeto, Baranda o Barrera para Tráfico Vehicular (Sección 13.7.3.2 AASHTO LRFD)

Las barreras para tráfico vehicular deberán tener como mínimo una altura de 685 mm si se trata de barreras TL-3, 810 mm si se trata de barreras TL-4 y 2290 si se trata de barreras TL-6.

El labio inferior de 75 mm no se deberá aumentar en anticipación de posibles sobrecapas futuras.

La mínima altura de una barrera de hormigón de cara vertical deberá ser de 685 mm. La altura de otros tipos de barreras combinadas de metal y hormigón no deberá ser menor que 685 mm y se deberá demostrar que son adecuadas mediante ensayos de choque utilizando el nivel de ensayo deseado.

La mínima altura de las barreras para peatones o ciclistas se debería medir por encima de la superficie de la acera o cicloavía.

4.7.1.3. FUERZAS DE DISEÑO PARA LAS BARRERAS PARA TRÁFICO VEHICULAR (Sección A13.2 AASHTO LRFD)

A menos que se establezca lo contrario, se deberán aplicar el estado límite correspondiente a evento extremo y las combinaciones de cargas de la Tabla 4.1.

Las fuerzas de diseño para las barreras y los criterios geométricos a utilizar al desarrollar probetas de ensayo para el programa de ensayos de choque se deberían tomar como se especifica en la Tabla 4.26. No es necesario aplicar las cargas transversales y longitudinales indicadas simultáneamente con las cargas verticales.

Todas las fuerzas se deberán aplicar a los elementos longitudinales. La distribución de las cargas longitudinales a los postes deberá ser consistente con la continuidad de los elementos de los rieles. La distribución de las cargas longitudinales deberá ser consistente con el mecanismo de falla supuesto para la barrera.

Tabla 4.22. Fuerzas de diseño para barreras para tráfico vehicular. (Tabla A13.2-1 AASHTO LRFD)

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

4.7.2. Cordones y aceras (Sección 13.11 AASHTO LRFD)

4.7.2.1. Requisitos Generales (Sección 13.11.1 AASHTO LRFD)

Las mediciones horizontales del ancho de la calzada se deberán tomar a partir de la parte inferior de la cara del cordón. Un cordón de una acera ubicado del lado de una baranda de un puente correspondiente al tráfico se deberá considerar parte integral de la baranda y estará sujeto a los requisitos sobre ensayo de choque ya especificados.

4.7.2.2. ACERAS (Sección 13.11.2 AASHTO LRFD)

Cuando en los accesos carreteros se utilizan cordones cuneta con acera, la altura del cordón para las aceras sobreelevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm. Si se requiere un cordón barrera, la altura del cordón no debería ser menor que 150 mm. Si la altura del cordón en el puente difiere de la altura del cordón fuera del puente se deberá proveer una transición uniforme en una distancia mayor o igual que 20 veces el cambio de altura.

4.8 APOYOS ELASTÓMEROS MÉTODO B (AASHTO LRFD S14)

4.8.1 Método B

4.8.1.1 GENERALIDADES (AASHTO LRFD 14.7.5.1)

Los apoyos elastoméricos reforzados de acero pueden ser diseñado utilizando uno de los dos métodos comúnmente conocidos como Método A y Método B. Cuando las disposiciones de este artículo sean utilizadas, los componentes deberán ser tomados para satisfacer los requisitos del Método B. Cuando se utilizan las disposiciones de Artículo 14.7.6, los componentes se considerarán para cumplir los requisitos del Método A.

Los Apoyos elastoméricos reforzados con acero consistirán en capas alternas de acero de refuerzo y el elastómero unidos entre sí. En adición a cualquier refuerzo interno, los apoyos pueden tener placas de carga de acero externos unidos o bien las capas de elastómero superior o inferior o ambas.

No se utilizarán capas de elastómero cónicos. Todas las capas internas de elastómero deben ser del mismo grosor. Las capas de recubrimiento superior e inferior no serán más gruesas que el 70 por ciento de las capas internas.

El factor de forma de una capa de un apoyo elastomérico, S_i , se tomará como el área de planta de la capa dividido por el área del perímetro sobresaliente. A menos que se de lo contrario, los valores de S_i y H_{ri} a ser utilizados en los artículos 14.7.5 y 14.7.6 para el diseño de elastómero reforzado con acero debe ser para una capa interna. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de un capa puede ser tomado como: Ec.(AASHTO LRFD S14.7.5.1-1)

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$$

Donde:

L= dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela a la dirección longitudinal global del eje del puente) (pulg.)

W= dimensión en planta del apoyo paralelo al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal d el puente) (pulg.)

h_{ri} = espesor de la i-esima capa elastomérica (pulgadas)

Para apoyos circulares sin huecos, el factor de forma de una capa debe ser tomada como:

$$Si = \frac{D}{4h_{ri}}$$

4.8.1.2 Propiedades de los materiales.

El módulo de corte del elastómero a 73 ° F será utilizado como base para el diseño.

El elastómero tendrá un módulo de corte especificado entre 0.080 y 0.175 MPa. Se ajustará a los requisitos de la Sección 18.2 del AASHTO LRFD Especificaciones para Construcción de Puentes y AASHTO M 251. Los criterios de aceptación en AASHTO M 251 serán los siguientes:

- Permite una variación de ± 15 por ciento del valor especificado para módulo de corte de acuerdo con el primer y segundo párrafos del presente artículo, y
- No permitir un módulo de corte por debajo de 0.080 MPa.

Para fines de diseño, se tomará el módulo de corte como el más desfavorable de los valores en los intervalos descritos anteriormente. Otras propiedades, tales como la fluencia, deberán obtenerse de la Tabla 14.7.6.2-1 o de pruebas realizadas utilizando AASHTO M 251. Para los efectos de diseño de apoyos, la ubicación del puente deberá ser clasificado para zonas de temperatura A, B, C, D o E para los que se dan los datos de diseño en la Tabla 14.7.5.2-1. En ausencia de información más precisa, la figura 14.7.5.2-1 puede ser utilizado como una guía en la selección de la zona requerida para una región dada. Los apoyos deben ser hechos a partir de “Grados de elastómero para bajas temperatura” como se define en la Sección 18 de AASHTO LRFD Especificaciones de Construcción de Puentes y AASHTO M 251. El grado mínimo de elastómero de baja temperatura requerido para cada zona se tomará como se especifica en la Tabla 14.7.5.2-1 de la norma.

Cualquiera de las tres opciones de diseño que figuran a continuación puede usarse para especificar el elastómero:

- Especifique el grado mínimo de elastómero de baja temperatura que se indica en el cuadro S14.7.5.2-2 y determinar el esfuerzo cortante transmitido por el rodamiento como se especifica en S14.6.3.1;

- Especifique el grado mínimo de elastómero de baja temperatura para su uso cuando las disposiciones especiales vigentes se incorporan en el diseño, pero no proporcionan una superficie de deslizamiento de baja fricción, en cuyo caso será el puente diseñado para soportar el doble de la fuerza de corte de diseño especificado en S14.6.3.1
- Especifique el grado mínimo de elastómero de baja temperatura para su uso cuando las disposiciones especiales vigentes se incorporan en el diseño, pero no proporcionan una superficie de deslizamiento de baja fricción, en cuyo caso los componentes del puente se diseñaran para resistir cuatro veces la fuerza cortante de diseño como se especifica en S14.6.3.1.

4.8.1.3 Requisitos de diseño (AASHTO LRFD S14.7.5.3)

- **Alcance (AASHTO LRFD S14.7.5.3.1)**

El diseño de apoyos por medio de las disposiciones en el presente documento serán probados de acuerdo con los requisitos para apoyos elastoméricos reforzados con acero como se especifica en el artículo 18.2 de las Especificaciones para construcción de Puentes AASHTO LRFD y la AASHTO M251.

Deformaciones por cortante (AASHTO LRFD S14.7.5.3.2)

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente, Δ_O , será tomado como un 65 por ciento del rango de diseño de movimiento térmico, Δ_T , calculado de acuerdo al artículo 3.12.2, combinado con los movimientos provocados por la fluencia, retracción y postensado.

La máxima deformación por corte del apoyo, en el Estado límite de servicio Δ_S , se tomará como Δ_O , modificado para justificar la rigidez de la subestructura y procesos constructivos. Si se instala una superficie de deslizamiento de baja fricción, no necesita tomarse Δ_S por ser más grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo debe satisfacer:

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

Donde:

h_{rr} = espesor total del elastómero (pulg)

Δ_S = máxima deformación total de corte del elastómero aplicable a las combinaciones para carga de servicio de la Tabla 4.1.

- **Combinando Compresión, Rotación, y Cortante (AASHTO LRFD S1414.7.5.3.3)**

$$(\gamma_{a,st} + \gamma_{r,st} + \gamma_{s,st}) + 1.75(\gamma_{a,cy} + \gamma_{r,cy} + \gamma_{s,cy}) \leq 5.0 \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.5.3.3-1})$$

El componente estático de γ_a deberá satisfacer también:

$$\gamma_{a,st} \leq 3.0$$

Donde:

γ_a =deformación por corte causada por la carga axial

γ_r =deformación por corte causada por rotación

γ_s =deformación por corte causado por el desplazamiento de apoyos.

Los subíndices "st" y "cy" indican carga estática y cíclica, respectivamente. La Carga cíclica consistirá en las cargas inducidas por el tráfico. Todas las demás cargas pueden ser consideradas estáticas. En los apoyos rectangulares, las deformaciones por corte serán evaluadas por rotación alrededor del eje que es paralelo al eje transversal del puente. La evaluación de deformaciones por corte para la rotación alrededor del eje que es paralelo al eje longitudinal del puente también debe ser considerada.

Para apoyos circulares, las rotaciones alrededor de dos ejes ortogonales primarios se añadirán vectorialmente, y las deformaciones por corte deberán evaluarse mediante el resultado mayor.

Las deformaciones por corte γ_a , γ_r y γ_s , serán establecidos por análisis racionales, en lugar de que las siguientes aproximaciones sean aceptables.

La deformación por corte debido a la carga axial se puede tomar como: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-3)

$$\gamma_{a,st} = D_a \frac{\sigma_s}{GS_i}$$

En el que, para un apoyo rectangular: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-4)

$$D_a = 1.4$$

Y, para un apoyo circular: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-5)

$$D_a = 1.0$$

Donde:

D_a = coeficiente adimensional utilizado para determinar la deformación por corte debida a la carga axial

G = módulo de corte del elastómero (ksi)

S_i = Factor de forma de la i -ésima capa interna de un apoyo elastomérico

σ_s = Esfuerzo de compresión media debido a la carga estática o carga cíclica total de las combinaciones de cargas de servicio aplicables de la Tabla 3.4.1-1 (ksi)

La deformación de corte debido a la rotación para un apoyo rectangular debe ser tomado como: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-6)

$$\gamma_r = D_r \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$$

En la cual:

$$D_r = 0.5 \text{ (Apoyo rectangular) (AASHTO LRFD 14.7.5.3.3-7)}$$

Donde:

D_r = coeficiente adimensional que se utiliza para determinar la deformación por corte debida a la rotación

h_{ri} = Espesor de la i-ésima capa elastomérica interna (pulgadas)

L = dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación en cuestión (generalmente paralela al eje longitudinal global del puente) (pulgadas)

n = número de capas interiores de elastómero, donde capas interiores son definidas como aquellas capas que están unidas en cada cara. Capas exteriores se definen como aquellas capas que están unidas sólo en una cara. Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es igual o mayor que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n , puede ser aumentado en una media para cada capa exterior.

θ_s = estado límite máximo de servicio estático o cíclico ángulo de rotación de diseño del elastómero especificado en Artículo 14.4.2.1 (rad.) de la norma AASHTO LRFD.

La deformación por cortante debido a desplazamiento por corte de cualquier apoyo debe ser tomado como: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-10)

$$\gamma_s = \frac{\Delta_s}{h_{rt}}$$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero (pulg)

Δ_s = máxima deformación total de corte estática o cíclica del elastómero aplicable a las combinaciones para carga de servicio de la Tabla 4.1 (pulg.)

En cada caso, los componentes estáticos y cíclicos de la deformación de corte, se considerará por separado y luego combinado con la ecuación. 14.7.5.3.3-1 de la norma. En apoyos con placas de acero unidas externamente tanto en la parte superior e inferior, la tensión hidrostática máxima debe satisfacer:

$$\sigma_{hyd} \leq 2.25G \quad (\text{AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-11})$$

En la cual:

$$\sigma_{hyd} = 3GS_i^3 \frac{\theta_s}{n} C_\alpha \quad (\text{AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-12})$$

$$C_{\alpha} = \frac{4}{3} \left[\left(\alpha^2 + \frac{1}{2} \right)^{1.5} - \alpha(1 - \alpha^2) \right] \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-13)}$$

$$\alpha = \frac{\varepsilon_a n}{S_i \theta_s} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-14)}$$

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_s}{3B_a G S_i^2} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-15)}$$

Para apoyos rectangulares:

$$B_a = 1.6 \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.3-16)}$$

Donde:

B_a = coeficiente adimensional que se utiliza para determinar la tensión hidrostática máxima.

ε_a = deformación axial promedio estática y cíclica tomada como positiva para la compresión en la que el componente cíclico se multiplica por 1,75 para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la Tabla 3.4.1-1 (ksi)

θ_s = estado límite máximo de servicio estático o ángulo de rotación de diseño del elastómero especificado en Artículo 14.4.2.1 (rad.) en la que el componente cíclico se multiplica por 1,75 (rad.)

σ_s = Esfuerzo de compresión media debido a la carga estática o carga cíclica total en la que el componente cíclico se multiplica por 1,75 para las combinaciones de carga de servicio aplicables de la Tabla 3.4.1-1 (ksi)

Para valores de α mayores que un tercio, la tensión hidrostática es compresiva, por lo que la ecuación. 14.7.5.3.3-11 de la norma, se satisface automáticamente y sin necesidad de evaluación adicional.

Estabilidad de Apoyos Elastoméricos (AASHTO LRFD S14.7.5.3.4)

Los apoyos deben ser investigados por la inestabilidad en el estado límite de servicio para las combinaciones de carga especificadas en la Tabla 3.4.1-1 de la norma.

Los apoyos que satisfacen la ecuación. 14.7.5.3.4-1 de la norma, se considerarán estables, y no se requiere una mayor investigación de la estabilidad.

$$2A \leq B \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.4-1)}$$

En la cual:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.4-2)}$$

$$B = \frac{2.67}{\sqrt{(S_i + 2) \left(1 + \frac{L}{4.0W}\right)}} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.4-3)}$$

Donde:

G = módulo de corte del elastómero (ksi)

h_{ri} = espesor total del elastómero (pulgadas)

L = dimensión en planta del apoyo perpendicular al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela a la dirección longitudinal global del eje del puente) (pulg.)

S_i = Factor de forma de la i -ésima capa interna de un apoyo elastomérico

W = dimensión en planta del apoyo paralelo al eje de rotación bajo consideración (generalmente paralela al eje transversal del puente) (pulg.)

Para apoyo rectangular donde L es mayor que W , la estabilidad se investigará intercambiando L y W en Las ecuaciones. 14.7.5.3.4-2 y 14.7.5.3.4-3.

Para apoyos circulares, la estabilidad puede ser investigada utilizando las ecuaciones para un apoyo cuadrado con $W = L = 0.8D$.

Para apoyos rectangulares que no satisfagan la ecuación. 14.7.5.3.4-1, la tensión debido a la carga total deberá satisfacer la ecuación. 14.7.5.3.4-4 o 14.7.5.3.4-5.

- Si el tablero del puente es de traslación libre horizontalmente:

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A-B} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.4-4)}$$

- Si el tablero del puente se fija en contra de traslación horizontal:

$$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{A-B} \text{ (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.4-5)}$$

- **Refuerzo (AASHTO LRFD S14.7.5.3.5)**

El espesor mínimo del refuerzo de acero, h_s , será de 0.0625 pulg., como se especifica en el artículo 4.5 de la AASHTO M 251.

El espesor del refuerzo de acero, h_s , deberá satisfacer:

- En el estado limite de servicio (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.5-1)

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

- En el estado limite de fatiga (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.5-2)

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Donde:

ΔF_{TH} = límite de fatiga de amplitud constante para Categoría A como se especifica en el artículo 6.6 (MPa)

h_{ri} = Espesor de la i-ésima capa elastomérica interna (pulgadas)

σ_L = esfuerzo de compresión medio en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a la carga viva (ksi)

σ_s = esfuerzo de compresión medio debido a la carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables en Tabla 3.4.1-1 (ksi)

F_y = Límite elástico del acero de refuerzo (MPa). Si existen huecos en el refuerzo, el espesor mínimo se deberá incrementar por un factor igual a dos veces el ancho bruto dividido por el ancho de la malla.

- **Deformación por compresión (AASHTO LRFD S14.7.5.3.6)**

Las deformaciones de apoyos elastoméricos debido a la carga muerta y la carga viva instantánea se deberán considerar por separado.

Las cargas consideradas en este artículo deberán ser en el estado límite de servicio con todos los factores de carga igual a 1.0.

La deformación instantánea de la carga viva se deberá tomar como: (AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.6-1)

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri}$$

Donde:

ε_{Li} = Deformación instantánea debido a la carga viva en la i-ésima capa de elastómero

h_{ri} = Espesor de la i-ésima capa de elastómero (pulgadas)

La deformación inicial debido a la carga muerta se deberá tomar como:

$$\delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri} \quad (\text{AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.6-2})$$

Donde:

ε_{di} = Deformación inicial debido a la carga muerta en la i-ésima capa de elastómero.

h_{ri} = Espesor de la i-ésima capa de elastómero (pulgadas)

La deflexión debido a la carga muerta, incluyendo los efectos de fluencia, se deberá tomar como:

$$\delta_{lt} = \delta_d + a_{cr} \delta_d \quad (\text{AASHTO LRFD Ec. 14.7.5.3.6-3})$$

Donde:

a_{cr} = deflexión por fluencia dividido por la deflexión inicial debido a la carga muerta.

Los valores para ε_{Li} y ε_{di} se determinarán a partir de resultados de pruebas o por análisis. Los efectos de fluencia deben determinarse de información relevante para el compuesto elastomérico utilizado. Si el ingeniero no opta por obtener un valor para la razón, a_{cr} , a

partir de resultados de pruebas utilizando el anexo A2 del AASHTO M 251, se pueden utilizar los valores indicados en la Tabla 14.7.6.2-1 de la norma.

4.8.2 Método A

4.8.2.1 Generalidades (ASHTO LRFD S14.7.6.1)

Se adoptarán las disposiciones del presente artículo a aplicarse para el diseño de:

- Los apoyos de elastómero simples, PEP;
- Apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio, FGP;
- Apoyos elastoméricos reforzados de acero en el que $S_i^2/n < 22$, y para el cual la rotación primaria esta sobre el eje paralelo al eje transversal del puente; y
- Apoyos de algodón de pato (CDP) con capas muy próximas entre sí de algodón de pato, fabricado y probado bajo compresión de acuerdo con las especificaciones Militares MIL-C-882E excepto donde se sustituya por estas Especificaciones.

Donde:

n = número de capas interiores de elastómero, donde capas interiores son definidas como aquellas capas que están unidas en cada cara. Capas exteriores se definen como aquellas capas que están unidas sólo en una cara. Cuando el espesor de la capa exterior de elastómero es igual o mayor que la mitad del espesor de una capa interior, el parámetro, n , puede ser aumentado en una media para cada capa exterior.

S_i = Factor de forma de la i -ésima capa interna de un apoyo elastomérico

Los espesores de capa en FGP pueden ser diferentes el uno del otro. Para apoyos elastoméricos reforzados de acero diseñados de acuerdo con las disposiciones de la presente sección, las capas internas deberán ser del mismo grosor, y capas de cubierta no serán más de 70 por ciento del espesor de las capas internas.

El factor de forma para los PEP, FGP apoyos elastoméricos simples y reforzados al que se refiere el presente artículo se determinará según lo especificado en el artículo 14.7.5.1. El factor de forma para los CDP se basará en el espesor total de la almohadilla.

4.8.2.2 Propiedades de los Materiales (AASHTO LRFD S14.7.6.2)

Los materiales de tipo elastómero para PEP, FGP, y para apoyos elastoméricos reforzados con acero deberán cumplir los requisitos del Artículo 14.7.5.2 de la norma, con las siguientes excepciones:

- La Dureza en la escala Shore A se usara como una base para la especificación del material del apoyo,
- El módulo de corte especificado para PEP, FGP, y apoyos elastoméricos reforzados con acero sin un control deslizante de PTFE (Politetrafluoroetileno o teflón) o un equivalente en la parte superior del apoyo deberá ser entre 0.080 MPa y 0.250 MPa o la nominal dureza estará comprendida entre 50 y 70 en la escala Shore A, y
- El módulo de corte especificado para apoyos elastoméricos reforzados con acero sin un control deslizante de PTFE o un equivalente en la parte superior del apoyo diseñado de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 14.7.6 será de entre 0.080 y 0.175 MPa o la dureza nominal serán entre 50 y 60 en la escala Shore A.

Los PEP, FGP, y los apoyos elastoméricos reforzados con acero con o sin un control deslizante de PTFE o equivalente en la parte superior del apoyo deberán ajustarse a los requisitos del artículo 18.2 de los AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications y AASHTO M 251. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte para propósitos de diseño será tomado como el valor más desfavorable de los rangos dados en la Tabla 14.7.6.2-1. Los valores intermedios se pueden obtener por interpolación. Si el material es especificado por módulo de corte, se adoptará fines de diseño como la más desfavorable de los valores especificados de acuerdo con los intervalos indicados en el artículo 14.7.5.2. Otras propiedades, tales como la deflexión plástica, también se dan en Tabla 14.7.6.2-1.

La fuerza cortante sobre la estructura inducida por la deformación del elastómero en PEP, FGP y apoyos elastoméricos reforzados con acero se basarán en un valor de G no menor que la del elastómero a 73 °F. Se ignoraran los efectos de relajación.

4.8.2.3 Requisitos de Diseño (AASHTO LRFD S14.7.6.3)

- **Alcance**

Los Apoyos elastoméricos reforzados de acero pueden diseñarse de conformidad con el presente artículo, en cuyo caso se clasifican para los requisitos de prueba adecuados para los apoyos elastoméricos. A tal efecto, deberán ser tratados como FGP (Apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio).

Las provisiones para FGP se aplican sólo a los apoyos donde la fibra de vidrio se coloca en capas dobles 0.125 pulg aparte.

Las propiedades físicas del neopreno y del caucho natural utilizadas en estos apoyos se ajustarán a AASHTO M 251.

- **Esfuerzo de compresión (AASHTO LRFD S14.7.6.3.2)**

En el estado límite de servicio, el esfuerzo de compresión promedio, σ_s y σ_L , en cualquier capa debe satisfacer:

- **Para PEP (apoyos de elastómero simples)**

$$\sigma_s \leq 1.00GS \quad \text{y} \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-1})$$

$$\sigma_s \leq 0.8ksi \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-2})$$

- **Para FGP (Apoyos reforzados con capas discretas de fibra de vidrio):**

$$\sigma_s \leq 1.25GS_i \quad \text{y} \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-3})$$

$$\sigma_s \leq 1.0ksi \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-4})$$

- **Para CDP (Apoyos de pato-algodón)**

$$\sigma_s \leq 3.0ksi \quad \text{y} \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-5})$$

$$\sigma_L \leq 2.0ksi \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-6})$$

Donde:

σ_s = esfuerzo de compresión media debido a carga total de las combinaciones de carga de servicio aplicables en Tabla 3.4.1-1 (ksi)

S = factor de forma para PEP

σ_L = esfuerzo de compresión media en el estado límite de servicio (factor de carga = 1.0) debido a la carga viva (MPa)

En FGP, el valor de S_i utilizado deberá estar basado en un espesor de capa h_{ri} igual a la mayor distancia entre puntos medios de dos capas de refuerzo de fibra de vidrio doble.

Para apoyos elastoméricos reforzados con acero diseñados de acuerdo con lo dispuesto en el presente artículo:

$$\sigma_s \leq 1.25GS_i \quad y \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-7})$$

$$\sigma_s \leq 1.25ksi \quad (\text{AASHTO LRFD 14.7.6.3.2-8})$$

Donde el valor de S_i a usarse será el de una capa interna del apoyo.

Estos límites de esfuerzo pueden aumentar en un diez por ciento donde se impide la deformación por cortante.

En FGP, el valor de S_i utilizado deberá estar basados sobre un espesor de capa h_{ri} igual a la mayor distancia entre puntos medios de dos capas de doble refuerzo de fibra de vidrio.

CAPITULO V:
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL
PUENTE.

5.1. GENERALIDADES

5.1.1. Selección del Sitio de Estudio

El puente Conchaliito está ubicado en la Ruta CA02W, km 37+200, con coordenadas: Latitud 13.48536, Longitud -89.34025, en el Departamento de La Libertad.

La obra de paso es un puente de 2 tramos isostáticos de 9.34m de luz libre cada uno, apoyado en sus extremos sobre estribos de mampostería de piedra, y al centro sobre una pila del mismo material. El ancho de la vía es de 8m. El ancho de las aceras es de 0.50 m. el barandal tiene una altura de 0.80 m. en ambos lados del puente.

El puente existente es de una longitud de 18,34m distribuida en 2 claros iguales, el ancho del puente es de 9.50m para acomodar un rodaje de 8.00m, 2 aceras de 0.50m y 2 barandales de 0.75m. La superestructura consta de una losa simplemente apoyada de 0.40m de espesor. La subestructura es de estribos y pila de mampostería de piedra con cabezal de concreto para recibir a la subestructura.

Los daños en el puente se dan principalmente en la losa que se ha deteriorado por corrosión en el acero de refuerzo, carbonatación y pérdida de material en el concreto. Los daños se encuentran principalmente en los extremos y es notoria la vibración al paso de vehículos pesados. Los cabezales de concreto se encuentran fisurados.

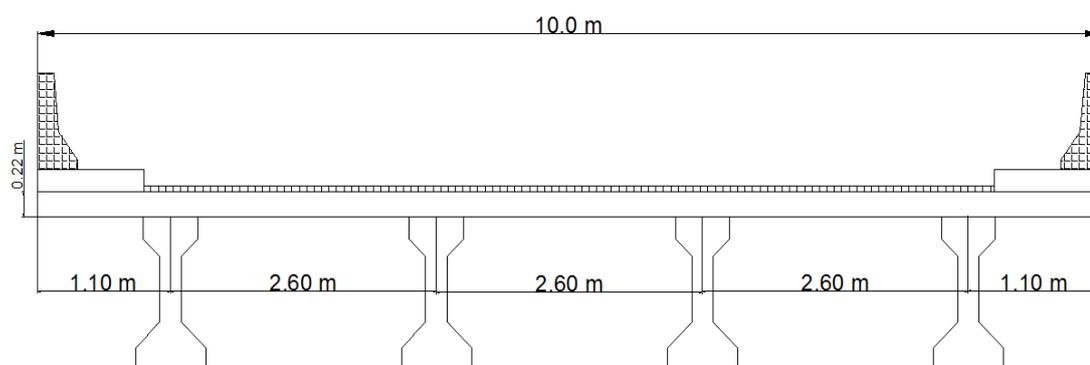
5.1.2. Modelo de Análisis.

El puente propuesto será de una longitud total de 19.80 m de un solo claro, el ancho del puente será de 10.0 m para acomodar un rodaje de 8.00 m, 2 aceras de 1.00 m y 2 barreras de concreto reforzado de 0.85 m de altura. La superestructura constará de una losa de concreto reforzado de 0.22 m de espesor, vigas longitudinales tipo I preesforzadas de longitud 18.34 m y vigas diafragmas a cada 6.50 m. La subestructura será de estribos tipo pantalla de concreto reforzado.

5.2. DISEÑO CON LA NORMA AASHTO STANDARD

5.2.1. Diseño de Superestructura.

La superestructura del puente El Conchaliito se desarrollara con una losa de concreto reforzado, vigas longitudinales de concreto preesforzado, vigas diafragmas de concreto reforzado, dos aceras de concreto reforzado y dos barreras de concreto reforzado.



5.2.1.1. Diseño de Accesorios

5.2.1.1.1. Modelo de Análisis

5.2.1.1.2. Diseño de Barrera de Concreto Reforzado

La Barrera de tráfico no deberá ser inferior a 2 pies y 3 pulgadas (69cm) de la parte superior de la superficie de referencia. (AASHTO STANDARD 2.7.1.2.2)

5.2.1.1.2.1. Modelo de Análisis de barrera de concreto reforzado.

Se propone para este caso un modelo de barrera de concreto con las dimensiones siguientes:

Nota: Cuando la altura de la parte superior del carril de tráfico superior supera 2'9"(83.82cm) la carga transversal total distribuido a los carriles de tráfico y los puestos se incrementará en el factor C. Sin embargo, la carga máxima aplicada a cualquier

elemento necesario no supera P, la carga de diseño transversal (AASHTO STANDARD 2.7.1.3.1)

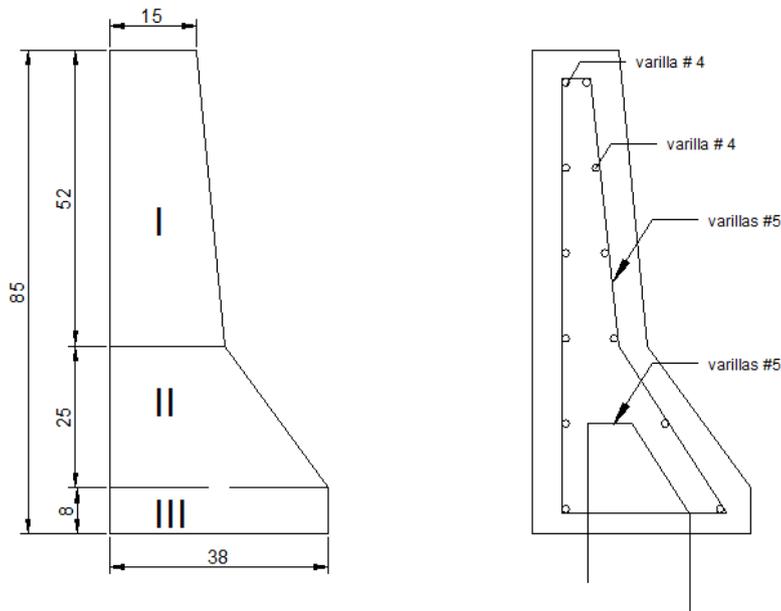
$$C = 1 + \frac{h - 33}{18} \geq 1$$

Donde:

h = altura de la cabeza del carril encima de la superficie de referencia (in)

$$C = 1 + \frac{33.47 - 33}{18} = 1.02$$

$$C = 1.02 \geq 1 \text{ ok}$$



5.2.1.1.2.2. Calculo de áreas de Barrera de Concreto.

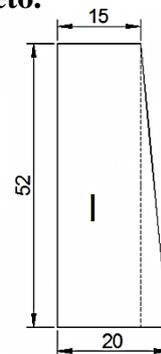
Área I

$$A_I = (b \cdot h) + \left(\frac{b \cdot h}{2}\right)$$

$$A_I = (0.15 \cdot 0.52) + \left(\frac{0.05 \cdot 0.52}{2}\right)$$

$$A_I = 0.078 + 0.013$$

$$A_I = 0.091 \text{ m}^2$$



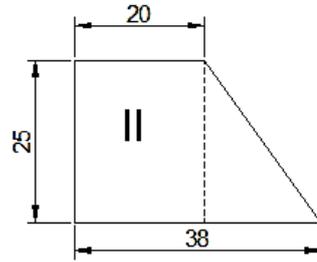
Área II

$$A_{II} = (b \cdot h) + \left(\frac{b \cdot h}{2}\right)$$

$$A_{II} = (0.20 \cdot 0.25) + \left(\frac{0.18 \cdot 0.25}{2}\right)$$

$$A_{II} = 0.005 + 0.0225$$

$$A_{II} = 0.0725 \text{ m}^2$$



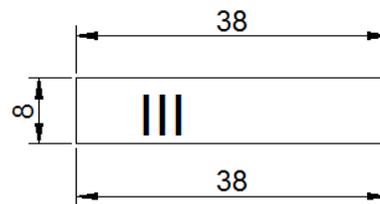
Área III

$$A_{III} = (b \cdot h)$$

$$A_{III} = (0.38 \cdot 0.08)$$

$$A_{III} = 0.034$$

$$A_{III} = 0.0304 \text{ m}^2$$



Área total

$$A_T = A_I + A_{II} + A_{III}$$

$$A_T = 0.091 \text{ m}^2 + 0.0725 \text{ m}^2 + 0.0304 \text{ m}^2$$

$$A_T = 0.1939 \text{ m}^2$$

5.2.1.1.2.3. Generales para diseño de barrera de concreto

Altura de barrera (H) = 0.85 m

Área de barrera = 0.1939 m²

Resistencia a la compresión especificada del hormigón (f'c) = 28MPa ó 280Kg/cm²

Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura (fy) = 420 MPa ó 4200Kg/cm²

Recubrimiento (Rec) = 5cm ó 0.05m

Varilla de refuerzo horizontal= varilla # 4 de diámetro 1.27 cm y área de 1.27 cm²

Varilla de refuerzo vertical= varilla # 5 de diámetro 1.59 cm y área de 1.99 cm²

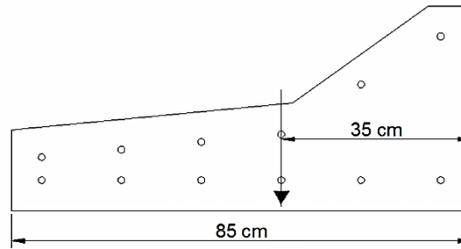
Barrera de concreto reforzado.

Peso de barrera(W_{bar}) = *área de barrera* * *peso específico del concreto*(γ_C).

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_C$$

$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$



Momento de barrera (M_{bar}) = W_{bar} * *distancia*

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (0.85 - 0.35) \text{ m}$$

$$M_{bar} = 2.3268 \text{ KN.m/m}$$

- **Momento Solicitante**

$$M_{wu} = 1.3(1.0 * M_{bar})$$

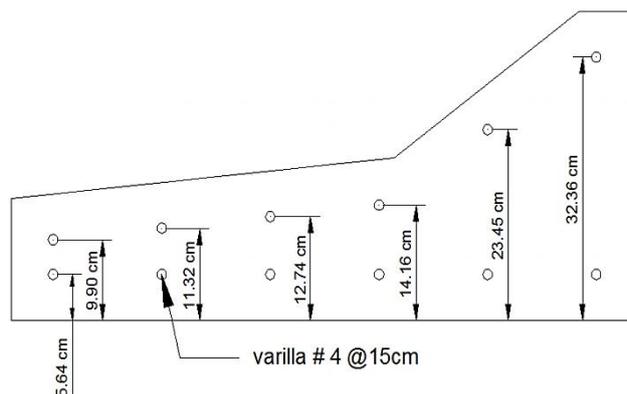
$$M_{wu} = 1.3 * 2.3268 \text{ KN.m/m}$$

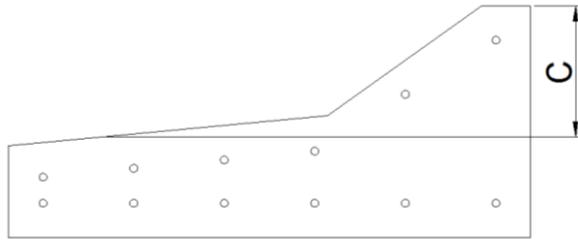
$$M_{wu} = 3.025 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{wu} = 55.478 \text{ KN.m}$$

5.2.1.1.2.4. Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw)

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras.





Acero de refuerzo

Varilla # 4

Área de varilla: 1.27 cm^2

Diametro de varilla: 1.27 cm

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_y = 0.0020689$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_{cu}$$

$$0.0020689 < 0.003$$

Calculo de Deformaciones

$$\varepsilon_1 = 0.003 \left(\frac{c-5.64}{c} \right)$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 \left(\frac{c-14.55}{c} \right)$$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c}$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.04365}{c}$$

$$\varepsilon_3 = 0.003 \left(\frac{38-c-14.16}{c} \right)$$

$$\varepsilon_4 = 0.003 \left(\frac{38-c-12.74}{c} \right)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.07152}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.07578}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_5 = 0.003 \left(\frac{38-c-11.32}{c} \right)$$

$$\varepsilon_6 = 0.003 \left(\frac{38-c-9.90}{c} \right)$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.08004}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.0843}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_7 = 0.003 \left(\frac{38-c-5.64}{c} \right)$$

$$\varepsilon_7 = \frac{0.09708}{c} - 0.003$$

Cálculo de Fuerzas

Cálculo de Fuerzas en acero a compresión

$$C_S = \varepsilon * f_S = \varepsilon * E_S * A_S$$

Donde:

$C_S =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_S = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_S =$ Area de acero (cm^2)

$$C_{S1} = \varepsilon_1 * E_S * A_S$$

$$C_{S1} = \left(0.003 - \frac{0.01692}{c} \right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c}$$

$$C_{S2} = \varepsilon_2 * E_S * A_S$$

$$C_{S2} = \left(0.003 - \frac{0.04365}{c} \right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c}$$

Cálculo de Fuerzas en acero a Tensión

$$T_S = \varepsilon * f_S = \varepsilon * E_S * A_S$$

Donde:

$T_S =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_S = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_S =$ Area de acero (cm^2)

$$T_{S1} = \varepsilon_3 * E_S * A_S$$

$$T_{S1} = \left(\frac{0.07152}{c} - 0.003 \right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3$$

$$T_{S2} = \varepsilon_4 * E_S * A_S$$

$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3$$

$$T_{S3} = \varepsilon_5 * E_S * A_S$$

$$T_{S3} = \frac{206351.124}{c} - 7734.3$$

$$T_{S4} = \varepsilon_6 * E_S * A_S$$

$$T_{S4} = \frac{217333.83}{c} - 7734.3$$

$$T_{S5} = \varepsilon_7 * E_S * A_S$$

$$T_{S5} = \frac{1501691.688}{c} - 46405.8$$

Cálculo de Fuerzas en Concreto a Compresión

$$C_c = 0.85 * f'_c * A$$

$$C_{c1} = 0.85 * 280 * 8 * 0.85c$$

$$C_{c1} = 1618.4c$$

$$C_{c2} = 0.85 * 280 * 25 * 0.85c$$

$$C_{c2} = 2528.75 c$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4} + T_{S5}$$

$$c = 15.6188 \text{ cm}$$

Verificando Deformaciones en el acero

Teniendo $c = 15.6188 \text{ cm}$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c} = 0.00191669 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.04365}{c} = 0.00020529 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.07152}{c} - 0.003 = 0.001579 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.07578}{c} - 0.003 = 0.001852 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.08004}{c} - 0.003 = 0.002124 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.0843}{c} - 0.003 = 0.002397 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_7 = \frac{0.09708}{c} - 0.003 = 0.003216 > \varepsilon_y$$

Fuerzas en el acero

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c}$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c}$$

$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3$$

$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3$$

$$T_{S3} = fy * A$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 = 5334$$

$$T_{S4} = fy * A$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 = 5334$$

$$T_{S5} = fy * A$$

$$T_{S5} = 4200 * 1.27 * 6 = 32004$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4} + T_{S5}$$

$$c = 17.6224 \text{ cm}$$

Calculo de Fuerzas

Teniendo $c = 17.6224 \text{ cm}$

$$C_{c1} = 1618.4c = 28520.09216 \text{ Kg}$$

$$C_{c2} = 2528.75c = 44562.644 \text{ Kg}$$

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c} = 5258.9588 \text{ Kg}$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c} = 1348.4465 \text{ Kg}$$

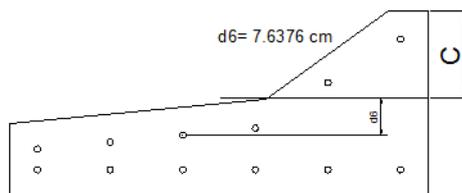
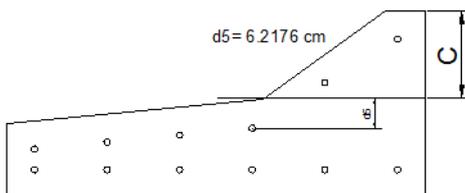
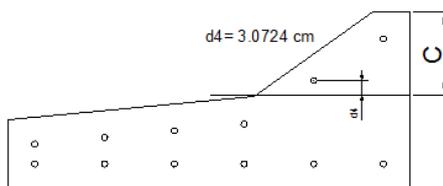
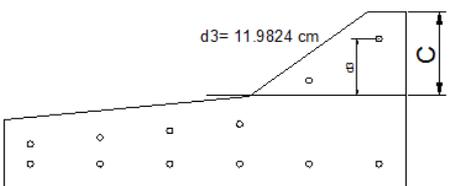
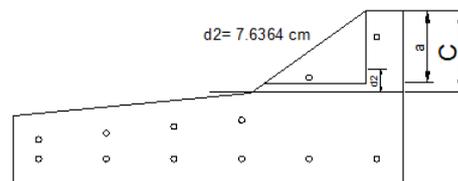
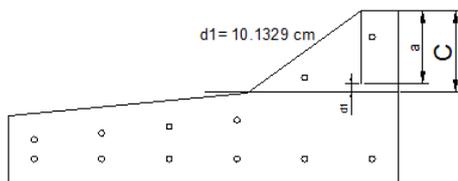
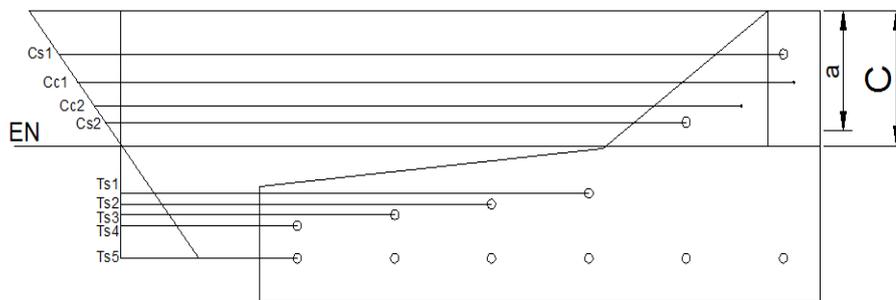
$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3 = 2728.8442 \text{ Kg}$$

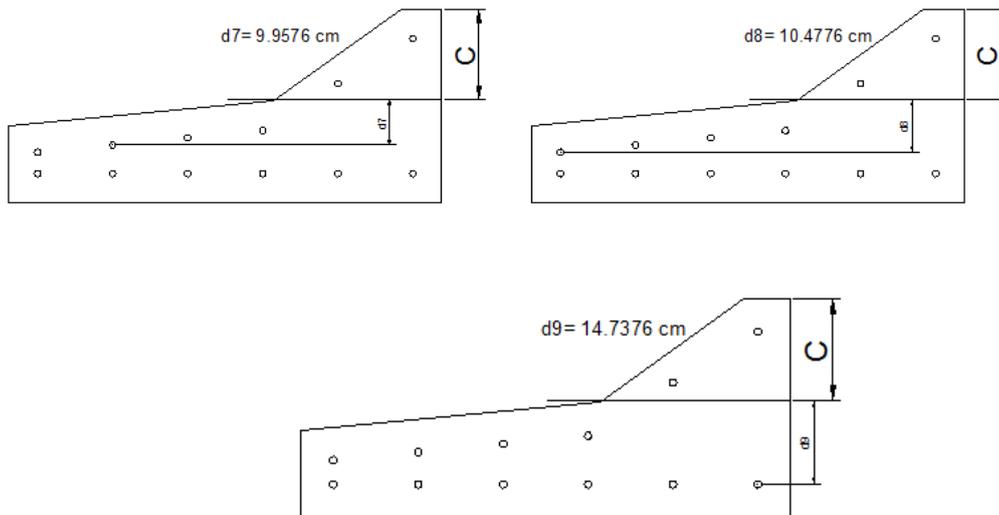
$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3 = 3352.0684 \text{ Kg}$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 = 5334 \text{ Kg}$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 = 5334 \text{ Kg}$$

$$T_{S5} = 4200 * 1.27 * 6 = 32004 \text{ Kg}$$





Cálculo de momento

$$M_w = (C_{c1} * d_1) + (C_{c2} * d_2) + (C_{s1} * d_3) + (C_{s2} * d_4) + (T_{s1} * d_5) + (T_{s2} * d_6) + (T_{s3} * d_7) + (T_{s4} * d_8) + (T_{s5} * d_9)$$

$$M_w = 1092377.577 \text{ Kg. cm}$$

$$M_w = 10923.77577 \text{ Kg. m}$$

$$M_w = 107125.6456549 \text{ N. m}$$

$$M_w = 107.1256 \text{ KN. m}$$

- Verificando $M_C > M_{cu}$

$$M_{wu} = 55.478 \text{ KN. m}$$

$$M_w > M_{wu}$$

$$107.1256 \text{ KN. m} > 55.478 \text{ KN. m} \text{ Cumple!!}$$

5.2.1.1.2.5. Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)

La resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Éste

produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinando del refuerzo de la barrera para esa cara.

Barrera de concreto reforzado.

Peso de barrera(W_{bar}) = *área de barrera* * *peso específico del concreto*(γ_C).

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_C$$

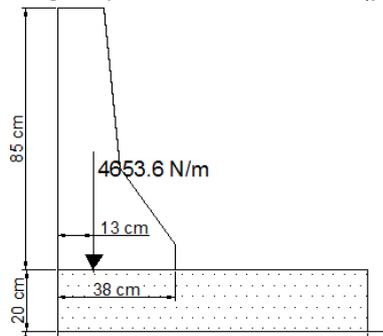
$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$

Momento de barrera (M_{bar}) = W_{bar} * *distancia*

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (1.0 - 0.13)\text{m}$$

$$M_{bar} = 4.0486 \text{ KN.m/m}$$



- **Momento Solicitante**

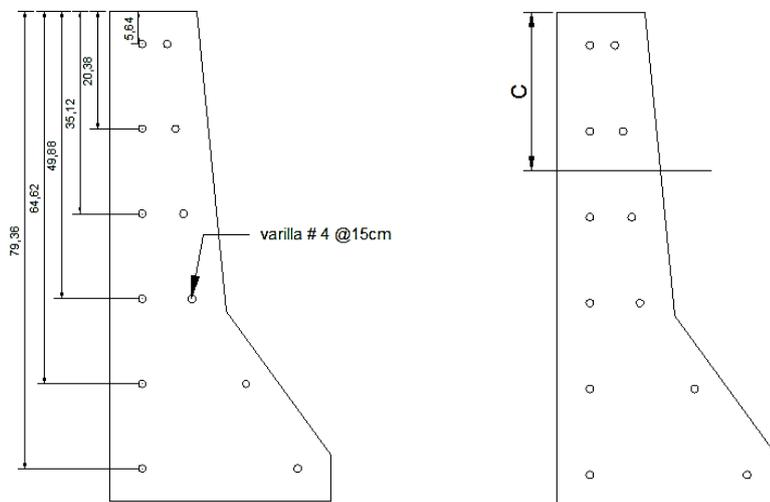
$$M_{cu} = 1.3(1.0 * M_{bar})$$

$$M_{cu} = 1.3 * 4.0486 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cu} = 5.2632 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{cu} = 96.527 \text{ KN.m}$$

Se utilizará varilla de refuerzo # 4 de diámetro 1.27 cm y área de 1.27 cm² cada 15 cm.



Cotas en cm.

$$\varepsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\varepsilon_y = 0.0020689$$

$$\varepsilon_y < \varepsilon_{cu}$$

$$0.0020689 < 0.003$$

Cálculo de Deformaciones

$$\varepsilon_1 = 0.003 \left(\frac{c-5.64}{c} \right)$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 \left(\frac{c-20.38}{c} \right)$$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c}$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.06114}{c}$$

$$\varepsilon_3 = 0.003 \left(\frac{35.12-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_4 = 0.003 \left(\frac{49.88-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.10536}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.1496}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_5 = 0.003 \left(\frac{364.62-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_6 = 0.003 \left(\frac{79.36-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.19386}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.2381}{c} - 0.003$$

Cálculo de Fuerzas

Cálculo de Fuerzas en acero a compresión

$$C_s = \varepsilon * f_s = \varepsilon * E_s * A_s$$

Donde:

$C_s =$ Fuerza de compresión en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \text{Area de acero (cm}^2\text{)}$$

$$C_{S1} = \varepsilon_1 * E_s * A_s$$

$$C_{S1} = \left(0.003 - \frac{0.01692}{c}\right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27 * 2$$

$$C_{S1} = 15468.60 - \frac{87242.904}{c}$$

$$C_{S2} = \varepsilon_2 * E_s * A_s$$

$$C_{S2} = \left(0.003 - \frac{0.06114}{c}\right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27 * 2$$

$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c}$$

Cálculo de Fuerzas en acero a Tensión

$$T_s = \varepsilon * f_s = \varepsilon * E_s * A_s$$

Donde:

$$T_s = \text{Fuerza de compresion en el acero (Kg)}$$

ε = Deformaciones en el acero

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = \text{Area de acero (cm}^2\text{)}$$

$$T_{S1} = \varepsilon_3 * E_s * A_s$$

$$T_{S1} = \left(\frac{0.10536}{c} - 0.003\right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27 * 2$$

$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60$$

$$T_{S2} = \varepsilon_4 * E_s * A_s$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60$$

$$T_{S3} = \varepsilon_5 * E_s * A_s$$

$$T_{S3} = \frac{999580.932}{c} - 15468.60$$

$$T_{S4} = \varepsilon_6 * E_s * A_s$$

$$T_{S4} = \frac{1227691.22}{c} - 15468.60$$

Cálculo de Fuerzas en Concreto a Compresión

$$C_c = 0.85 * f'_c * A$$

$$C_{c1} = 0.85 * 280 * 5 * 0.85c$$

$$C_{c1} = 1011.5c$$

$$C_{c2} = 0.85 * 280 * 0.07437c * 0.85c/2$$

$$C_{c2} = 7.5225 c^2$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4}$$

$$c = 30.2673 \text{ cm}$$

Verificando Deformaciones en el acero

Teniendo $c = 30.2673 \text{ cm}$

$$\varepsilon_y = 0.0020689$$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c} = 0.002441 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.06114}{c} = 0.00098 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.10536}{c} - 0.003 = 0.000481 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.1496}{c} - 0.003 = 0.001943 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.19386}{c} - 0.003 = 0.003405 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.2381}{c} - 0.003 = 0.004867 > \varepsilon_y$$

Fuerzas en el acero

$$C_{S1} = f_s * A \quad f_y = f_s$$

$$C_{S1} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c}$$

$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60$$

$$T_{S3} = f_y * A$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4}$$

$$c = 24.8673cm$$

Calculo de Fuerzas

$$\text{Teniendo } c = 24.8673cm$$

$$C_{c1} = 1011.5c = 25153.27395 Kg$$

$$C_{c2} = 7.5225 c^2 = 4651.78318 \text{ Kg}$$

$$C_{S1} = 10668 \text{ kg}$$

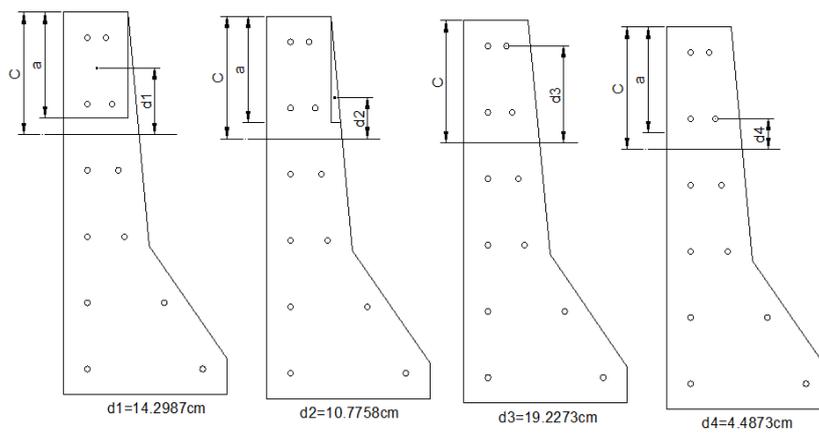
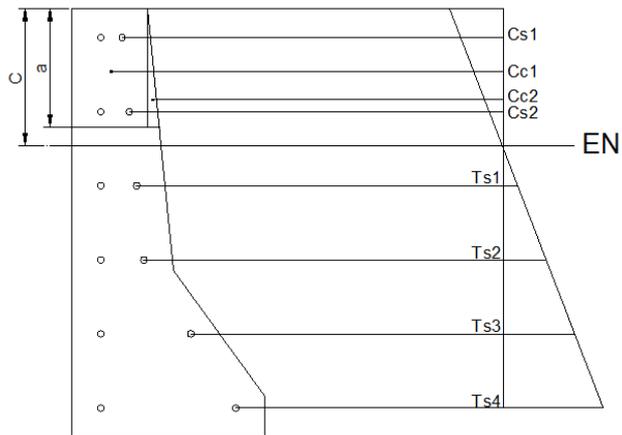
$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c} = 2791.3062 \text{ Kg}$$

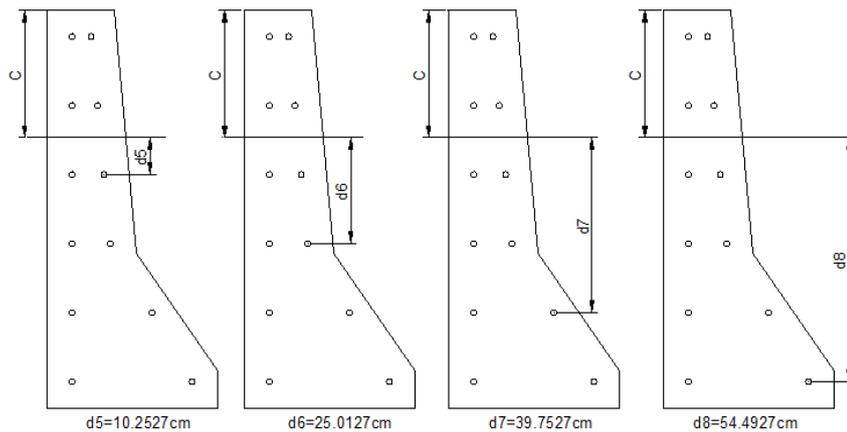
$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60 = 6377.64917 \text{ Kg}$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60 = 15550.75152 \text{ Kg}$$

$$T_{S3} = 10668 \text{ Kg}$$

$$T_{S4} = 10668 \text{ Kg}$$





Cálculo de momento

$$M_C = (C_{c1} * d_1) + (C_{c2} * d_2) + (C_{s1} * d_3) + (C_{s2} * d_4) + (T_{s1} * d_5) + (T_{s2} * d_6) + (T_{s3} * d_7) + (T_{s4} * d_8)$$

$$M_C = 2087192.401 \text{ Kg.cm}$$

$$M_C = 20871.92401 \text{ Kg.m}$$

$$M_C = 204683.6535 \text{ N.m}$$

$$M_C = 204.6837 \text{ KN.m}$$

- Verificando $M_C > M_{cu}$

$$M_{cu} = 96.527 \text{ KN.m}$$

$$M_C > M_{cu}$$

204.6837 KN.m > 96.527 KN.m Cumple!!

5.2.1.1.2.6. Armadura por contracción y temperatura (A_{ST}). (AASSTHO STANDARD S8.20.1)

Deberá proporcionarse refuerzo de temperatura cerca de las superficies expuestas. El área total del refuerzo proporcionado debe ser al menos $2.64 \text{ cm}^2/\text{m}$ ($1/8 \text{ pulg}^2/\text{pie}$)

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1.0 \text{ m} * 0.195 \text{ m}$$

$$A_{ST} = 0.00039 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{ST} = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas #5 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.99 \text{ cm}^2}{3.90 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.51 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.50 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #5 @ 50cm.

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#5} = 3.98 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

5.2.1.1.2.7. Transferencia de cortante entre barrera y losa.

$$A_{vf} = \frac{V}{\mu * f_s}$$

Donde:

A_{vf} = Area de acero.

$V = 44.48 \text{ KN}$ (AASHTO STANDARD S2.7.4)

$\mu = 0.6 * \gamma$ (AASHTO STANDARD S8.15.5.4.3)

$\gamma = 1.0$ Para concreto normal (AASHTO STANDARD S8.15.5.4.3)

$f_s = 165500 \text{ KN/m}^2$ (AASHTO STANDARD S8.15.2.2)

$$A_{vf} = \frac{V}{\mu * f_s}$$

$$A_{vf} = \frac{44.48 \text{ KN/m}}{0.6 * 165500 \text{ KN/m}^2}$$

$$A_{vf} = 4.48 * 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{vf} = 4.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se proponen varillas #5 de área de 1.99 cm^2 .

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.99 \text{ cm}^2}{4.48 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.44 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.40 \text{ m}$$

$$A_{vf \text{ req.}} < A_{vf \text{ cal}}$$

$$4.48 \text{ cm}^2 > 3.98 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se requiere disminuir el espaciamiento entre varillas.

Se requerirán varillas #5 @ 30 cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas \#5} = 5.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$4.48 \text{ cm}^2 < 5.97 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!}$$

- **Límite del esfuerzo cortante (AASHTO STANDARD S8.15.5.4.4)**

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

$$v \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.090 * f'c \text{ MPa} \\ 2.5 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

Donde:

$$V = 44.48 \text{ KN} = 44480 \text{ N}$$

$$b = 1000 \text{ mm} \text{ Ancho de zona de corte}$$

$$d = 380 \text{ mm} \text{ Ancho de base de barrera}$$

$$v = \frac{V}{b.d}$$

$$v = \frac{44480 \text{ N}}{1000 \text{ mm} * 380 \text{ mm}}$$

$$v = 0.117 \text{ MPa}$$

- **Debe cumplir las condiciones:**

$$0.90 * f'c = 0.090 * 28 MPa$$

$$0.90 * f'c = 2.52 MPa$$

$$v \leq \left\{ \begin{array}{l} 0.90 * f'c MPa = 2.52 MPa \\ 2.5 MPa \end{array} \right\}$$

$$0.117 MPa \leq 2.5 MPa \quad \text{Cumple!!!}$$

5.2.1.1.2.8. Longitud de Desarrollo.

La longitud básica de anclaje, l_{hb} , para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, f_y , menor o igual que 420 MPa se deberá tomar como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}}$$

Donde:

d_b = diámetro de la varilla de la armadura

$$= 5/8'' = 15.9 \text{ mm}$$

Calculo de longitud de anclaje

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'c}}$$

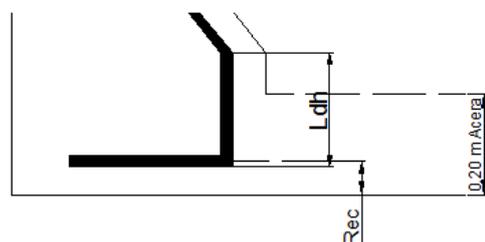
$$l_{hb} = \frac{100 * 15.9 \text{ mm}}{\sqrt{28 MPa}}$$

$$l_{hb} = 300.48 \text{ mm}$$

Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 64 mm y para ganchos a 90°, la l_{hb} se afectará por 0.70 (aashto standard sección 8.29.3.2)

$$l_{dh} = 0.70 l_{hb}$$

$$l_{dh} = 0.70 * 300.48 \text{ mm}$$



$$l_{dh} = 210.336 \text{ mm}$$

El producto entre la longitud básica de anclaje, l_{hb} y el factor de modificación no deberá ser menor que:

- 8.0 diámetros de la barra; o
- 152 mm

Condición 1.

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

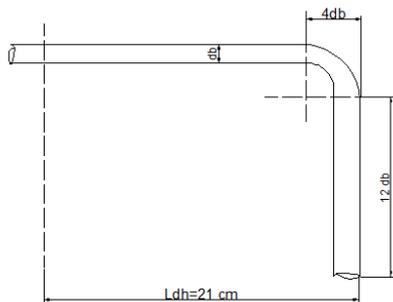
$$210.336 \text{ mm} \geq 8(15.9\text{mm})$$

$$210.336 \text{ mm} \geq 127.2 \text{ mm} \quad \text{ok!!}$$

Condición 2.

$$210.336 \text{ mm} \geq 152 \text{ mm} \quad \text{ok!!}$$

Las barras terminadas en ganchos se deben extender además:



(AASHTO STANDARD S8.29.3.2. Detalles de las barras terminadas en gancho para anclaje de ganchos normales)

$$12d_b = 12 * 15.9 \text{ mm}$$

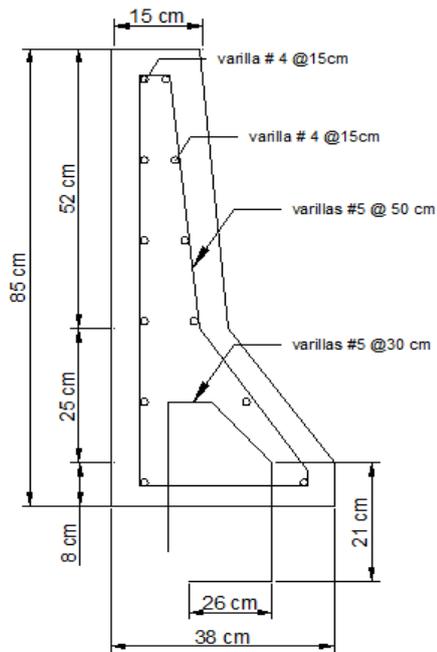
$$12d_b = 190.8\text{mm}$$

$$4d_b = 4 * 15.9 \text{ mm}$$

$$4d_b = 63.6 \text{ mm}$$

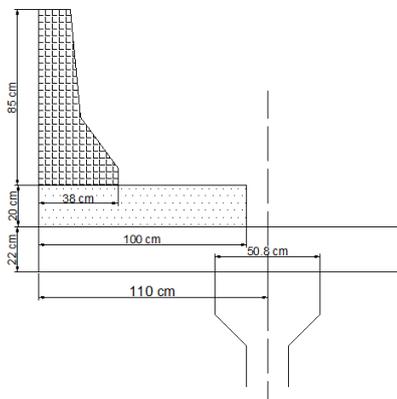
Se requerirá $190.8 \text{ mm} + 63.6 \text{ mm} = 254.40 \text{ mm}$, se tomará como 260.0 mm para el gancho.

RESUMEN DE DISEÑO DE BARRERA DE CONCRETO REFORZADO



5.2.1.1.3. Diseño de Acera de Concreto Reforzado

5.2.1.1.3.1. Modelo de Análisis.



5.2.1.1.3.2. Datos para el Diseño de Acera de Concreto Reforzado

Ancho del voladizo = 1.10 metros

Espesor de losa = 0.22 metros

Espesor de acera = 0.20 metros

Ancho de acera = 1.0 metros

$$f'_c = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{cr} = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

5.2.1.1.3.3. Determinación de Cargas y Momentos producidos por cargas muertas y vivas.

Para el diseño de la superestructura se tiene armadura principal perpendicular al tráfico.

5.2.1.1.3.3.1. Cálculo de pesos propios y momentos

Peso Propio de Acera de concreto reforzado.

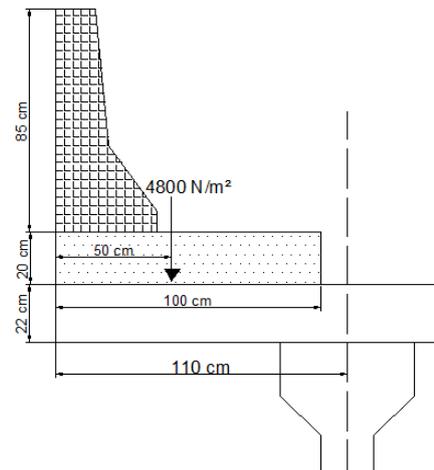
Peso de acera (W_{acera}) = espesor (e) * peso específico del concreto (γ_c).

$$W_{acera} = e * \gamma_c$$

$$W_{acera} = 0.20 \text{ m} * 24000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3}$$

$$W_{acera} = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Momento de acera } (M_{acera}) = W_{acera} * (\text{dist})$$



$$M_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2 (0.50)m$$

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

Barrera de concreto reforzado.

*Peso de barrera (W_{bar}) = área de barrera * peso específico del concreto (γ_c).*

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_c$$

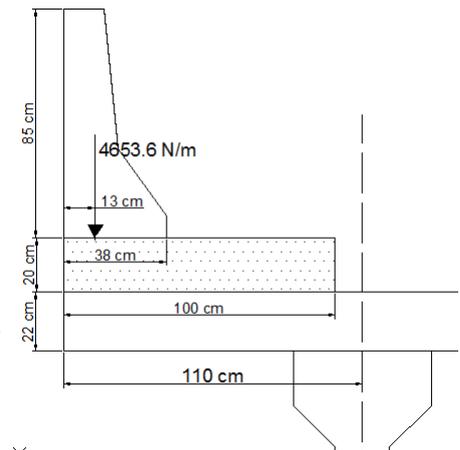
$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$

*Momento de barrera (M_{bar}) = W_{bar} * distancia*

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (1.0 - 0.13)m$$

$$M_{bar} = 4.0486 \text{ KN.m/m}$$



5.2.1.1.3.3.2. Determinación de efectos de cargas vivas

Momento generado por carga viva.

Los pisos de la acera, serán diseñados para una carga viva peatonal de 4.0698 KN/m² y la parte superior de esta no debe exceder de los 25.4cm.

Además de la carga peatonal debido al ancho de la acera se deberá incluir el peso de rueda del camión de diseño de 71.22 KN a una distancia de 0.30 metros del borde de la barrera.

Momento generado por carga viva vehicular.

Para el diseño del voladizo se tomará la posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda

Para esta posición de coloca la rueda a 0.30 metros del borde de la barrera.

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X$$

Donde:

X = Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo del volado.

$$X = 1.10m - 0.38m - 0.30m$$

$$X = 0.42m$$

P = Carga de rueda del camión de diseño HS 20-44.

$$P = 142.44KN/2$$

$$P = 71.22 KN$$

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda.

$$E = 1.140 + 0.80X$$

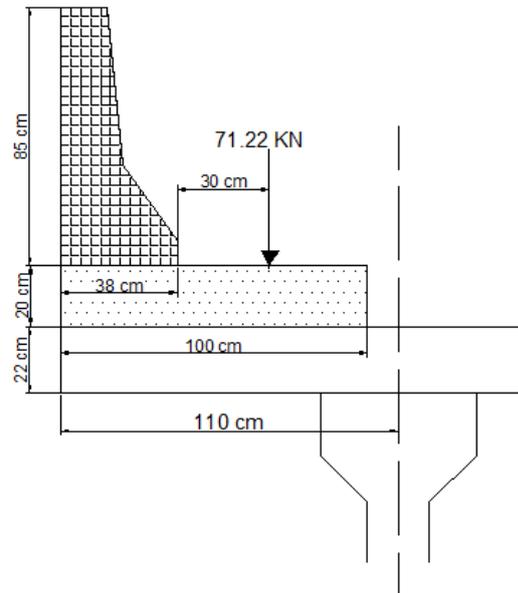
$$E = 1.140 + 0.80(0.42m)$$

$$E = 1.476m$$

$$M_{CVV} = \frac{P}{E} * X$$

$$M_{CVV} = \frac{71.22 KN}{1.476m} * 0.42m$$

$$M_{CVV} = 20.2659 KN.m/m$$

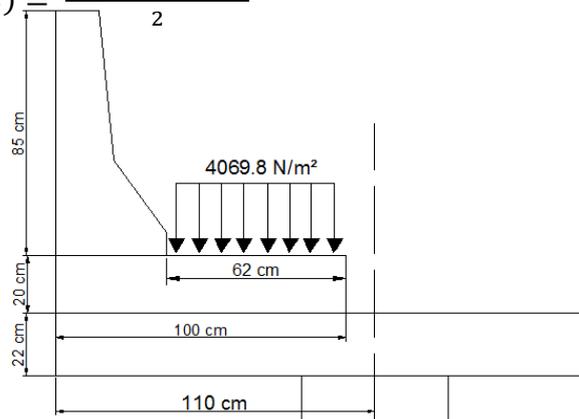


Momento generado por carga viva peatonal.

$$\text{Momento de carga peatonal } (M_{CVP}) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_{CVP} = \frac{(4069.8 \frac{N}{m^2})(0.62)^2}{2}$$

$$M_{CVP} = 0.7822 \frac{KN.m}{m}$$



5.2.1.1.3.4. Diseño Estructural.

5.2.1.1.3.4.1. Momentos diseño sección transversal

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bar} = 4.0486 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{CVV} = 20.2659 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{CVP} = 0.7822 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$$

5.2.1.1.3.4.2. Momento de diseño (M_{Dis})

$$M_{Dis} = 1.3[1.0(CM) + 1.0(CV)]$$

$$M_{Dis} = 1.3[1.0(M_{acera} + M_{bar}) + 1.0(M_{CVV} + M_{CVP})]$$

$$M_{Dis} = 1.3[1.0(2.40 \text{ KN.m} + 4.0486 \text{ KN.m}) \\ + 1.0(20.2659 \text{ KN.m} + 0.7822 \text{ KN.m})]$$

$$M_{Dis} = 35.75 \text{ KN.m}$$

5.2.1.1.3.4.2. Diseño del refuerzo principal

Recubrimiento= 2.5 cm

Peralte efectivo

$$d = h - r$$

Donde:

d = Peralte efectivo

h = 0.20 m, Altura de la acera

r = 0.025 m, Recubrimiento

$$d = 0.20m - 0.025m$$

$$d = 0.175 m$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

Dónde:

K = Coeficiente para el cálculo del refuerzo.

$M_u = 35.75KN.m$ Momento ultimo

$\phi = 0.90$, Factor de reducción de capacidad de carga. Escogido de la tabla 2.12, para elementos a flexión.

b = Ancho del elemento a flexión; $b = 1m$

$d = 0.175 m$, peralte efectivo.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{35.75 \text{ KN.m}}{0.90(1m)(0.175m)^2}$$

$$k = 1297.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1297.05 \times 10^3 \frac{N}{m^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}} \right]$$

$$\rho = 3.1 \times 10^{-3}$$

- **Área de acero requerida**

$$A_{s.req.} = \rho \cdot d \cdot b$$

$$A_{s.req.} = (3.1 \times 10^{-3})(0.175m)(1m)$$

$$A_{s.req.} = 5.43 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s.req.} = 5.42 \text{ cm}^2$$

Se usaran varillas #6 con área de $2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\text{espaciamiento requerido} = \frac{2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{5.43 \times 10^{-4} \text{ m}^2}$$

$$\text{espaciamiento requerido} = 0.53 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #6 @ 50 cm.

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#6} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.req.} < A_{scal}$$

$$5.42 \text{ cm}^2 < 5.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple !!!}$$

5.2.1.1.3.4.3. Armadura por temperatura (A_{ST}).

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1.0 \text{ m} * 0.175 \text{ m}$$

$$A_{ST} = 0.00035 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{ST} = 3.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm^2 .

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{3.50 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.3620 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.35 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #4 @ 35cm.

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.50 \text{ cm}^2 > 2.54 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se requiere disminuir el espaciamiento entre varillas.

Se requerirán varillas #4 @ 30 cm.

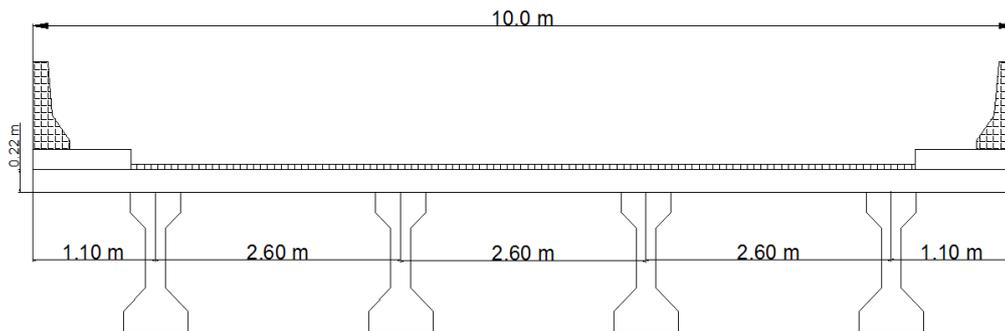
$$A_{scal} = 3 \text{ varillas } \#4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

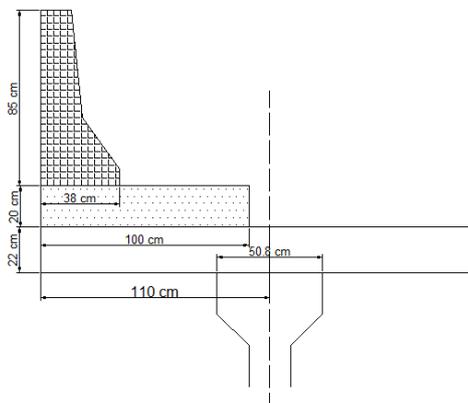
$$3.50 \text{ cm}^2 < 3.81 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!!.}$$

5.2.1.2. Diseño de Losa de Concreto Reforzado.

5.2.1.2.1. Modelo de Análisis.



5.2.1.2.2. Diseño de Losa en Voladizo.



5.2.1.2.2.1. Datos para el diseño

Espaciamiento entre vigas = 2.6 metros

Ancho del voladizo = 1.10 metros

Espesor de losa = 0.22 metros

Espesor de acera = 0.20 metros

Espesor de capa asfáltica = 0.05 metros

Ancho de acera = 1.0 metros

Se colocarán cuatro vigas longitudinales pretensadas.

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} = 2,800,000 \frac{kg}{m^2} = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} = 42,000,000 \frac{kg}{m^2} = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$\gamma_{cr} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3}$$

$L = \text{longitud del claro} = 18.34 \text{ m.}$

5.2.1.2.2.2. Determinación de Cargas y Momentos producidos por cargas muertas y vivas.

Para el diseño de la superestructura se tiene armadura principal perpendicular al tráfico.

5.2.1.2.2.2.1. Combinación de cargas

Para la determinación de la combinación de cargas es necesario analizar las cargas actuantes en la losa y las cargas resistidas por la losa.

Cargas Actuantes

Estas cargas son las que si bien actúan en la losa, son transmitidas a la infraestructura, entre estas se encuentran: la carga de viento y la carga de sismo.

Cargas Resistidas

Son las cargas que resiste directamente la losa y para las cuales se debe diseñar:

- Carga muerta (D).
- Carga viva más impacto (L+I).

Por lo tanto se aplica la combinación del grupo I:

$$\text{Grupo I} = \gamma * [\beta_D * M_D + \beta_{(LL+I)} * M_{(LL+I)}]$$

Donde:

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.00 \text{ Para elementos a flexión y tensión.}$$

$$\beta_{(LL+I)} = 1.67 \text{ Para posición normal}$$

$$\beta_{(LL+I)} = 1.00 \text{ Cuando se toma en cuenta la carga accidental en el voladizo.}$$

$$M_D = \text{Momentos debido a la carga muerta.}$$

$$M_{(LL+I)} = \text{Momento debido a la carga viva más la de impacto.}$$

5.2.1.2.2.2. Cálculo de pesos propios y momentos

losa de concreto reforzado

Peso propio de losa(W_L) = *espesor*(e) * *peso específico del concreto*(γ_C).

$$W_L = e * \gamma_C$$

$$W_L = 0.22 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_L = 5280 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Momento de losa } (M_l) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{10}$$

$$M_l = \frac{(5280 \frac{N}{m})(1.10m)^2}{10}$$

$$M_l = 0.639 \frac{KN.m}{m}$$

Capa de rodadura de asfalto

Peso de capa de asfalto (W_{asf}) =
 espesor (e) * peso específico del asfalto (γ_{asf})

$$W_{asf} = (e) * (\gamma_{asf})$$

$$W_{asf} = 0.05 m * 22500 \frac{N}{m^3}$$

$$W_{asf} = 1125 \frac{N}{m^2}$$

$$\text{Momento de asfalto } (M_{asf}) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{10}$$

$$M_{asf} = \frac{(1125 \frac{N}{m})(0.10m)^2}{10}$$

$$M_{asf} = 1.125 \times 10^{-3} \frac{KN.m}{m}$$

Acera de concreto reforzado.

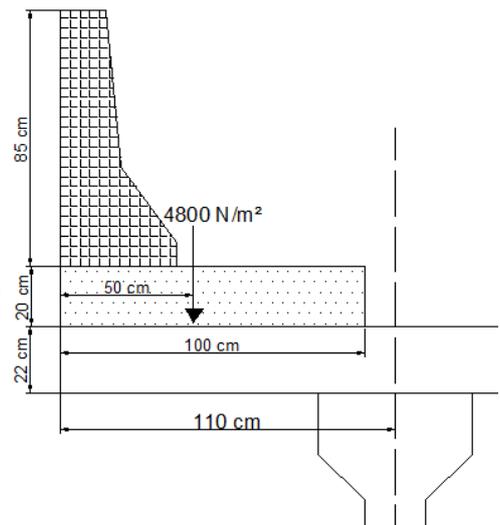
Peso de acera (W_{acera}) = espesor (e) * peso específico del concreto (γ_c).

$$W_{acera} = e * \gamma_c$$

$$W_{acera} = 0.20 m * 24000 \frac{N}{m^3}$$

$$W_{acera} = 4800 \frac{N}{m^2}$$

$$\text{Momento de acera } (M_{acera}) = W_{acera} * (\text{dist})$$



$$M_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2 (1.10 - 0.10 - 0.50)m$$

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

Barrera de concreto reforzado.

*Peso de barrera (W_{bar}) = área de barrera * peso específico del concreto (γ_C).*

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_C$$

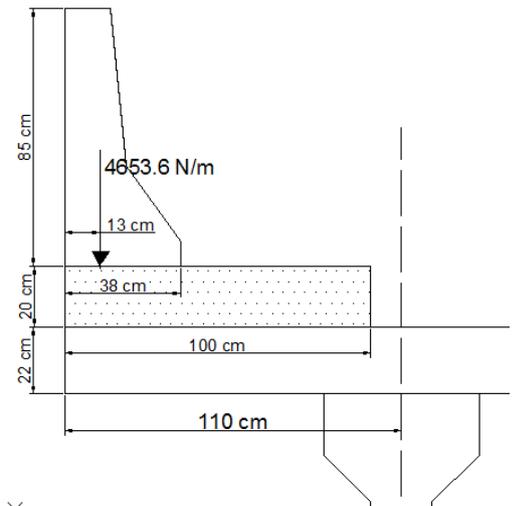
$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$

*Momento de barrera (M_{bar}) = W_{bar} * distancia*

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (1.10 - 0.13)m$$

$$M_{bar} = 4.514 \text{ KN.m/m}$$



5.2.1.2.2.2.3. Determinación de efectos de cargas vivas

Momento generado por carga viva.

Para el diseño del voladizo se tomará la posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda

Para esta posición se coloca la rueda a 0.30 metros del borde de la barrera.

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X$$

Donde:

X = Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo del volado.

$$X = 1.10m - 0.38m - 0.30m$$

$$X = 0.42m$$

P = Carga de rueda del camión de diseño HS 20-44.

$$P = 142.44 \text{ KN} / 2$$

$$P = 71.22 \text{ KN}$$

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda.

$$E = 1.140 + 0.80X$$

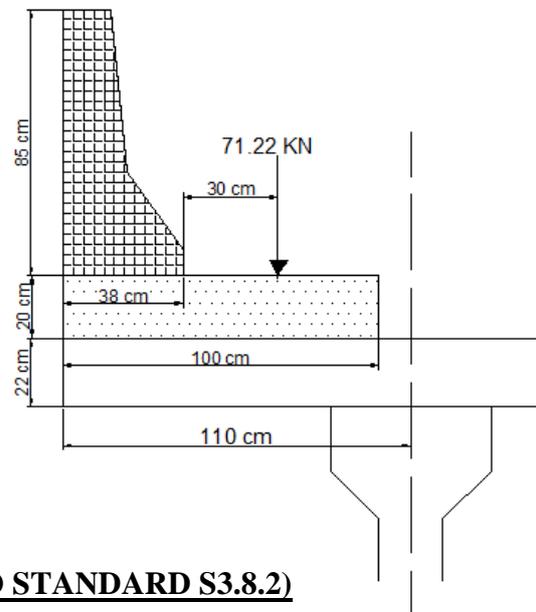
$$E = 1.140 + 0.80(0.42 \text{ m})$$

$$E = 1.476 \text{ m}$$

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X$$

$$M_{CV} = \frac{71.22 \text{ KN}}{1.476 \text{ m}} * 0.42 \text{ m}$$

$$M_{CV} = 20.2659 \text{ KN.m/m}$$



Momento por impacto (MI) (AASHTO STANDARD S3.8.2)

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos para la evaluación del impacto, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina con la formula siguiente:

Coeficiente de impacto (I).

$$I = \frac{15}{S+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{2.60+38}$$

$$I = 0.37$$

$0.37 > 0.30$ Por tanto se utilizará $I = 0.30$

Calculo de momento de impacto

$$MI = M_{CV} * 0.30$$

$$MI = 20.2659 \text{ KN.m} * 0.30$$

$$MI = 6.0798 \text{ KN.m}$$

5.2.1.2.2.3. Diseño Estructural.

5.2.1.2.2.3.1 Momentos diseño sección transversal

$$Ml = 0.639 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$$

$$M_{asf} = 1.125 \times 10^{-3} \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$$

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bar} = 4.514 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{CV} = 20.2659 \text{ KN.m/m}$$

$$MI = 6.0798 \text{ KN.m/m}$$

5.2.1.2.2.3.2 Momento ultimo de diseño

Para obtener el valor del M_u se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$M_u = 1.30[1.0(Ml + M_{asf} + M_{acera} + M_{bar}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

$$M_u = 1.30[1(7.5541 \text{ KN.m}) + 1.67(26.3457 \text{ KN.m})]$$

$$M_u = 67.0168 \text{ KN.m}$$

5.2.1.2.2.3.3 Diseño del refuerzo principal

Recubrimiento= 2.5 cm

Peralte efectivo

$$d = h - r$$

Donde:

d = Peralte efectivo

$h = 0.22 \text{ m}$, Altura de la losa

$r = 0.025 \text{ m}$, Recubrimiento

$$d = 0.22 \text{ m} - 0.025 \text{ m}$$

$$d = 0.195 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

Dónde:

K = Coeficiente para el cálculo del refuerzo.

$M_u = 67.0168 \text{ KN} \cdot \text{m}$, Momento ultimo

$\phi = 0.90$, Factor de reducción de capacidad de carga. Escogido de la tabla 2.12, para elementos a flexión.

b = Ancho del elemento a flexión; $b = 1 \text{ m}$

$d = 0.195 \text{ m}$, peralte efectivo.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{67.0168 \text{ KN} \cdot \text{m}}{0.90(1\text{m})(0.195\text{m})^2}$$

$$k = 1.958 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$k = 1.958 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.958 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 4.872 \times 10^{-3}$$

- **Área de acero requerida**

$$A_{s.req.} = \rho \cdot d \cdot b$$

$$A_{s.req.} = (4.872 \times 10^{-3})(0.195m)(1m)$$

$$A_{s.req.} = 9.50 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_{s.req.} = 9.50 \text{ cm}^2$$

Se usaran varillas #6 con área de $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$\text{espaciamiento requerido} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{9.50 \times 10^{-4} m^2}$$

$$\text{espaciamiento requerido} = 0.3021 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #6 @ 30cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas \#6} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.req.} < A_{scal}$$

$9.50 \text{ cm}^2 > 8.61 \text{ cm}^2$ No cumple, por lo tanto será necesario colocar varillas # 6 @25 cm.

$$A_{scal} = 4 \text{ varillas \#6} = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.req.} < A_{scal}$$

$$9.50 \text{ cm}^2 < 11.48 \text{ cm}^2 \text{ Cumple !!!}$$

5.2.1.2.2.3.4 Diseño Estructural de Sección Longitudinal (AASHTO STANDARD S3.24.10.2).

En las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$55/\sqrt{S} \leq 50\%$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

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

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm).

Por lo tanto se utilizará la expresión en la cual la armadura principal es perpendicular al tráfico.

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

$$121/\sqrt{2.60m} \leq 67\%$$

75% \leq 67% Por lo tanto se utilizará el 67% de acero longitudinal.

Refuerzo transversal = #6 con un espaciamiento de 25 cm = 11.48 cm²/m

Refuerzo longitudinal requerido = 0.67 (11.48) = 7.6916 cm²/m

Utilizar varillas #6; diámetro varilla = 1.91 cm, área varilla = 2.87 cm²

Espaciamiento requerido = 2.87 cm²/7.6916 cm²/m = 0.3731 m

Utilizar varillas #6 con un espaciamiento de 35 cm.

5.2.1.2.3.1.3.5. Armadura por temperatura (A_{ST}). (AASSTHO STANDARD S8.20.1)

Deberá proporcionarse refuerzo de temperatura cerca de las superficies expuestas de losas reforzadas. Dicha armadura deberá colocarse en la zona cercana a la superficie del tablero. El área total del refuerzo proporcionado debe ser al menos 2.64 cm²/m (1/8 pulg²/pie)

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1.0 m * 0.195m$$

$$A_{ST} = 0.00039 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{ST} = 3.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{3.90 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.326 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.30 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #4 @ 30cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas \#4} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.90 \text{ cm}^2 > 3.81 \text{ cm}^2$$

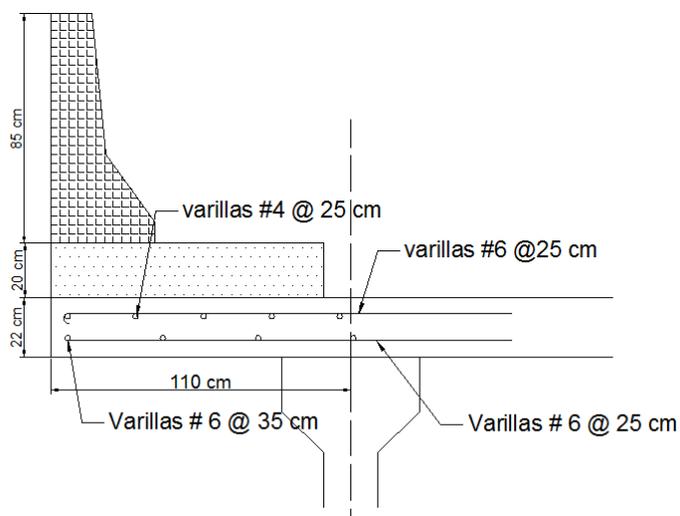
Por lo tanto se requiere disminuir el espaciamiento entre varillas.

Se requerirán varillas #4 @ 25 cm.

$$A_{scal} = 4 \text{ varillas \#4} = 5.08 \text{ cm}^2$$

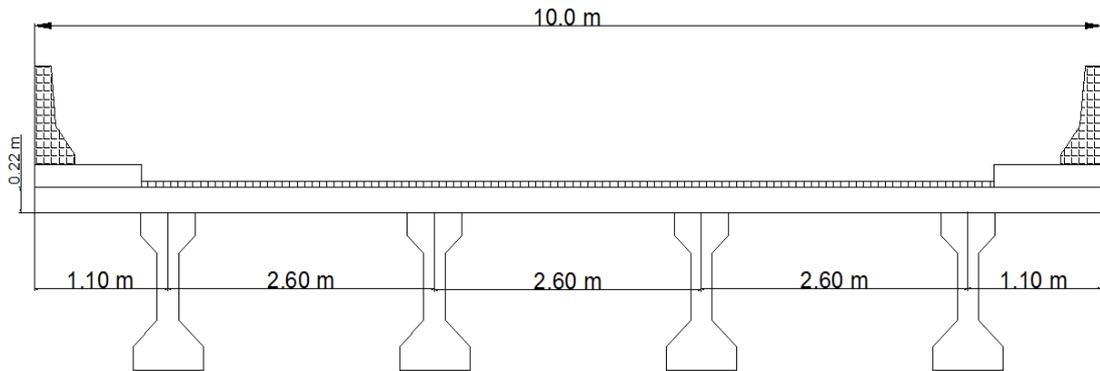
$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.90 \text{ cm}^2 < 5.081 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!!.}$$



5.2.1.2.3. Diseño de Losa en Tramo Central.

5.2.1.2.3.1. Diseño Transversal de Losa en Tramo Central.



5.2.1.2.3.1.1. Datos para el diseño

Espaciamiento entre vigas = 2.5 metros

Espesor de losa = 0.22 metros

Espesor de acera = 0.20 metros

Espesor de capa asfáltica = 0.05 metros

Ancho de acera = 1.0 metros

Se colocarán cuatro vigas.

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} = 2,800,000 \frac{kg}{m^2} = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} = 42,000,000 \frac{kg}{m^2} = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$\gamma_{cr} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3}$$

$L = \text{longitud del claro} = 18.34 \text{ m.}$

- **Preselección del espaciamiento entre vigas (S) y longitud del voladizo (L_V)**

Según la Norma AASHTO STANDARD el cálculo de la longitud del voladizo de la sección transversal del puente y la separación entre ejes de vigas longitudinales sea obtenido mediante las ecuaciones:

$$L_V = 0.4 * S$$

$$S = \frac{L_V}{0.40}$$

$$S = \frac{A_c}{(N^\circ \text{ de vigas} - 1) + 2\left(\frac{L_V}{S}\right)}$$

Donde:

S = Distancia entre vigas

L_V = Longitud del voladizo

A_c = Ancho de Calzada

$$S = \frac{A_c}{(4-1)+0.80}$$

$$S = 2.63 \text{ m}$$

$$L_V = 0.4 * 2.63 \text{ m}$$

$$L_V = 1.05 \text{ m}$$

Por razones prácticas los valores se deben ajustar, ya que se deben poder verificar estos valores en campo.

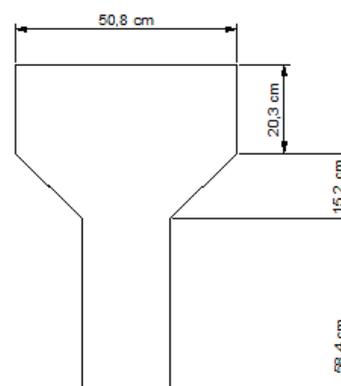
$$S = 2.60 \text{ m}$$

$$L_V = 1.10 \text{ m}$$

Para el diseño se tendrá una viga AASHTO Tipo IV, esto debido al claro del puente.

- **Propiedades de la viga tipo IV**

$$\text{Area} = 509.0 \times 10^3 \text{ mm}^2$$



$$\text{Inercia} = 108.5 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$Cb = 628 \text{mm}$$

5.2.1.2.3.1.2. Determinación de Cargas y Momentos producidos por cargas muertas y vivas.

Para el diseño de la superestructura se tiene armadura principal perpendicular al tráfico.

5.2.1.2.3.1.2.1. Combinación de cargas

Para la determinación de la combinación de cargas es necesario analizar las cargas actuantes en la losa y las cargas resistidas por la losa.

Cargas Actuantes

Estas cargas son las que si bien actúan en la losa, son transmitidas a la infraestructura, entre estas se encuentran: la carga de viento y la carga de sismo.

Cargas Resistidas

Son las cargas que resiste directamente la losa y para las cuales se debe diseñar:

- Carga muerta (D).
- Carga viva más impacto (L+I).

Por lo tanto se aplica la combinación del grupo I:

$$\text{Grupo I} = \gamma * [\beta_D * M_D + \beta_{(LL+I)} * M_{(LL+I)}]$$

Donde:

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.00 \text{ Para elementos a flexión y tensión.}$$

$$\beta_{(LL+I)} = 1.67 \text{ Para posición normal}$$

$\beta_{(LL+I)} = 1.00$ Cuando se toma en cuenta la carga accidental en el voladizo.

M_D = Momentos debido a la carga muerta.

$M_{(LL+I)}$ = Momento debido a la carga viva más la de impacto.

5.2.1.2.3.1.2.2. Cálculo de pesos propios y momentos

Losa

$$wl = (0.22m) \left(24,000 \frac{N}{m^3} \right) = 5280 \frac{N}{m}$$

$$Ml = \frac{(5280 \frac{N}{m})(2.6m)^2}{10} = 3.5693 \frac{KN.m}{m}$$

Capa de rodamiento (capa asfáltica)

$$w_{asf} = (0.05) \left(22,500 \frac{N}{m^3} \right) = 1125 \frac{N}{m}$$

$$M_{asf} = \frac{(1125 \frac{N}{m})(2.6m)^2}{10} = 0.7605 \frac{KN.m}{m}$$

5.2.1.2.3.1.2.3. Determinación de efectos de cargas vivas

Momento generado por carga viva.

Para luces de 0.6 a 7.3 m. inclusive el momento por carga viva para tramos simples será determinado por la siguiente fórmula en la que no está incluido el impacto.

$$M_{CV} = \phi * \frac{(x+0.61)}{9.75} * P \quad (\text{AASHTO STANDARD 3.24.3.1})$$

Donde:

P = Carga de rueda trasera en KN.

$$P = 142.44KN/2 = 71.22KN$$

ϕ = Factor de continuidad, para losas continuas sobre 3 o más apoyos el factor es 0.8.

x = Claro efectivo entre apoyos.

$$x = 2.60 - 0.508 = 2.092 \text{ m}$$

$$M_{CV} = \emptyset * \frac{(x+0.61)}{9.75} * P$$

$$M_{CV} = 0.8 * \frac{(2.092\text{m} + 0.61)}{9.75} * 71.22\text{KN}$$

$$M_{CV} = 15.7897 \text{ KN.m}$$

Momento por impacto (MI) (AASHTO STANDARD S3.8.2)

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos para la evaluación del impacto, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina con la formula siguiente:

Coefficiente de impacto (I).

$$I = \frac{15}{S+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{2.60+38}$$

$$I = 0.37$$

0.37 > 0.30 Por tanto se utilizará $I = 0.30$

Calculo de momento de impacto

$$MI = M_{CV} * 0.30$$

$$MI = 15.7897 \text{ KN.m} * 0.30$$

$$MI = 4.7369 \text{ KN.m}$$

5.2.1.2.3.1.3. Diseño Estructural.

5.2.1.2.3.1.3.1 Momentos diseño sección transversal

$$Ml = 3.5693 \text{ KN.m}$$

$$M_{asf} = 0.7605\text{KN.m}$$

$$M_{CV} = 15.7897 \text{ KN.m}$$

$$MI = 4.7369 \text{ KN.m}$$

5.2.1.2.3.1.3.2. Momento ultimo de diseño

Para obtener el valor del M_u se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$M_u = 1.30[1.0(MI + M_{asf}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

$$M_u = 1.30[1(3.5693 \text{ KN.m} + 0.7605 \text{ KN.m}) + 1.67(15.7897 \text{ KN.m} + 4.7369 \text{ KN.m})]$$

$$M_u = 50.192 \text{ KN.m}$$

5.2.1.2.3.1.3.3. Diseño del refuerzo principal

Recubrimiento= 2.5 cm

Peralte efectivo

$$d = h - r$$

Donde:

d = Peralte efectivo

$h = 0.22 \text{ m}$, Altura de la losa

$r = 0.025 \text{ m}$, Recubrimiento

$$d = 0.22 \text{ m} - 0.025 \text{ m}$$

$$d = 0.195 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

Dónde:

K = Coeficiente para el cálculo del refuerzo.

$M_u = 50.192 \text{ KN.m}$, Momento ultimo

$\phi = 0.90$, Factor de reducción de capacidad de carga. Escogido de la tabla 2.12, para elementos a flexión.

b = Ancho del elemento a flexión; $b = 1\text{m}$

$d = 0.195 \text{ m}$, peralte efectivo.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{50.192 \text{ KN.m}}{0.90(1\text{m})(0.195\text{m})^2}$$

$$k = 1.467 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$k = 1.467 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.467 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 3.607 \times 10^{-3}$$

- **Área de acero requerida**

$$A_{s.req.} = \rho \cdot d \cdot b$$

$$A_{s.req.} = (3.607 \times 10^{-3})(0.195\text{m})(1\text{m})$$

$$A_{s.req.} = 7.034 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s.req.} = 7.034 \text{ cm}^2$$

Se usaran varillas #6 con área de $2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\text{espaciamiento requerido} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{7.034 \times 10^{-4} m^2}$$

$$\text{espaciamiento requerido} = 0.40802 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #6 @ 40cm.

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#6} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.req.} < A_{scal}$$

$7.034 \text{ cm}^2 > 5.74 \text{ cm}^2$ No cumple, por lo tanto será necesario colocar varillas # 6 @30 cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas \#6} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$7.034 \text{ cm}^2 < 8.61 \text{ cm}^2 \text{ Cumple !!!}$$

5.2.1.2.3.1.3.4. Diseño Estructural de Sección Longitudinal (AASHTO STANDARD S3.24.10.2).

En las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal.

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$55/\sqrt{S} \leq 50\%$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

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

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm).

Por lo tanto se utilizará la expresión en la cual la armadura principal es perpendicular al tráfico.

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

$$121/\sqrt{2.60m} \leq 67\%$$

75% \leq 67% Por lo tanto se utilizará el 67% de acero longitudinal.

Refuerzo transversal = #6 con un espaciamiento de 30 cm = 8.61 cm²/m

Refuerzo longitudinal requerido = 0.67 (8.61) = 5.77 cm²/m

Utilizar varillas #6; diámetro varilla = 1.91 cm, área varilla = 2.87 cm²

Espaciamiento requerido = 2.87 cm²/5.77 cm²/m = 0.497 m

Utilizar varillas #6 con un espaciamiento de 45 cm.

5.2.1.2.3.1.3.5. Armadura por temperatura (A_{ST}). (AASSTHO STANDARD S8.20.1)

Deberá proporcionarse refuerzo de temperatura cerca de las superficies expuestas de losas reforzadas. Dicha armadura deberá colocarse en la zona cercana a la superficie del tablero. El área total del refuerzo proporcionado debe ser al menos 2.64 cm²/m (1/8 pulg²/pie)

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1.0 m * 0.195m$$

$$A_{ST} = 0.00039 m^2/m$$

$$A_{ST} = 3.90 cm^2/m$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$Espaciamiento = \frac{1.27 cm^2}{3.90 cm^2/m}$$

$$Espaciamiento = 0.326 m$$

$$Espaciamiento = 0.30 m$$

Se requerirán varillas #4 @ 30cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas } \#4 = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.90 \text{ cm}^2 > 3.81 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se requiere disminuir el espaciamiento entre varillas.

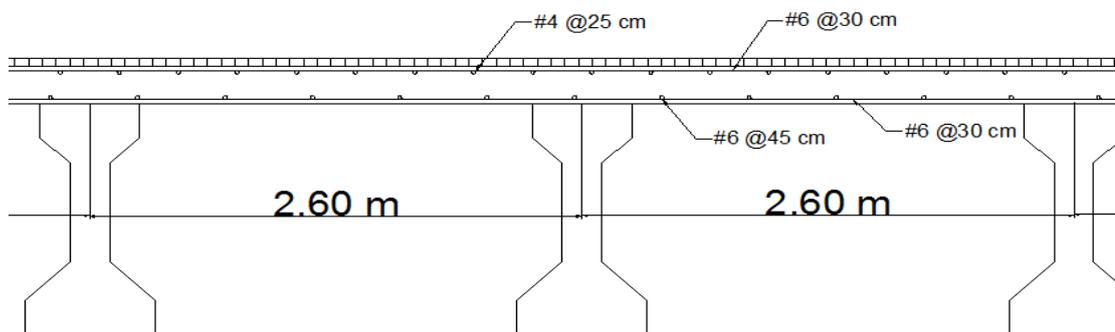
Se requerirán varillas #4 @ 25 cm.

$$A_{scal} = 4 \text{ varillas } \#4 = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.90 \text{ cm}^2 < 5.081 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!!.}$$

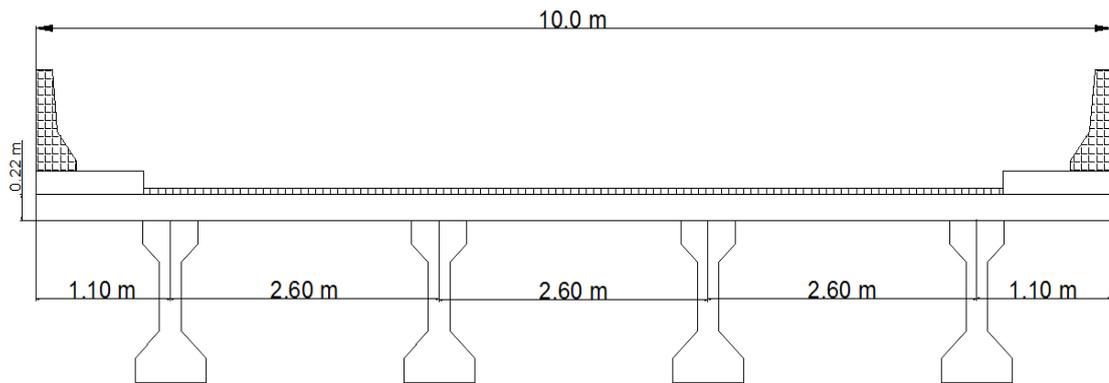
RESUMEN DE REFUERZO EN LOSA CENTRAL



5.2.1.3. Diseño de Vigas.

5.2.1.3.1. Diseño de Vigas Longitudinales Preesforzadas.

5.2.1.3.1.1. Modelo de análisis.



5.2.1.3.1.2. Pre-dimensionamiento de Vigas Longitudinales Preesforzadas

Como se determino en el diseño de la losa de concreto reforzado la viga que se utilizará es la viga aashto tipo IV con las dimensiones siguientes:

- **Propiedades de la viga tipo IV**

Area = $5.09 \times 10^{-1} m^2 = 5090 \text{ cm}^2$

Inercia = $1.085 \times 10^7 \text{ cm}^4$

$Cb = 62.81 \text{ cm}$

Peso de Viga (W_{vl}) = 0.822 KLb/ft

- **Datos para diseño.**

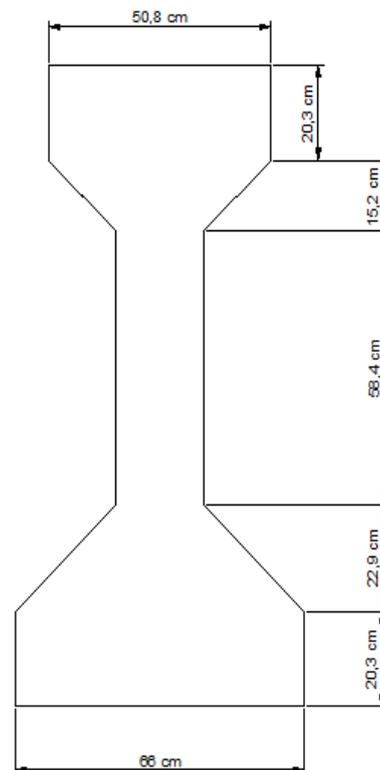
Grosor de la losa: 22 cm

Longitud de claro: 18.34 m

Espesor de capa de rodamiento: 5 cm

Espaciamiento entre Vigas: 2.60 m

Recubrimiento: 7.5 cm por estar ubicado en zona costera (AASHTO LRFD S5.12.3).



Resistencia a la compresion de concreto reforzado (f'_c): $28 \text{ MPa} = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia a la compresion de concreto preesforzado (f'_c): $400 \text{ Kg/cm}^2 =$

40 MPa

Resistencia a la compresion inicial de concreto preesforzado (f'_{ci}) = 28 MPa

5.2.1.3.1.3. Generalidades.

- **Características de acero reforzado**

Diámetro: $\frac{3}{4} \text{ pulg} = 19.1 \text{ mm}$

Area de varilla = 2.87 cm^2

f'_y = Tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (MPa)

$f'_y = 420 \text{ MPa}$

- **Características de acero pretensado**

Grado de torón: 270

Diámetro: $\frac{1}{2} \text{ pulg} = 12.70 \text{ mm}$

Area de toron = 98.7 mm^2

Resistencia a la tracción f_{pu} : 1860 MPa

Tensión de fluencia del acero de pretensado, f_{py} : $85\%f_{pu}$

$f_{py} = 0.85 * 1860 \text{ MPa}$

$f_{py} = 1581 \text{ MPa}$

- **Cálculo de Módulos de elasticidad.**

Modulo de Elasticidad para Concreto Reforzado

$$E_d = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'c} \quad (\text{AASHTO STANDARD S8.7.1})$$

Donde:

$$f'c = 28 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg}/\text{m}^3$$

$$E_d = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'c}$$

$$E_d = 0.043 * (2400 \text{ Kg}/\text{m}^3)^{1.5} \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$E_d = 26,752.4976 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2.675 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- **Modulo de Elasticidad para Concreto Preesforzado**

$$E_b = 8500 \sqrt{f'c} + 110,000$$

Donde:

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

$$E_b = 8500 \sqrt{f'c} + 110,000$$

$$E_b = 8500 \sqrt{(400 \text{ Kg}/\text{cm}^2)} + 110,000$$

$$E_b = 2.80 \times 10^5 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

$$E_b = 2.80 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de Relación Modular.**

$$n = \frac{E_b}{E_d}$$

$$n = \frac{2.80 \times 10^4 \text{ MPa}}{2.675 \times 10^4 \text{ MPa}}$$

$$n = 1.047$$

5.2.1.3.1.4. Calculo de Momentos para vigas Longitudinales

Antes de iniciar el cálculo, debemos hacer una comparación de carga muerta entre las vigas interior y exterior para determinar cual de éstas es la mas desfavorable y predominará en el diseño; esto debido a que las cargas vivas son las mismas en ambos casos; por ende no generan un factor determinante.

5.2.1.3.1.4.1. Cálculo de Cargas y Momentos por Cargas Muertas en Vigas Longitudinales.

5.2.1.3.1.4.1.1. Cargas muertas para vigas interiores.

- **Cálculo de Carga muerta debido a la losa.**

*Peso de losa (W_l) = Espesor de losa(e_l) * γ_c * Ancho de losa*

$$W_l = 0.22 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3 * 2.60 \text{ m}$$

$$W_l = 13728.0 \text{ N/m}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a capa de rodadura de asfalto.**

*Peso de asfalto (W_{asf}) = Espesor de asfalto(e_{asf}) * γ_{asf} * Ancho de asfalto*

$$W_{asf} = 0.05 \text{ m} * 22500 \text{ N/m}^3 * 2.60 \text{ m}$$

$$W_{asf} = 2925 \text{ N/m}$$

- **Carga muerta de Viga Longitudinal.**

Peso de Viga(W_{vl}) = 0.822 KLb/ft

$$W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a Viga Transversal.**

$$W_{vt} = b_{vt} * h_{vt} * \gamma_c * \text{luz libre de losa}$$

$$W_{vt} = 0.20m * 0.45m * 24000 \text{ N/m}^3 * (2.6m - 0.508m)$$

$$W_{vt} = 4518.72 \text{ N}$$

| ELEMENTOS | CARGA MUERTA |
|-----------------------------|--|
| Losa | $W_l = 13728.0 \text{ N/m}$ |
| Capa de rodadura de asfalto | $W_{asf} = 2925 \text{ N/m}$ |
| Viga Longitudinal | $W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$ |
| Viga Transversal | $W_{vt} = 4518.72 \text{ N}$ |
| | $W_T = 33195.32 \text{ N/m}$ |

5.2.1.3.1.4.1.2. Cargas Muertas para Vigas Exteriores.

- **Cálculo de Carga muerta debido a la losa.**

$$\text{Peso de losa } (W_l) = \text{Espesor de losa}(e_l) * \gamma_c * \text{Ancho de losa}$$

$$W_l = 0.22 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3 * 2.40 \text{ m}$$

$$W_l = 12672 \text{ N/m}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a capa de rodadura de asfalto.**

$$\text{Peso de asfalto } (W_{asf}) = \text{Espesor de asfalto}(e_{asf}) * \gamma_{asf} * \text{Ancho de asfalto}$$

$$W_{asf} = 0.05 \text{ m} * 22500 \text{ N/m}^3 * 1.40 \text{ m}$$

$$W_{asf} = 1575 \text{ N/m}$$

- **Carga muerta de Viga Longitudinal.**

$$\text{Peso de Viga}(W_{vl}) = 0.822 \text{ KLb/ft}$$

$$W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$$

- **Carga muerta producida por la barrera**

$$W_b = \text{area de la barrera} * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_b = (0.1939\text{m}^2)(24,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3})$$

$$W_b = 4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a Viga Transversal.**

$$W_{vt} = b_{vt} * h_{vt} * \gamma_c * \text{luz libre de losa}$$

$$W_{vt} = 0.20\text{m} * 0.45\text{m} * 24000 \text{N}/\text{m}^3 * (1.30\text{m} - 0.508\text{m})$$

$$W_{vt} = 1710.72 \text{ N}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a la acera.**

$$W_a = \text{area de la acera} * \gamma_{\text{concreto}}$$

$$W_a = 0.2\text{m}^2(24,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^3})$$

$$W_a = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

| ELEMENTOS | CARGA MUERTA |
|-----------------------------|--|
| Losa | $W_l = 12672 \text{ N}/\text{m}$ |
| Capa de rodadura de asfalto | $W_{asf} = 1575 \text{ N}/\text{m}$ |
| Viga Longitudinal | $W_{vl} = 11993.6 \text{ N}/\text{m}$ |
| Viga Transversal | $W_{vt} = 1710.72 \text{ N}/\text{m}$ |
| Barrera | $W_b = 4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ |
| Acera | $W_a = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ |
| | $W_T = 37404.92 \text{ N}/\text{m}$ |

5.2.1.3.1.4.1.3. Cargas Muertas para Vigas Longitudinales de Diseño.

Como se demostró anteriormente las cargas muertas predominantes para el diseño son las generadas en las vigas exteriores, por esta razón serán estas las vigas que se tomarán como vigas de diseño.

| ELEMENTOS | CARGA MUERTA |
|-----------------------------|--|
| Losa | $W_l = 12672 \text{ N/m}$ |
| Capa de rodadura de asfalto | $W_{asf} = 1575 \text{ N/m}$ |
| Viga Longitudinal | $W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$ |
| Viga Transversal | $W_{vt} = 1710.72 \text{ N/m}$ |
| Barrera | $W_b = 4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ |
| Acera | $W_a = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ |
| | $W_T = 37404.92 \text{ N/m}$ |

5.2.1.3.1.4.1.4. Momentos generados por cargas muertas para vigas de diseño.

Momento Último Actuante (M_{UA}).

Para obtener el valor del M_{UA} se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$M_{UA} = 1.30[1.0(M_{CM}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

- **Cálculo de Momento generado por losa de Concreto.**

$$W_l = 12672 \text{ N/m}$$

$$M_l = \frac{W_l \cdot dist^2}{10}$$

$$M_l = \frac{12672 \text{ N/m} \cdot 18.34 \text{ m}^2}{10}$$

$$M_l = 426229.816 \text{ N.m}$$

$$M_l = 426.23 \text{ KN.m}$$

- **Cálculo de Momento generado por Capa de rodadura de Asfalto.**

$$W_{asf} = 1575 \text{ N/m}$$

$$M_{asf} = \frac{W_{asf} * dist^2}{10}$$

$$M_{asf} = \frac{1575 \text{ N/m} * 18.34m^2}{10}$$

$$M_{asf} = 52976.007 \text{ N.m}$$

$$M_{asf} = 52.98 \text{ KN.m}$$

- **Cálculo de Momento generado por Viga Longitudinal.**

$$W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$$

$$M_{vl} = \frac{W_{vl} * dist^2}{10}$$

$$M_{vl} = \frac{11.9936 \text{ KN/m} * 18.34m^2}{10}$$

$$M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m}$$

- **Cálculo de Momento generado por la barrera.**

$$W_b = 4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_b = \frac{W_b * dist^2}{10}$$

$$M_b = \frac{4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}} * 18.34^2}{10}$$

$$M_b = 156526.44 \text{ N.m}$$

$$M_b = 156.52 \text{ KN.m}$$

- **Cálculo de Momento generado por las vigas transversales**

$$W_{vt} = 1710.72 \text{ N/m}$$

$$M_{vt} = \frac{W_{vt} * dist}{5}$$

$$M_{vt} = \frac{1710.72 \text{ N} * 18.34\text{m}}{5}$$

$$M_{vt} = 6274.92 \text{ N.m}$$

$$M_{vt} = 6.275 \text{ KN.m}$$

- **Cálculo de Momento generado por la acera**

$$W_a = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$M_a = \frac{W_b * dist^2}{10}$$

$$M_a = \frac{4800 \frac{\text{N}}{\text{m}} * 18.34^2}{10}$$

$$M_a = 161450.68 \text{ N.m}$$

$$M_a = 161.45 \text{ KN.m}$$

- **Resumen de Momentos por Cargas Muertas para vigas de diseño**

| Elementos | Momentos |
|------------------------------------|---------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $M_l = 426.23 \text{ KN.m}$ |
| Capa de Asfalto | $M_{asf} = 52.98 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Longitudinales Preesforzadas | $M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $M_{vt} = 6.275 \text{ KN.m}$ |
| Barrera de concreto reforzado | $M_b = 156.52 \text{ KN.m}$ |
| Acera de concreto reforzado | $M_a = 161.45 \text{ KN.m}$ |

- **Momentos factorados para Viga de Diseño**

$$M_{UA} = 1.30[1.0(M_{CM}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

| Elementos | Momentos | Factor | Momento Factorado |
|--|---------------------------------|--------|--------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $M_l = 426.23 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_l = 554.099 \text{ KN.m}$ |
| Capa de Asfalto | $M_{asf} = 52.98 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_{asf} = 68.87 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Longitudinales Preesfocadas | $M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_{vl} = 524.43 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $M_{vt} = 6.275 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_{vt} = 8.16 \text{ KN.m}$ |
| Acera de concreto reforzado | $M_b = 156.52 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_a = 203.48 \text{ KN.m}$ |
| Barrera de concreto reforzado | $M_a = 161.45 \text{ KN.m}$ | 1.30 | $M_b = 209.89 \text{ KN.m}$ |

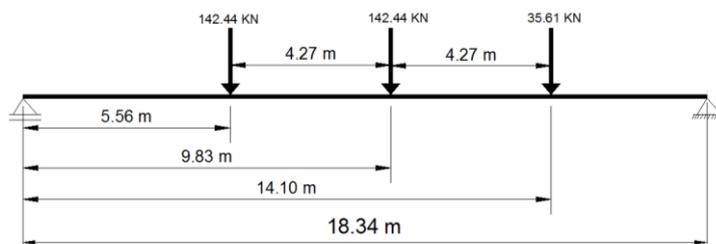
5.2.1.3.1.4.2. Cálculo de Momento debido a la carga viva.

Momento Último Actuante (M_{UA}).

Para obtener el valor del M_{UA} se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$M_{UA} = 1.30[1.0(M_{CM}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

- Momento generado por la carga de Camión de Diseño.



$$M_{camion} = 1074.1 \text{ KN.m} = M_{CV}$$

$$M_{CV} = 1.67 * 1.30 * 1074.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{CV} = 2331.87 \text{ KN.m}$$

- **Momento por impacto (MI) (AASHTO STANDARD S3.8.2)**

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos para la evaluación del impacto, se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determina con la formula siguiente:

Coefficiente de impacto (I).

$$I = \frac{15}{S+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{2.60+38}$$

$$I = 0.37$$

0.37 > 0.30 Por tanto se utilizará $I = 0.30$

Calculo de momento de impacto

$$MI = M_{CV} * 0.30$$

$$MI = 1074.1 \text{ KN.m} * 0.30$$

$$MI = 322.23 \text{ KN.m}$$

$$MI = 1.67 * 1.30 * 322.23 \text{ KN.m}$$

$$MI = 699.5613 \text{ KN.m}$$

5.2.1.3.1.5. Cálculo de Cortantes para Vigas de Diseño

5.2.1.3.1.5.1. Cálculo de Cargas y Cortantes por Cargas Muertas en Vigas de Diseño

- **Cortante generado por losa de Concreto.**

$$W_l = 12672 \text{ N/m}$$

$$V_l = 116.20 \text{ KN}$$

- **Cortante generado por Capa de rodadura de Asfalto.**

$$W_{asf} = 1575 \text{ N/m}$$

$$V_{asf} = 14.443 \text{ KN}$$

- **Cortante generado por Viga Longitudinal.**

$$W_{vl} = 11993.6 \text{ N/m}$$

$$V_{vl} = 219.96 \text{ KN}$$

- **Cortante generado por Viga Transversal.**

$$W_{vt} = 1710.72 \text{ N/m}$$

$$V_{vt} = 2.5661 \text{ KN}$$

- **Cortante generado por la acera**

$$W_a = 4800 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

$$V_a = 88.032 \text{ KN}$$

- **Cortante generado por la barrera**

$$W_b = 4653.6 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

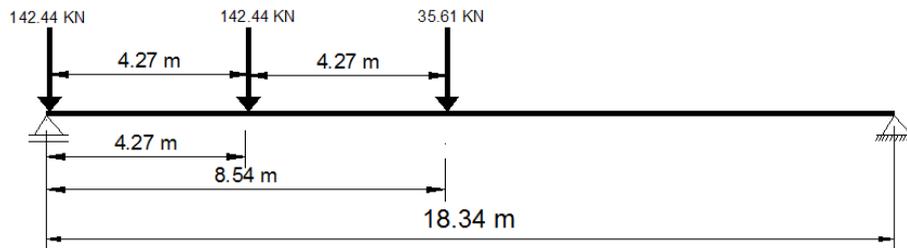
$$V_b = 85.34 \text{ KN}$$

- **Resumen de Cortantes para Viga de Diseño**

| Elementos | Cortantes |
|--|-------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $V_l = 116.20 \text{ KN}$ |
| Capa de Asfalto | $V_{asf} = 14.443 \text{ KN}$ |
| Vigas Longitudinales Preesfocadas | $V_{vl} = 219.96 \text{ KN}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $V_{vt} = 2.5661 \text{ KN}$ |
| Acera de concreto reforzado | $V_a = 88.032 \text{ KN}$ |
| Barrera de concreto reforzado | $V_b = 85.34 \text{ KN}$ |

5.2.1.3.1.5.2. Cálculo de Cargas y Cortantes por carga Viva en Vigas de Diseño

- Cortante generado por Camión de Diseño



$$V_{camion} = 127.96 \text{ KN} = V_{CV}$$

- Cortante generado por Camión de Diseño

Coefficiente de impacto (I).

$$I = \frac{15}{S+38} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15}{2.60+38}$$

$$I = 0.37$$

0.37 > 0.30 Por tanto se utilizará $I = 0.30$

Calculo de cortante de impacto

$$V_I = V_{CV} * 0.30$$

$$V_I = 127.96 \text{ KN} * 0.30$$

$$V_I = 38.388 \text{ KN}$$

5.2.1.3.1.6. Cálculo de Pérdidas de Pretensado

5.2.1.3.1.6.1. General

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos contruidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (\text{AASHTO STANDARD S9.16.2})$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del concreto (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

Se deben tener en cuenta criterios que se deben cumplir para el cálculo de perdidas dependiendo del tiempo para elementos totalmente pretensados.

- Longitudes de tramo de no más de 75.000 mm: Cumple para el caso pues se tiene un tramo de 18340 mm.
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado: Cumple pues se tienen un $f'ci = 28 \text{ MPa}$.

5.2.1.3.1.6.1.1. Propiedades de las secciones Simple y Compuesta.

5.3.1.3.1.6.1.1.1. Sección Simple

| Sección Simple | |
|--|---------------------------------------|
| Área | 5090.31 cm ² |
| Inercia | 1.085x10 ⁷ cm ⁴ |
| Yi (centro de gravedad medido desde el eje inferior) | 62. 81 cm |
| Ys (centro de gravedad medido desde el eje superior) | 74.35 cm |

| | |
|--|---------------------------|
| Si (modulo de sección inferior) $S_i = \frac{I}{Y_i}$ | 172788.13 cm ³ |
| Ss (modulo de sección superior) $S_s = \frac{I}{Y_s}$ | 145969.37 cm ³ |

5.3.1.3.1.6.1.1.2. Sección Compuesta.

- Cálculos de la sección compuesta.

Datos:

Viga Aashto Tipo IV (propiedades detalladas anteriormente)

Losa de concreto reforzado con espesor de 22 cm

Ancho de losa contribuyente: 260 cm

Propiedades de la sección compuesta medidas desde el eje superior.

| Secciones | Área (cm ²) | \bar{y} (cm) | $\bar{y} \cdot A$ (cm ³) | $\bar{y}^2 \cdot A$ (cm ⁴) | I_{cg} (cm ⁴) |
|-----------|-------------------------|----------------|--------------------------------------|--|-----------------------------|
| I (losa) | 260*22= 5720 | 22/2= 11 | 62920 | 692120 | 230706.67 |
| II (viga) | 5090.31 | 96.35 | 490451.37 | 47254989.36 | 1.085x10 ⁷ |
| Σ | 10810.31 | | 553371.37 | 47947109.36 | 1.108x10 ⁷ |

Calculo de centro de gravedad para la sección compuesta (\bar{Y}).

- Desde eje superior

$$\bar{Y}_s = \frac{\Sigma \bar{y} \cdot A}{\Sigma A}$$

$$\bar{Y}_s = \frac{553371.37 \text{ cm}^3}{10810.31 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{Y}_s = 51.19 \text{ cm}$$

- Desde eje inferior.

$$\bar{Y}_i = H - \bar{Y}_s$$

Donde:

H= altura total de la sección

$$H = 137.16 \text{ cm} + 22 \text{ cm}$$

$$H = 159.16 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_i = 159.16 \text{ cm} - 51.19 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_i = 107.97 \text{ cm}$$

Calculo de inercia de la sección compuesta.

$$I_s = \sum I_{cg} + \sum \bar{y}^2 \cdot A$$

$$I_s = 1.108 \times 10^7 \text{ cm}^4 + 47947109.36 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 5.903 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_s - (\bar{Y}_s^2 * A)$$

$$I_{CG} = 5.903 \times 10^7 \text{ cm}^4 - ((51.19 \text{ cm})^2 * 10810.31 \text{ cm}^2)$$

$$I_{CG} = 3.070 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Calculo de Módulos de la sección compuesta.

- Sección inferior

$$S_{ic} = \frac{I_{CG}}{\bar{Y}_i}$$

$$S_{ic} = \frac{3.070 \times 10^7 \text{ cm}^4}{107.97 \text{ cm}}$$

$$S_{ic} = 2.844 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

- Sección superior

$$S_{sc} = \frac{I_{CG}}{\bar{Y}_s}$$

$$S_{sc} = \frac{3.070 \times 10^7 \text{ cm}^4}{51.19 \text{ cm}}$$

$$S_{sc} = 5.997 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

| Sección Compuesta | |
|--------------------------|---|
| Área | 10810.31 cm ² |
| Inercia | 3.070 x 10 ⁷ cm ⁴ |
| \bar{Y}_i | 107.97 cm |
| \bar{Y}_s | 51.19 cm |
| S_{ic} | 2.844 x 10 ⁵ cm ³ |
| S_{sc} | 5.997 x 10 ⁵ cm ³ |

5.2.1.3.1.6.2. Calculo Fuerza inicial de preesfuerzo.

$$P = \frac{\left[\frac{M_1 + M_2}{S_i + S_{ic}} - f_p \right]}{\left[\frac{1}{A_v} + \frac{e}{S_i} \right]}$$

Donde:

M_1 = Momento debido a peso propio de viga y losa

$$M_1 = M_l + M_{vl}$$

$$M_l = 554.099 \text{ KN.m}$$

$$M_{vl} = 524.43 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 1078.53 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_1 = 1.10 \times 10^7 \text{ Kg.cm}}$$

M_2 = Momento debido a carga viva y capa de rodamiento de asfalto.

$$M_2 = M_{CV} + M_{asf} + MI$$

$$M_{asf} = 68.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{CV} = 2331.87 \text{ KN.m}$$

$$M_I = 699.5613 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 3100.30 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_2 = 3.161 \times 10^7 \text{ Kg.cm}}$$

$$S_i = 172788.13 \text{ cm}^3$$

$$S_{ic} = 2.844 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$f_p = 1.6 \sqrt{f'c}$$

Donde:

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

$$f_p = 1.6 \sqrt{400 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\mathbf{f_p = 32 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_v = 5090.31 \text{ cm}^2$$

$e =$ excentricidad propuesta.

$$e = Y_i - \text{recubrimiento}$$

$$e = 62.81 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{e = 55.31 \text{ cm}}$$

- **Fuerza inicial de preesfuerzo.**

$$P_0 = \frac{\left[\frac{M_1 + M_2}{S_i + S_{ic}} - f_p \right]}{\left[\frac{1 + e}{A_v + S_i} \right]}$$

$$P_0 = \frac{\left[\frac{1.10 \times 10^7 \text{ Kg.cm}}{172788.13 \text{ cm}^3} + \frac{3.161 \times 10^7 \text{ Kg.cm}}{2.844 \times 10^5 \text{ cm}^3} - 32 \text{ Kg/cm}^2 \right]}{\left[\frac{1}{5090.31 \text{ cm}^2} + \frac{55.31 \text{ cm}}{172788.13 \text{ cm}^3} \right]}$$

$$P_0 = \frac{142.808 \text{ Kg/cm}^2}{0.0005166 \text{ cm}^{-2}}$$

$$P_0 = 276438.3533 \text{ Kg}$$

$$P_0 = 2710934.1774 \text{ N}$$

$$P_0 = 2710.9342 \text{ KN}$$

Para tener un pre-dimensionamiento en cuanto a los torones necesarios para la viga con las características ya especificadas se tiene:

$$N = \frac{P_0}{f_{py} * A_t}$$

Donde:

N = número de torones necesarios

P_0 = fuerza inicial de preesfuerzo

$$P_0 = 276438.3533 \text{ Kg}$$

$$f_{py} = 1581 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 15810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 1581000 \text{ KN/m}^2$$

$$A_t = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

- **Número de torones requeridos**

$$N = \frac{P_0}{f_{py} * A_t}$$

$$N = \frac{276438.3533 \text{ Kg}}{15810 \text{ Kg/cm}^2 * 0.987 \text{ cm}^2}$$

$$N = 17.71 \text{ torones}$$

$$N = 18 \text{ torones}$$

Se utilizarán torones # 4 con diámetro de 1.27 cm y área de 0.987 cm^2 en 3 camas de 6 torones.

Teniendo definido el número de torones a utilizar se procede a recalcular la fuerza inicial de preesfuerzo.

$$P_0 = N * f_{py} * A_t$$

$$P_0 = 18 * 1581000 \text{KN/m}^2 * 9.87 \times 10^{-5} \text{m}^2$$

$$P_0 = \mathbf{2808.805 \text{ KN}}$$

La excentricidad del preesfuerzo (e_{pres}) es:

$$e_{pres} = \frac{(6*8.15)+(6*13.8)+(6*19.4)}{18}$$

$$e_{pres} = 13.78 \text{ cm}$$

Por tanto la excentricidad de diseño será:

$$e = Y_i - e_{pres}$$

$$e = 62.81 \text{ cm} - 13.78 \text{ cm}$$

$$e = 49.03 \text{ cm}$$

5.2.1.3.1.6.3. Cálculo de Pérdida por Acortamiento Elástico

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.16.2.1.2})$$

Donde:

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la

transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa).

$$f_{cgp} = -\frac{P_o}{A_v} - \frac{P_o * e^2}{I_v} + \frac{M_{vl} * e}{I_v}$$

$$f_{cgp} = -\frac{2808.805 \text{ KN}}{0.509031 \text{ m}^2} - \frac{2808.805 \text{ KN} * (0.49)^2}{0.1085 \text{ m}^4} + \frac{403.411 \text{ KN.m} * 0.49 \text{ m}}{0.1085 \text{ m}^4}$$

$$f_{cgp} = 9911.70 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cgp} = 9.9117 \text{ MPa}$$

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

E_p = 197000 MPa, para cables.

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3}$$

$$E_{ci} = \frac{2400 \text{ Kg/cm}^3 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{7.3}$$

$$E_{ci} = 269,508.842 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 26950.8842 \text{ MPa}$$

- **Calculo de pérdida por acortamiento elástico**

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{197000 \text{ MPa}}{26950.8842 \text{ MPa}} * 9.9117 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = 72.5405 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.4. Cálculo de Pérdida por Contracción

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117, 21 - 1.034H) \text{ (MPa)} \quad \text{(AASTHO STANDARD 9.16.2.1)}$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

La humedad relativa, H, se puede obtener de estadísticas meteorológicas locales, los cuales fueron proporcionados por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador; H= 78%

$$\Delta f_{pSR} = (117.21 - 1.034H)$$

$$\Delta f_{pSR} = (117.21 - 1.034 * 78)$$

$$\Delta f_{pSR} = 36.56 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.5. Cálculo de Pérdida por Fluencia Lenta de Concreto

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.16.2.1.3})$$

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

$$f_{cgp} = 9.9117 \text{ MPa}$$

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado.

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{CM} * e}{I_v}$$

Donde:

$$M_{CM} = M_l + M_{asf} + M_{vl} + M_{vt} + M_a + M_b$$

$$M_{CM} = 1206.866 \text{ KN.m}$$

$$e = 49.03 \text{ cm}$$

I_v = Inercia de viga ($1.085 \times 10^7 \text{ cm}^4$)

$$I_v = (0.1085 \text{ m}^4)$$

- Cálculo de Δf_{cdp}

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{CM} * e}{I_v}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{1206.866 \text{ KN.m} * 0.49 \text{ m}}{0.1085 \text{ m}^4}$$

$$\Delta f_{cdp} = 5450.363 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta f_{cdp} = 5.45 \text{ MPa}$$

- Pérdida por Fluencia Lenta de Concreto

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = (12.0 * 9.9117 \text{ MPa}) - (7.0 * 5.45 \text{ MPa}) \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = 80.79 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.6. Cálculo de Pérdida por Relajación del Acero Después de la Transferencia.

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- Para pretensado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 137.9 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.16.2.1.4})$$

Donde:

$$\Delta f_{pES} = \text{Pérdida por acortamiento elástico (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = 72.4505 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pSR} = \text{Pérdida por contracción (MPa)}$$

$$\Delta f_{pSR} = 36.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = \text{Pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)}$$

$$\Delta f_{pCR} = 80.79 \text{ MPa}$$

- **Pérdida por Relajación del Acero Después de la Transferencia.**

$$\Delta f_{pR2} = 137.9 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

$$\Delta f_{pR2} = 137.9 - 0.4 * 72.4505 \text{ MPa} - 0.2 * (36.56 \text{ MPa} + 80.79 \text{ MPa})$$

$$\Delta f_{pR2} = 125.818 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.7. Cálculo de Pérdidas Totales

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.16.2.1})$$

Donde:

$$\Delta f_{pT} = \text{Pérdida total (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = \text{Pérdida por acortamiento elástico (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = 72.4505 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pSR} = \text{Pérdida por contracción (MPa)}$$

$$\Delta f_{pSR} = 36.56 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} = \text{Pérdida por fluencia lenta del concreto (MPa)}$$

$$\Delta f_{pCR} = 80.79 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR2} = \text{Pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)}$$

$$\Delta f_{pR2} = 125.818 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de pérdidas totales**

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

$$\Delta f_{pT} = 72.4505 \text{ MPa} + 36.56 \text{ MPa} + 80.79 \text{ MPa} + 125.818 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pT} = 315.6185 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pT} = 315618.5 \text{ KN/m}^2 * A_{ps}$$

$$\Delta f_{pT} = 2315618.5 \text{ KN/m}^2 * 18 * 9.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\Delta f_{pT} = 560.728 \text{ KN}$$

5.2.1.3.1.6.8. Calculo Fuerza final de preesfuerzo

$$P_f = P_o + \Delta f_{pT}$$

Donde:

P_f = Fuerza final de preesfuerzo

P_o = Fuerza inicial de preesfuerzo

$P_o = 2808.805 \text{ KN}$

Δf_{pT} = Pérdidas de preesfuerzo totales

$\Delta f_{pT} = 560.728 \text{ KN}$

- **Fuerza final de preesfuerzo**

$P_f = P_o + \Delta f_{pT}$

$P_f = 2808.805 \text{ KN} + 560.728 \text{ KN}$

$P_f = 3369.533 \text{ KN}$

5.2.1.3.1.6.9. Limites para la Tensión en los Tendones de Pretensado

5.2.1.3.1.6.9.1. Cálculo de tensión inicial en los tendones inmediatamente antes a la transferencia.

$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 0.75 f_{pu}$ (AASHTO STANDARD 9.15.1)

$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 0.75 * 1860 \text{ MPa}$

$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 1395 \text{ MPa}$

5.2.1.3.1.6.10. Limites para la tensión en el concreto pretensado

5.2.1.3.1.6.10.1 Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas.

- **Fibra Superior**

Tracción en la zona pre-comprimida, suponiendo secciones no fisuradas, se deberá tomar en cuenta la ubicación del puente; es decir es de suma importancia tomar en

cuenta que estará ubicado en zona costera, por lo cual se utilizará el límite para la tensión de tracción para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas.

$$f_{ts} = 0.5\sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.15.2.2})$$

$$f_{ts} = 0.5\sqrt{40\text{MPa}}$$

$$f_{ts} = 3.162 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.11.1 L límites para la tensión en el concreto pretensado

5.2.1.3.1.6.11.2. Tensiones temporarias antes de las pérdidas.

- **Fibra Inferior**

El límite para la tensión a compresión en los elementos de concreto pretensado será de:

$$f_{ci} = 0.6 f'_{ci} \quad (\text{AASHTO STANDARD 9.15.2.1})$$

$$f_{ci} = 0.6 (28 \text{ MPa})$$

$$f_{ci} = 16.80 \text{ MPa}$$

5.2.1.3.1.6.7. Verificación a la Rotura

$$M_{UR} > M_{UA}$$

Para que la sección cumpla se debe considerar el momento último resistente (M_{UR}) mayor o igual al momento último actuante o de rotura probable (M_{UA}).

5.2.1.3.1.6.7.1. Momento Último Actuante (M_{UA}).

Para obtener el valor del M_{UA} se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$M_{UA} = 1.30[1.0(M_{CM}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

Donde:

$$M_{CM} = M_l + M_{asf} + M_{vl} + M_{vt} + M_b + M_a$$

$$M_{CM} = 1206.866 \text{ KN.m}$$

$$M_{CV} + MI = 1396.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 1.30[1.0(M_{CM}) + 1.67(M_{CV} + MI)]$$

$$M_{UA} = 1.30[1.0(1206.866 \text{ KN.m}) + 1.67(1396.33 \text{ KN.m})]$$

$$M_{UA} = 4600.35823 \text{ KN.m}$$

$$M_{UA} = 469.10598 \text{ T.m}$$

5.2.1.3.1.6.7.2. Momento Último Resultante (M_{UR}).

El momento último resultante fue obtenido mediante una hoja de cálculo de Excel.

- Momentos de Tensión

| Lecho | Cantidad de Varillas | Calibre de varilla | Posición de centriode de varilla (y). (cm) | Área de Acero (As). (cm ²) | Fuerza inicial de preesfuerzo (Kg) | Momentos de Tensión (Kg.cm) |
|-------------|----------------------|--------------------|--|--|------------------------------------|-----------------------------|
| 1 | 6 | # 4 | 8.15 | 5.8798 | -15922.92 | -150489.89 |
| 2 | 6 | # 4 | 13.8 | 5.8798 | -15922.92 | -143021.73 |
| 3 | 6 | # 4 | 19.4 | 5.8798 | -15922.92 | -135619.65 |
| Suma | 18 | | | 17.6394 | | -429131.27 |

- **Momento de Compresión**

Fuerza de Compresión (Cc) 429131.261 kg

=

Momento por Fuerza de Compresión (MCc) =
6340684.931 kg-cm

Eje neutro de la sección (c) 27.090 cm

=

- **Momento ultimo resultante**

$$M_{UR} = 47717997.48 \text{ Kg. cm}$$

$$M_{UR} = 4679.537 \text{ KN.m}$$

5.2.1.3.1.6.7.3. Verificación a la Rotura

$$M_{UR} > M_{UA}$$

$$4679.537 \text{ KN.m} > 4600.358 \text{ KN.m} \text{ ok!}$$

5.2.1.3.1.6.8. Verificación a la Cortante Transferencia de cortante entre Viga y losa.

Se debe cumplir que:

$$V_C > V_U$$

- **Cortante (V_U)**

Para obtener el valor del V_U se utilizará la combinación de cargas I según la norma AASHTO STANDARD en su sección T3.22.1A.

$$V_U = 1.30[1.0(V_{CM}) + 1.67(V_{CV} + V_I)]$$

Donde:

$$V_{CM} = V_l + V_{asf} + V_{vl} + V_{vt} + V_a + V_b$$

$$V_{CM} = 526.5411 \text{ KN}$$

$$V_{CV} + V_l = 166.348 \text{ KN}$$

$$V_U = 1.30[1.0(526.5411 \text{ KN}) + 1.67(166.348 \text{ KN})]$$

$$V_U = 1045.645 \text{ KN}$$

$$A_{vf} = \frac{V}{\mu * f_s}$$

Donde:

A_{vf} = Area de acero.

$$V = V_U = 1045.645 \text{ KN}$$

(AASHTO STANDARD S2.7.4)

$$\mu = 0.6 * \gamma \text{ (AASHTO STANDARD S8.15.5.4.3)}$$

$$\gamma = 1.0 \text{ Para concreto normal (AASHTO STANDARD S8.15.5.4.3)}$$

$$f_s = 165500 \text{ KN/m}^2 \text{ (AASHTO STANDARD S8.15.2.2)}$$

$$A_{vf} = \frac{V}{\mu * f_s}$$

$$A_{vf} = \frac{1045.645 \text{ KN}}{0.60 * 165500 \text{ KN/m}^2}$$

$$A_{vf} = 1.05 * 10^{-2} \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$A_{vf} = 1.05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se proponen varillas #3 de área de 1.99 cm²

$$\text{Espaciamiento} = \frac{0.71 \text{ cm}^2}{1.05 \text{ cm}^2 / \text{m}}$$

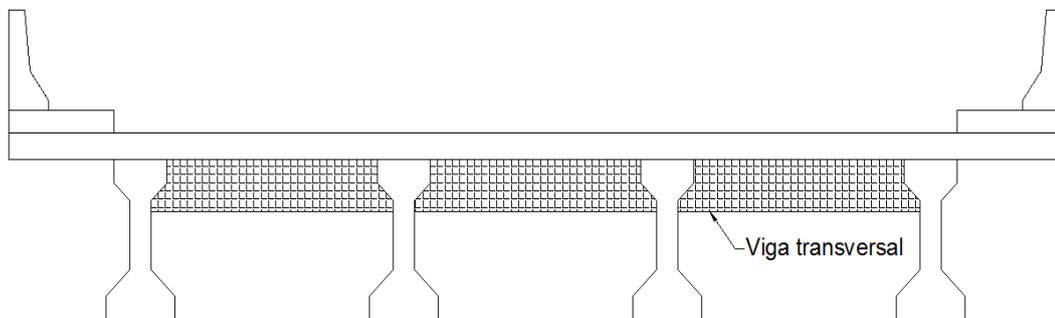
$$\text{Espaciamiento} = 0.676 \text{ m}$$

Espaciamiento = 0.65 m

5.2.1.3.2. Diseño de Vigas Transversales de Concreto Reforzado

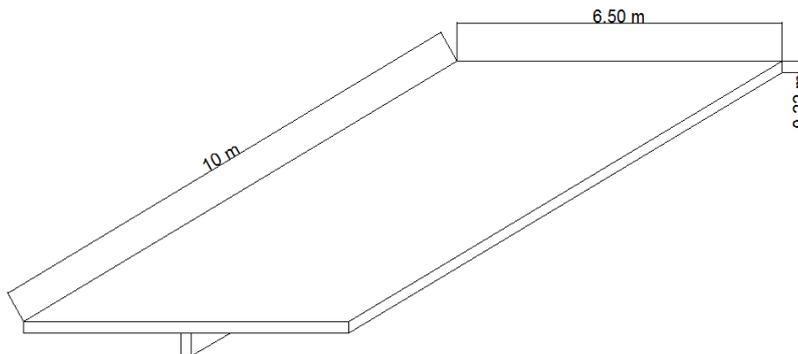
5.2.1.3.2.1. Modelo de Análisis

Para el diseño de Vigas Transversales se tomará una sección de losa cubriendo todo el ancho del puente, el cual es de 10 metros de ancho; así mismo, se tomarán las áreas de influencia para cada viga según corresponde, por ser un ancho de 10 metros y se considerarán 5 vigas transversales.



5.2.1.3.2.2. Cargas.

Analizando las cargas muertas



$$\text{carga de losa} = 6.5\text{m} \times 0.22\text{m} \times 10\text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{carga de losa} = 34,320\text{kg}$$

$$\text{carga de losa} = \frac{34,320\text{kg}}{10\text{m}}$$

$$\text{carga de losa} = 3,432 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 6.5\text{m} \times 0.05\text{m} \times 8\text{m} \times 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 5850\text{kg}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = \frac{5850\text{kg}}{8\text{m}}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 731.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Analizando la carga viva

La carga vehicular será colocada al centro de cada carril, se tomaran los ejes de las ruedas traseras del camión de diseño. (145,000N separadas a 1.8metros)

Carga distribuida de losa = 3432 kg/m

Carga distribuida de la capa asfáltica = 731.25 kg/m

Esquema de cargas vivas y muertas en la viga

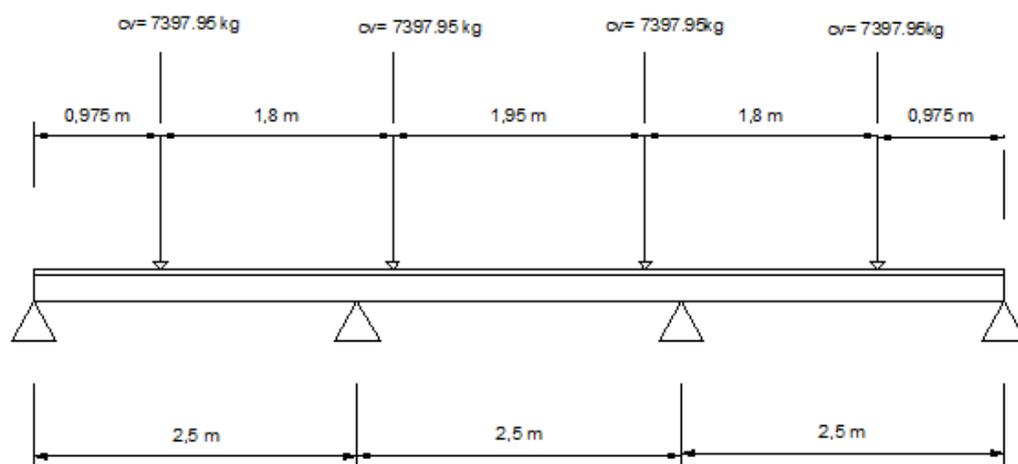
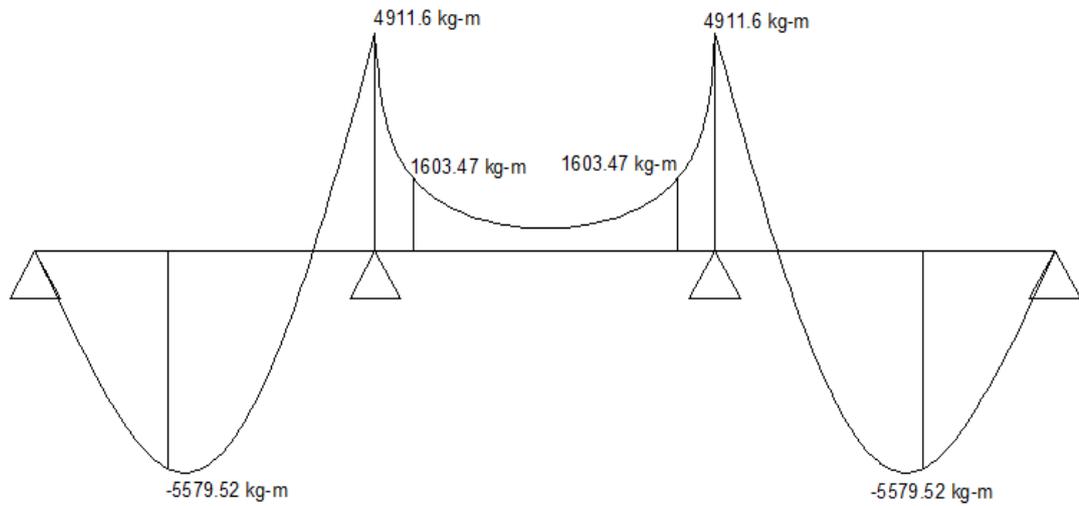


Diagrama de momentos



Nota: el momento se calculó por medio del programa smartbar

5.2.1.3.2.3. Diseño Estructural de las vigas transversales

5.2.1.3.2.3.1. Datos para el diseño.

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

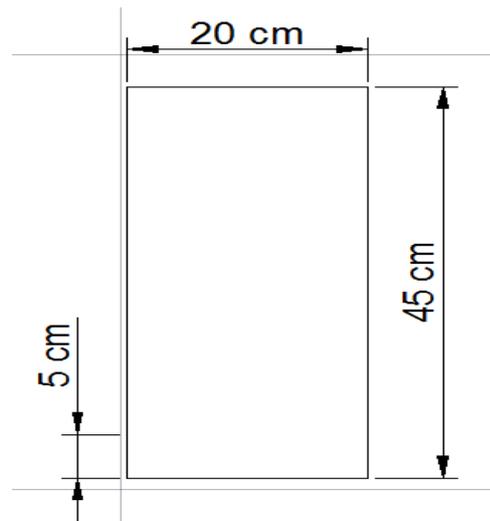
$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 20cm$$

$$\text{Recubrimiento} = 5cm$$

$$d = 40cm$$

$$h = 45cm$$



5.2.1.3.2.3.2. Diseño para Momento Negativo

Calculo del área de acero para momento negativo.

$$M(-) = 5579.52\text{kg-m}$$

Calculo del índice de refuerzo

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{M}{0.53 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{5579.52 \times 100}{0.53 \cdot 280 \cdot 20 \cdot 40^2}}$$

$$w = 0.072$$

Calculo del porcentaje de acero.

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.072) \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 4.8 \times 10^{-3}$$

$$\rho = 0.0048$$

El porcentaje de acero obtenido debe de ser mayor que el mínimo y menor que el máximo.

- Comparación de los porcentajes de acero permisibles.

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{4200}$$

$$\rho_{min} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.00345$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \left[\frac{6115}{6115 + f_y} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot (0.85) \cdot (280)}{4200} \left[\frac{6115}{6115 + 4200} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.0214$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.00345 < 0.0048 < 0.0214 \quad ok$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido es el correcto.

- **Calculo del área de acero.**

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = (0.0048)(20cm)(40cm)$$

$$A_s = 3.84cm^2$$

Usar tres varillas número cuatro.

5.2.1.3.2.3.3. Diseño para Momento Positivo.

Calculo del área de acero para momento positivo:

$$M(+) = 4911.6kg\cdot m$$

Calculo del índice de refuerzo

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{M}{0.53 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{4911.16 \times 100}{0.53 \cdot 280 \cdot 20 \cdot 40^2}}$$

$$w = 0.063$$

Calculo del porcentaje de acero.

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.063) \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 4.2 \times 10^{-3}$$

$$\rho = 0.0042$$

El porcentaje de acero obtenido debe de ser mayor que el mínimo y menor que el máximo.

Comparación de los porcentajes de acero permisibles.

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{4200}$$

$$\rho_{min} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.00345$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \left[\frac{6115}{6115 + f_y} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot (0.85) \cdot (280)}{4200} \left[\frac{6115}{6115 + 4200} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.0214$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.00345 < 0.0042 < 0.0214 \quad ok$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido es el correcto.

- **Calculo del área de acero.**

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = (0.0042)(20cm)(40cm)$$

$$A_s = 3.36cm^2$$

Usar tres varillas número cuatro.

5.2.1.3.2.3.4. Diseño por Cortante.

El esfuerzo cortante último es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Donde:

$V_u = 12602.01 \text{ Kg}$ Calculado por medio de programa Smarbart.

$$\phi = 0.85$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{12602.01 \text{ Kg}}{0.85 * 45 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}$$

$$v_u = 16.473 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad resistente del concreto simple es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

Donde:

$$f'c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$v_c = 8.868 \text{ Kg/cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos es:

$$S = \frac{A_v * F_y}{(v_u - v_c) * b}$$

Donde:

$$A_v = 2 * 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u = 16.473 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 8.868 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * F_y}{(v_u - v_c) * b}$$

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{(16.473 \text{ Kg/cm}^2 - 8.868 \text{ Kg/cm}^2) * 20 \text{ cm}}$$

$$s = 39.21 \text{ cm}$$

$$s = 35 \text{ cm}$$

Se requieren estribos cerrados de varilla # 3 con diámetro de 9.5 mm.

5.2.2 Diseño de Subestructura

5.2.2.1 DISEÑO DE ELASTÓMEROS (AASHTO STANDARD)

Diseño de dispositivo de elastómero de expansión reforzado con acero para apoyo de puente.

$$\text{Carga muerta } (P_D) = 343.00 \text{ KN}$$

$$\text{Carga muerta } (P_D) = 34,976.7 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Viva } (P_L) = 17,664.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Total } (P_T) = 52,641.2 \text{ Kg}$$

$$\Theta_s = 0.02 \text{ calculado con programa smartbar (TI-89)}$$

5.3.2.1.1. Dimensiones preliminares

Esfuerzo de compresión para carga total en servicio

$$\sigma_{CTL} \leq 1.66 GS/\beta \leq 112 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Art. 14.4.2.1 AASTHO STANDARD})$$

$\beta = 1$ para capas internas de elastómero

$$\sigma_{CTL} = \frac{P_{TL}}{A_{req}}$$

$$\sigma_{CTL} = \frac{52,641.2 Kg}{112 \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\sigma_{CTL} = 468 cm^2$$

Para el ancho de viga I de 66cm se iniciará con un ancho de elastómero de:

$$W = 40cm$$

$$L = \frac{A}{W}$$

$$L = \frac{468cm^2}{40cm}$$

$$L = 11.7 cm$$

Usando $L = 15cm$

$$A = 40 \times 15$$

$$A = 600cm^2 > A_{req}$$

5.3.2.1.2. Factor de Forma mínimo para carga total (AASTHO STANDARD Art. 14.4.2.1)

$$\sigma_{CTL} \leq 1.66 GS \leq 112 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S_{min} \geq \frac{\sigma_{CTL}}{1.66 G}$$

$$\sigma_{CTL} = \frac{52,641.2}{600 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{CTL} = 87.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

De tabla 14.3.1 AASHTO STANDARD. Se ha seleccionado una Dureza = 60 en la escala Shore A.

Y un módulo de corte $G = 12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

$$S_{min} = \frac{87.73 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}{1.66 (12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2})}$$

$$S_{min} = 4.4$$

Para carga viva

$$\sigma_{CLL} \leq 0.66 GS \quad \text{Art. 14.4.2.1 AASHTO STANDARD}$$

$$S_{min} \geq \frac{C_{CLL}}{0.66G}$$

$$S_{min} = \frac{17,664.5/600}{0.66(12)}$$

$$S_{min} = 3.71$$

Se tomará como $S_{min} = 4.4$

5.3.2.1.3. Grosor de una capa interior de elastómeros (Art. 14.2 AASHTO STANDARD)

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$$

$$h_{ri} = \frac{LW}{2S(L+W)}$$

h_{ri} = grosor de una capa de elastómero

Para carga total

$$h_{ri} = \frac{600cm^2}{2(4.4)(40cm + 15cm)} = 1.24cm$$

Para carga viva

$$h_{ri} = \frac{600cm^2}{2(3.71)(55cm)} = 1.47cm$$

Si se utiliza $h_{ri} = 1.2cm$ (10mm)

El factor de forma queda de la siguiente manera:

$$S_i = \frac{600cm^2}{2(1.2cm)(55cm)} = 4.54 > 4.4$$

5.3.2.1.4. Espesor total del elastómero elastómero (h_{rt})

Estabilidad (Art. 14.2.7 AASHTO STANDARD)

Para garantizar estabilidad, el espesor total del apoyo (h_{rt}) no excederá el más pequeño de los valores:

$L/5$, $W/5$ ó $D/6$ para apoyos simples

$L/3$, $W/3$ ó $D/4$ para apoyos reforzados.

$$\frac{L}{3} = \frac{15}{3} = 5cm$$

$$\frac{W}{5} = \frac{40}{5} = 8cm$$

$h_{rt}=5cm$, el menor valor de los calculados

Numero de capas= $5.0cm/1.2cm=4$

- **Cortante (Art. 14.2.6)**

Acortamiento de la viga

$$\text{Variación por temperatura} = \Delta_{tem} = \infty \Delta T L$$

$$\infty = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \text{ (Coeficiente térmico para una densidad normal de concreto)}$$

$$\Delta T = 10^\circ\text{C} \text{ (Variación de temperatura en la zona)}$$

$$L = 1834 \text{ cm}$$

$$\Delta_{tem} = 10.8 \times \frac{10}{^\circ\text{C}} \times 10^\circ\text{C} \times 1834 \text{ cm} = 0.2 \text{ cm}$$

Por contracción de fraguado.

Convencionalmente 0.25 mm/m

$$\text{Si } L = 18.34 \text{ m}$$

$$\Delta_{contraccion} = \frac{0.25 \text{ mm}}{\text{m}} \times 18.34 \text{ m}$$

$$\Delta_{contraccion} = 4.58 \text{ mm} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = (\Delta_{tem} + \Delta_{contraccion})$$

$$\Delta_T = (0.2 + 0.45)$$

$$\Delta_T = 0.65 \text{ cm}$$

Debe satisfacer

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

$$5.0 \geq 2(0.65) = 1.3 \quad \text{CUMPLE}$$

5.3.2.1.5. Capacidad rotacional del apoyo (Art. 14.4.2.2 AASTHO STANDARD)

- Deflexión instantánea por compresión

$$\Delta_c = \sum_i \varepsilon_{ci} h_{ri}$$

ϵ_i = deformación compresión en cada capa de elastómero, este dato es tomado de las curvas de esfuerzo – deformación (Tabla 14.4.1.2B)

Usando:

$$\sigma_{CTL} = 87.73 \frac{kg}{cm^2} = 1,248psi$$

$$S = 4.54$$

Se obtiene

$$\epsilon_i = 0.066$$

$$\Delta_c = 3(0.062)(1cm) = 0.19cm$$

$$\theta_{TL} = \frac{\Delta_c}{\frac{L}{2}}$$

$$\theta_{TL} = \frac{0.19}{\frac{15}{2}} = 0.025 > 0.02 \text{ CUMPLE}$$

5.3.2.1.6. Calculo de placas de refuerzo en el elastómero (Art. 14.4.2.6 AASHTO STANDARD)

$$h_s \geq \frac{1.5(h_{r1} + h_{r2})\sigma_{CTL}}{F_y}$$

$$h_s = \frac{1.5(1.2 + 1.2)87.73}{4200}$$

$$h_s = 0.09cm$$

Se utilizaran placas de 1 mm de espesor

- 4 capas de elastómero de 12 mm c/u
- 3 placas de acero de 1 mm de espesor c/u
- Espesor total de elastómero 51mm

Estribo +Superestructura (Tomando 1 m lineal de estribo)

| Elemento | Volumen (m³) | DC (Kg) | XA (m) | YA (m) | XA*DC (Kg/m) | YA*DC (Kg/m) |
|------------------------|--------------|-----------|--------|--------|--------------|--------------|
| ESTRIBO | | | | | | |
| 1 | 0.72 | 1728 | 1.88 | 3.9 | 3,248.64 | 6,739.20 |
| 2 | 0.99 | 2376 | 1.55 | 2.65 | 3,682.80 | 6,296.40 |
| 3 | 0.075 | 180 | 1.77 | 2.4 | 318.60 | 432.00 |
| 4 | 1.08 | 2592 | 1.3 | 1.75 | 3,369.60 | 4,536.00 |
| 5 | 2.1 | 5040 | 0.98 | 1.4 | 4,939.20 | 7,056.00 |
| | | 11,916.00 | 1.31 | | 15,558.84 | 25,059.60 |
| SUPERESTRUCTURA | | | | | | |
| □ | | 13,994.00 | 1.33 | | 18,612.02 | |
| RCM | | 25,910.00 | 1.32 | | | |
| CARGA VIVA | | | | | | |
| RCV | | 7,065.80 | 1.33 | | 9,397.51 | |

Presiones de tierra

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

ϕ_f = ángulo de fricción interna = 36°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

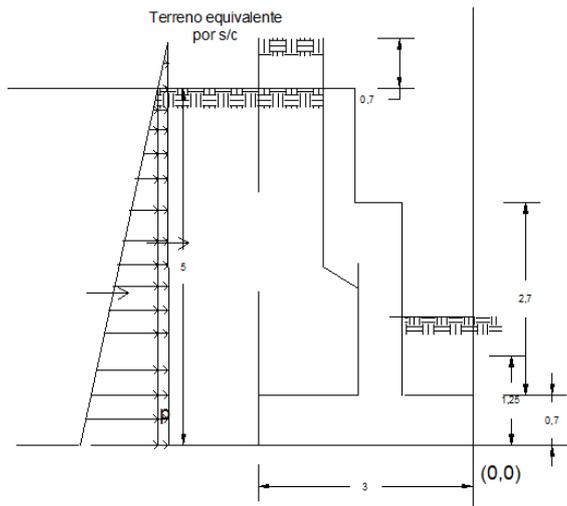
β = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Para $\delta = \beta = 0$ y $\theta = 90^\circ$, las fórmulas AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) se convierten en:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - i)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + i)}} \right]^2}$$

$$k_a = 0.26$$



- **Presiones de tierra (Empuje activo)**

$$E_A = \frac{K_a(h^2)\gamma_s}{2}$$

$$E_A = \frac{0.26(5m^2)1631.55kg/cm^3}{2}$$

$$E_A = 5,302.5kg/m$$

$$Y_A = 1.43m$$

$$M_{VA} = 7,582.6kg\cdot m/m$$

- **Sismo**

$$\phi_f = \text{ángulo de fricción interna} = 30^\circ$$

$$\delta = \text{ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 0^\circ$$

$$i = \text{ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$$

$$\beta = \text{ángulo de inclinación del muro con la vertical} = 0^\circ$$

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0.40 (Norma de Diseño Sísmico en El Salvador)

$$k_h = \text{coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5A = 0.5(0.4) =$$

$$k_v = \text{coeficiente de aceleración vertical} = 0$$

$$E_{AE} = \frac{3K_{AE}(h^2)\gamma_s}{8}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.381$$

$$E_{AE} = \frac{3(0.381)(5^2)1631.55 \text{ kg/cm}^3}{8}$$

$$E_{AE} = \frac{3(0.381)(5^2)1631.55 \text{ kg/cm}^3}{8}$$

$$E_{AE} = 5,827.7 \text{ kg} - \text{m}$$

$$Y_A = 1.43$$

$$M_{VAE} = 8,333.6 \text{ kg-m/m}$$

- **Carga viva sobre relleno**

La norma AASHTO establece, que puede utilizarse una sobre carga de 0.61 mt. de tierra equivalente a carga viva de tráfico, la cual se obtiene:

$$E_L = K_a(h)\gamma_s$$

EL = Sobrepresión de tierra por carga viva sobre el relleno

q = carga distribuida sobre el relleno igual a 0.61 m. De tierra.

$$E_L = 0.61 \text{ m}(1631.55 \text{ kg/cm}^3)(5)(0.26)$$

$$E_L = 1,294 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 0.38H = 1.9 \text{ m}$$

$$M_{VL} = 2,458.6 \text{ kg-m/m}$$

- **Fuerza longitudinal sobre el apoyo por carga viva**

Este es el 5% de la carga viva para el carril de carga sin impacto más la concentrada para momento.

$$Fl = 7,065.8 \text{ kg/m}(5) * 0.05$$

$$Fl = 1,766\text{kg}$$

$$Y_A = H + 1.83 = 6.83 \text{ m}$$

$$M_{VFL} = 12,062 \text{ kg-m/m}$$

- **Efecto sísmico de carga muerta de la superestructura**

El estribo en si se considera que funciona como un sistema aislado por lo que de la norma técnica para diseño por sismo tenemos que $K_h = 0.2$

$$F_d = k_h W$$

$$W = \text{Reacción por carga muerta} = 25,910 \text{ kg/m}$$

$$F_d = 25,910 \text{ kg}(0.20)$$

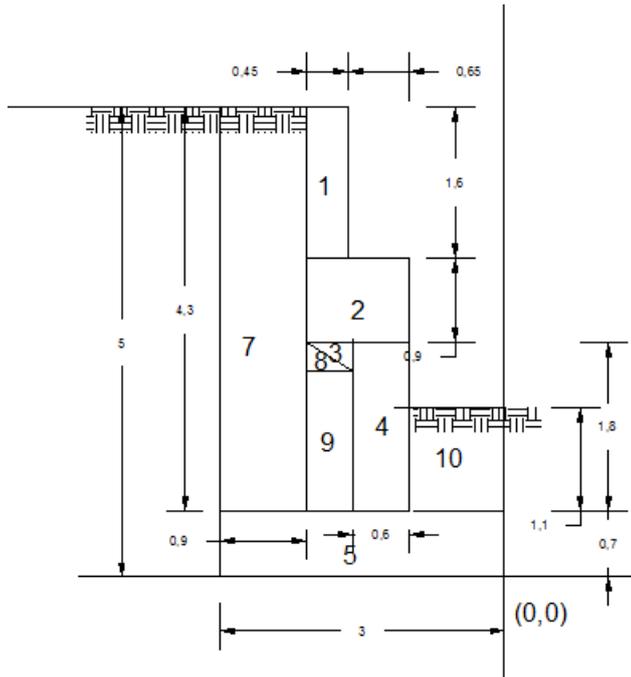
$$F_d = 582\text{kg}$$

$$Y_a = 5\text{m}$$

$$M_{Vd} = 1,571.4\text{kg-m}$$

- **MOMENTOS RESISTENTES**

Este análisis es, con respecto al borde del puntal o talón del estribo. P(0,0)



$$W1 = (1.6m)(0.45m)(2400kg/m^3)$$

$$W1 = 1728kg/m$$

$$M1 = 1728kg/m)1.875m =$$

$$M1 = 3,240kg - m/m$$

$$W2 = (1.1m)(0.9m)(2400kg/m^3)$$

$$W2 = 2376kg/m$$

$$M2 = 2376kg/m(1.55m)$$

$$M2 = 3,683kg - m/m$$

$$W3 = \frac{(0.3m)(0.45m)}{2} (2400kg/m^3)$$

$$W3 = 162kg/m$$

$$M3 = 162kg/m(1.8m)$$

$$M3 = 291.6kg - m/m$$

$$W4 = (0.6m)(1.8m)(2400kg/m^3)$$

$$W4 = 2,592kg/m$$

$$M4 = 2,592kg/m(1.35m)$$

$$M4 = 3,499kg - m/m$$

$$W5 = (3m)(0.7m)(2400kg/m^3)$$

$$W5 = 5,040kg/m$$

$$M5 = 5,040kg/m(1.50m)$$

$$M5 = 7,560kg - m/m$$

Suelo

$$W7 = (4.3m)(0.9m)(1631.55kg/m^3)$$

$$W7 = 6,314kg/m$$

$$M7 = 6,314kg/m(2.55m)$$

$$M7 = 16,100kg - m/m$$

$$W8 = \frac{(0.3m)(0.45m)}{2} (2400kg/m^3)$$

$$W8 = 162kg/m$$

$$M8 = 162kg/m(1.95m)$$

$$M8 = 316kg - m/m$$

$$W9 = (0.45m)(1.5m)(2400kg/m^3)$$

$$W9 = 1620kg/m$$

$$M9 = 1620kg/m(1.875m)$$

$$M9 = 3,037kg - m/m$$

Cálculo del momento resistente por carga muerta de la superestructura.

$$WD = 13,994kg/m$$

$$MD = 13,994kg/m(1.325)$$

$$MD = 18,542kg - m/m$$

Momento por carga viva.(Superestructura)

$$WL = 7,065kg/m$$

$$ML = 7,065kg/m(1.325)$$

$$ML = 9,361 kg. m/m$$

- **REVISIÓN POR VOLTEO**

El momento resistente total es:

$$M_{RS} = 56,268.66kg - m/m$$

El momento de volteo total es el que resulta de la combinación de carga que sea más desfavorable

$$M_{VT} = M_{VA} + M_{VE} + M_{Vd}$$

$$M_{VT} = 7,582.6kg - m/m + 8,333.6 kg - m/m + 1,571.4kg - m/m$$

$$M_{VT} = 17,487.6kg - m/m$$

El factor de seguridad por volteo es:

$$FSv = \frac{M_{RS}}{M_{VT}} > 1.5$$

$$FSv = \frac{56,268.6kg - m/m}{17,487.6kg - m/m} = 3.22 > 1.5$$

FSv=Factor de seguridad por volteo

- **REVISION POR DESLIZAMIENTO**

El factor de seguridad por deslizamiento se calcula con la siguiente expresión:

$$FSd = \frac{W_t \mu}{F_h} > 1.5$$

FSd=Factor de seguridad por deslizamiento

W_t = Fuerza vertical de las cargas muertas

F_h = fuerza horizontal ($E_A + E_{AE} + F_d$)

μ = Coeficiente de fricción del suelo

$$W_t = 1728 + 2376 + 162 + 2,592 + 5,040 + 6,314 + 162 + 1620$$

$$W_t = 33,988 \text{ kg/m}$$

$$\mu = \tan \phi$$

$$\mu = \tan(36) = 0.726$$

$$F_h = 5,302.5 \text{ kg} + 5,827.7 \text{ kg} + 582 \text{ kg}$$

$$F_h = 11,711.7 \text{ kg}$$

$$FSd = \frac{33,988 \text{ kg/m}(0.726)}{11,711.7 \text{ kg}} = 2.11 > 1.5$$

- **REVISION DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO**

Según la norma AASHTO la capacidad de carga admisible del suelo se puede incrementar en un 33%

$$q_{adm} = 8.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_a = 8.7 \text{ kg/cm}^2(1.33) = 11.57 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del momento que se transmite al suelo.

$$M_o = Wt \frac{B}{2} + M_{VT} - M_{RT}$$

B=base de zapata=3m

$$M_o = 33,988 \text{ kg/m} \frac{3}{2} + 17,487.6 \text{ kg} - \text{m/m} - 56,268.6 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$M_o = 12,201 \text{ kg} - \text{m/m}$$

- Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{M_o}{Wt}$$

$$e = \frac{12,201}{33,988} = 0.36$$

La capacidad de carga disponible (q_D) es igual a la capacidad de carga admisible (q_a)

$$q_D = q_a$$

$$q_D = 11.57 \text{ kg/cm}^2 = 115,700 \text{ kg/m}^2$$

$$k = \frac{10}{6} = 1.67 \quad e < k \quad \text{CUMPLE}$$

$$q_{max} = 33,988 \text{ kg/m} < q_D \quad \text{CUMPLE}$$

• CÁLCULO DE ACERO

Momento en base de la pantalla

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA kg/m | CARGA Vu (kg) | Yp (m) | M (kg-m) |
|----------------|---------------------------|---------------|--------|----------|
| EL | 258.76 | 1,112.68 | 2.15 | 2,392.27 |
| E _A | 1,824.07 | 3,921.76 | 1.43 | 5,621.18 |

| | | | | |
|-----------------------|--------|----------|------|-----------|
| E_{AE} | 424.45 | 1,825.13 | 2.15 | 3,924.02 |
| F_I | - | 5,935.20 | 3.20 | 18,992.64 |
| F_d | - | 2,747.63 | 2.66 | 7,315.47 |

$$K_a=0.26$$

$$K_{AE}=0.381$$

$$\text{PESO ESPECIFICO SUELO} = 1631.55 \text{ kg/m}$$

$$K_h = 0.5A = 0.2$$

$$D=0.7\text{m}$$

Donde Fd:

W= Peso de Estribo y terreno tributario sobre Pantalla

$$W = 6,078\text{kg/m} + 7,660\text{kg/m}$$

$$W = 13,738.13\text{kg/m}$$

$$Fd = K_h W$$

$$Fd = 0.2 \left(\frac{13,738.13\text{kg}}{\text{m}} \right)$$

$$Fd = 2,747\text{kg/cm}$$

$$Y_p=2.66\text{m}$$

a) Acero por flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla

$$M_u = M_{EL} + M_A + M_{EA} + M_{FL} + M_{FD}$$

$$M_u = 2,392.27 + 5,621.18 + 3,924.02 + 18,992.64 + 7,315.47$$

$$M_u = 38,245.58\text{kg.m}$$

Con $M_u = 38,245.58 \text{ kg} \cdot \text{m}$, probamos un A_s de varillas $\phi 1''$.

Recubrimiento = 7.5 cm

Φ de varilla = 2.54 cm

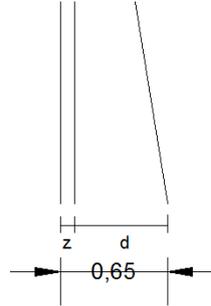
$$z = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = 65 - 8.77 = 56.23 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

$b =$ tomando 1 m lineal de estribo = 100 cm



$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{Ec. 8-17 AASHTO STANDARD}$$

$$a = \frac{A_s (4200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85 (280 \text{ kg/cm}^2) (100)}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - a/2)} \quad \text{Ec. 8-16 AASHTO STANDARD}$$

$$\Phi_f = 0.95$$

$$A_s = \frac{42 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{1 (4200 \text{ kg/cm}^2) (56.23 - a/2)}$$

Resolviendo las ecuaciones tenemos:

$$A_s = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.23 \text{ cm}$$

$A_{s \text{ maximo}}$

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.23}{0.85} = 3.8$$

$$d_e = 56.23 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 3.8/56.23 = 0.07 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

A_S mínimo Art. 8.17.1 AASHTO STANDARD

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir:

$$\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr} = 1.2 f_r * S$$

Donde:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(65)^2}{6} = 70,416.7 \text{ cm}^3$$

$$1.2 M_{cr} = 28,417 \text{ kg} - m$$

$$M_u = 38,245.58 \text{ kg} - m > 28,417 \text{ kg-m}$$

Se usara 1φ1" @ 0.25m

Separación para varillas φ 1" = 5.1/18.31 = 0.25cm

• **A_S de Temperatura AASSTHO STANDARD S8.20.1)**

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1 * 0.5623$$

$$A_{ST} = 0.001 \text{ m}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas φ 5/8" la separación será:

$$s = \frac{2}{5.85} = 0.3$$

Nota: El Acero de temperatura se colocara por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno en ambos sentidos.

b) Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{z}{(d \cdot A)^{1/3}}$$

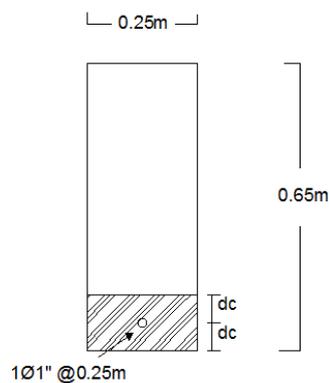
Para el acero principal:

$$d_c = \text{recubrimiento} + \phi/2$$

$$\text{Recubrimiento} \leq 5\text{cm} \quad d_c = 5\text{cm} + \frac{2.54\text{cm}}{2} = 6.27\text{cm}$$

$$b = \text{espaciamiento del acero} = 25\text{cm}$$

$$n_v = \text{numero de varillas} = 1$$



$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{(2 \cdot 6.27)25}{1}$$

$$A = 313.5\text{cm}^2$$

$$Z = 30,600\text{kg/cm}$$

Entonces

$$f_{sa} = \frac{30,600\text{kg/cm}}{(6.27 \cdot 313.5\text{cm}^2)^{1/3}}$$

$$f_{sa} = 2,442 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6f_y = 0.6(4,200 \text{ kg/cm}^2) = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de Servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Momento por cargas de servicio

$$M_s = (2,392.27 + 5,621.18)$$

$$M_s = 8,013 \text{ kg} - \frac{m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.25m

$$M_s = 8,013 \text{ kg} - \frac{m}{m} * 0.25 \text{ m}$$

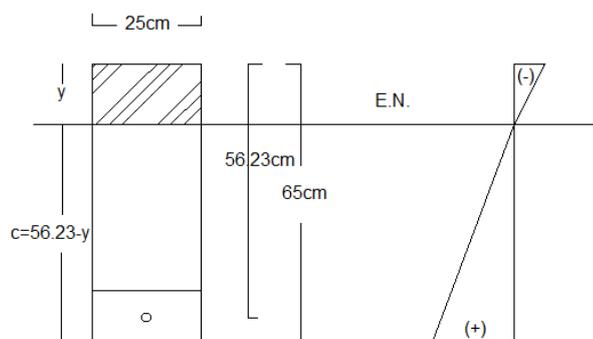
$$M_s = 2,003 \text{ kg} - m$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,039,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15,344 \sqrt{f'c} = 15,344 \sqrt{280}$$

$$E_c = 256,754 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8$$



- **Área de acero transformada**

$$A_{st} = nA_s$$

$$A_{st} = 8(5.1\text{cm}^2) = 40.8\text{cm}^2$$

Momento respecto al eje neutrón de sección transformada

$$C = T$$

$$25y\left(\frac{y}{2}\right) = 40.8(56.23 - y)$$

$$12.5y^2 + 40.8y - 2,294.18 = 0$$

$$y = 12 \text{ cm}$$

$$c = 44.23 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I = 40.8\text{cm}(244.23\text{cm}) + \frac{(25)(12)^3}{3}$$

$$I = 94,216.75\text{cm}^4$$

$$f_s = \frac{(2,003\text{kg} - m)(44.23 \text{ cm})}{94,216.75\text{cm}^4} (8)$$

$$f_s = 729\text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f_s = 729\text{kg}/\text{cm}^2 < f_{sa} = 2,520\text{kg}/\text{cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

c) Revisión por Corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención, sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

Tabla 5. Cargas en la base de la pantalla

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA kg/m | CARGA Vu (kg) | Yp (m) | M (kg-m) |
|--------------|-------------------------------|----------------------|---------------|-----------------|
| EL | 258.76 | 1,112.68 | 2.15 | 2,392.27 |
| EA | 1,824.07 | 3,921.76 | 1.43 | 5,621.18 |
| EAE | 424.45 | 1,825.13 | 2.15 | 3,924.02 |
| Fl | - | 5,935.20 | 3.20 | 18,992.64 |
| Fd | - | 2,747.63 | 2.66 | 7,315.47 |

El cortante actuante en la base de la pantalla es:

$$V_u = (V_{EL} + V_A + V_{AE} + V_{FL} + V_{Fd})$$

$$V_u = (1,112.68 + 3,921.76 + 1,825.13 + 5,935.20 + 2,747.63)$$

$$V_u = 15,542kg$$

El cortante Resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 8-46 AASHTO STANDARD}$$

$$\phi = 0.95$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. 8-47 AASHTO STANDARD}$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d_v \quad \text{Ec. 8-49 ASSHTO STANDARD}$$

b_w = longitud de tramo de pantalla (100cm)

$$d_e = 56.23 \text{ cm}$$

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - a/2 = 56.23 - 3.23/2 \quad (\text{Art. 5.8.2.9 AASHTO STANDARD})$$

$$d_v = 54.62 \text{ cm}$$

$$V_n = 182,793 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto al corte

$$V_r = \phi V_n$$

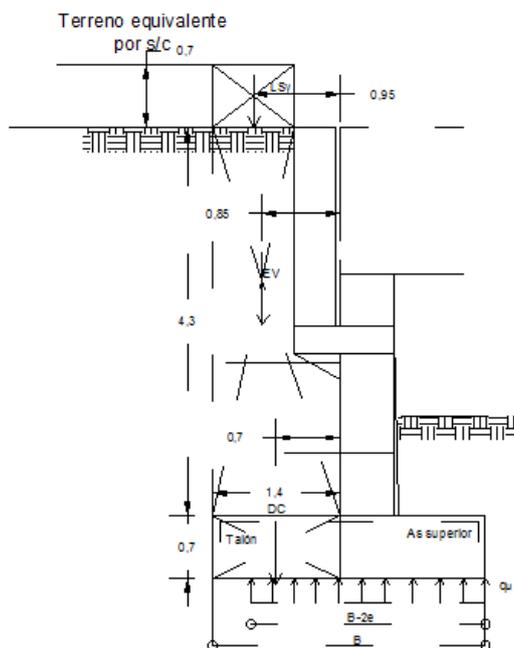
$$V_r = 0.95(182,793 \text{ kg})$$

$$V_r = 173,654 \text{ kg}$$

$$173,654 \text{ kg} > 15,542 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Diseño de Cimentación

a) Acero en la parte superior de la Zapata



Momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, (momentos estabilizadores por cargas verticales, carga muerta, peso del terreno y sobrecarga por carga viva:

$$M_u = (M_{WD} + M_{WE} + M_{WEL})$$

$$M_{WD} = 18,273 \text{ kg. m/m}$$

$$M_{WE} = 19,453 \text{ kg. m/m}$$

$$M_{WEL} = 2,458.6 \text{ kg. m/m}$$

$$M_u = 40,184 \text{ kg. m/m}$$

Utilizando acero $\phi 1''$ y $r=7.5\text{cm}$

$$Z = \text{recub} + \phi/2 = 7.5\text{cm} + 2.54/2 = 8.77\text{cm}$$

$$d = 70 - 8.77 = 61.23\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - a/2)}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$A_s = \frac{4,018,460 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{0.9(4200 \text{ kg/cm}) (61.23 - a/2)}$$

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

$$a = \frac{A_s (4200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85 (280 \text{ kg/cm}^2) (100)}$$

Resolviendo las ecuaciones por igualacion, tenemos:

$$A_s = 17.82 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.13 \text{ cm}$$

Utilizando varillas $\phi 1''$, la separación será

$$S = 5.1/17.82 = 0.28\text{m} = 0.25\text{cm}$$

- $A_{S\text{maximo}}$

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.13}{0.85} = 3.68 \text{ cm}$$

$$d_e = 61.23 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 3.68/61.23 = 0.06 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

- **$A_{S\text{mínimo}}$ (Art. 8.17.1 AASHTO STANDARD)**

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir:

- $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr} = 1.2 f_r * S$

Donde:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{ Mpa} = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(70)^2}{6} = 81,667 \text{ cm}^3$$

$$1.2 M_{cr} = 35,379 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u = 40,184 \text{ kg-m/m} > 35,379 \text{ kg-m}$$

Se usara $1\phi 1'' @ 0.25\text{m}$

- **A_S de Temperatura (AASSTHO STANDARD S8.20.1)**

$$A_{ST} = 0.002 * b * d \quad (\text{Ec. 5.10.8.2-1 AASHTO LRFD})$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1 * 0.6123$$

$$A_{ST} = 0.0012 \text{ m}^2/\text{m}$$

Utilizando varillas $\phi 5/8''$ la separación será:

$$s = \frac{2}{5.85} = 0.3$$

Usar 1 varilla ϕ 5/8" @ 0.35cm

Nota: El Acero de temperatura se colocara por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimientto.

b) Acero en el fondo de zapata

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (WE) y de la punta de la zapata (WD), el momento actuante en la cara de la pantalla es:

$$q_u = 15,542.39\text{kg} + 11,898\text{kg} + 13,994 \text{ kg} + 7,065.8 \text{ kg}$$

$$M_u = 48,499\text{kg} \left(\frac{0.7^2}{2} \right) 1 = 11,882\text{kg} - m$$

Utilizando varilla ϕ 5/8" @ 0.15cm

$$A_s = 2\text{cm}^2 / 0.15 = 14\text{cm}^2$$

Siendo:

$$\text{Recubrimiento} = 7.5\text{cm}$$

$$Z = \text{recub} + \phi / 2 = 7.5 + 1.59 / 2 = 8.3\text{cm}$$

$$d = 70 - 8.3 = 61.7\text{cm}$$

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

$$a = \frac{14(4200\text{kg}/\text{cm}^2)}{0.85(280\text{kg}/\text{cm}^2)(100)}$$

$$a = 2.47\text{cm}$$

$$\Phi_f = 0.95$$

$$M_u = \Phi_f f_y A_s (d - a/2)$$

$$Mu = 0.95 \left(\frac{4200 \text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (14) (61.7 - 2.47/2)$$

$$Mu = 33,776 \text{kg} - m > 11,536.8 \text{kg} - m$$

A_{Smaximo}

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.47}{0.85} = 2.9 \text{cm}$$

$$d_e = 61.7 \text{cm}$$

$$c/d_e = 1.66/61.7 = 0.05 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

A_{Sminimo}

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir:

- $\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr} = 1.2 f_r S$

Donde:

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \text{Mpa} = 2.01 \sqrt{f'_c} \text{kg/cm}^2$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \text{kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(70)^2}{6} = 81,667 \text{cm}^3$$

$$1.2 M_{cr} = 32,957 \text{kg} - m$$

$$Mu = 33,776 \text{kg} - m > 32,957 \text{kg} - m$$

Se usara 1 $\phi 5/8$ " @ 0.15m

c) Revisión de la punta por Corte:

Calculo de d_v

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - a/2 = 61.7 - 1.41/2$$

$$d_v = 61 \text{ cm}$$

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_u = q_u(L_{punta} - d_v)$$

$$V_u = 48,499 \text{ kg} (95 - 61)$$

$$V_u = 16,490 \text{ kg/m}$$

El cortante Resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 8-46 AASHTO STANDARD}$$

$$\Phi = 0.95$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ec. 8-47 AASHTO STANDARD}$$

$$V_c = 2\sqrt{f'_c} b_w d_v \quad \text{Ec. 8-49 ASSHTO STANDARD}$$

$$V_c = 2\sqrt{280}(100)(61) = 204,145$$

La resistencia del concreto al corte

$$V_r = 0.95(204,145 \text{ kg})$$

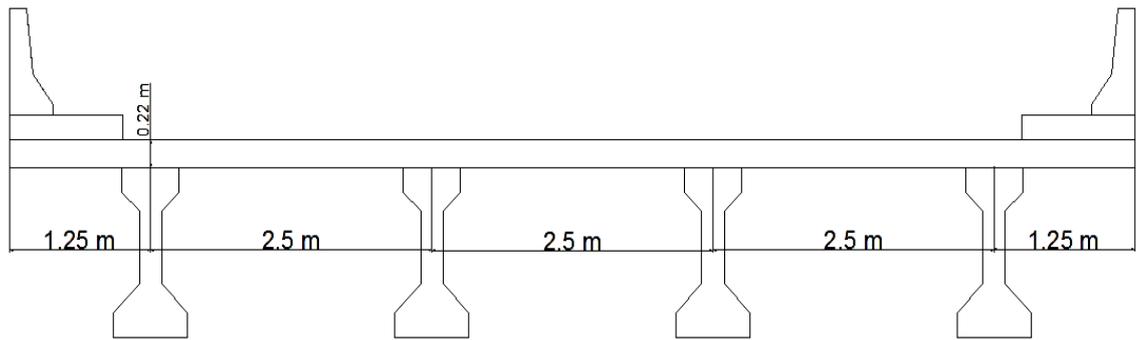
$$V_r = 193,938 \text{ kg}$$

$$193,938 \text{ kg} > 16,490 \text{ kg/m} \quad \text{CUMPLE}$$

5.3. DISEÑO CON LA NORMA AASHTO LRFD

5.3.1. Diseño de Superestructura.

La superestructura del puente El Conchaliito se desarrollara con una losa de concreto reforzado, vigas longitudinales de concreto preesforzado, vigas diafragmas de concreto reforzado, dos aceras de concreto reforzado y dos barreras de concreto reforzado.



5.3.1.1. Diseño de Accesorios

5.3.1.1.1. Modelo de Análisis

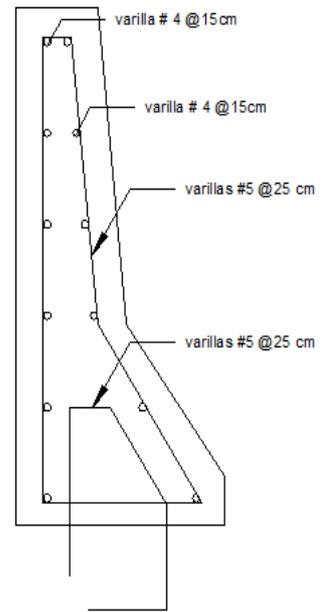
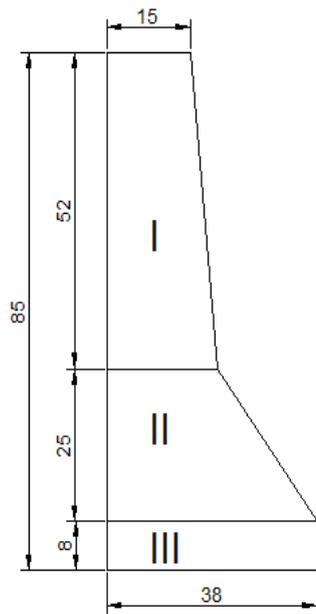
5.3.1.1.2. Diseño de Barrera de Concreto Reforzado

Debido a las condiciones en que se desarrolla el diseño en cuanto a la zona de ubicación del puente El Conchaliito, el tráfico de la zona y las condiciones ambientales del sitio se optó por desarrollar una barrera tipo TL-4 según lo regula la norma AAAHTO LRFD en su sección 13 para el diseño de barreras en puentes.

La barrera TL-4, según criterio de ensayo generalmente es aceptable para la mayoría de carreteras de alta velocidad o carreteras en las cuales se incluye el tráfico de camiones y vehículos pesados, lo cual corresponde a la ubicación del puente a diseñar.

5.3.1.1.2.1. Modelo de Análisis de barrera de concreto reforzado.

Se propone para este caso un modelo de barrera de concreto con perfil basado en la barrera tipo New Jersey equivalente a la barrera TL-4.



5.3.1.1.2.2. Calculo de áreas de Barrera de Concreto.

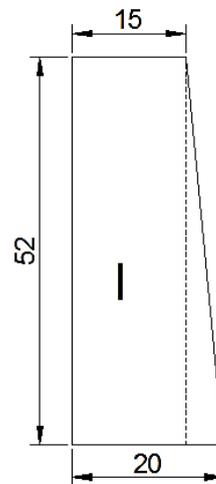
Área I

$$A_I = (b \cdot h) + \left(\frac{b \cdot h}{2}\right)$$

$$A_I = (0.15 \cdot 0.52) + \left(\frac{0.05 \cdot 0.52}{2}\right)$$

$$A_I = 0.078 + 0.013$$

$$A_I = 0.091 \text{ m}^2$$



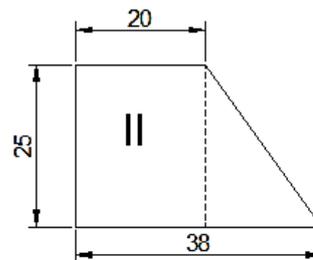
Área II

$$A_{II} = (b \cdot h) + \left(\frac{b \cdot h}{2}\right)$$

$$A_{II} = (0.20 \cdot 0.25) + \left(\frac{0.18 \cdot 0.25}{2}\right)$$

$$A_{II} = 0.005 + 0.0225$$

$$A_{II} = 0.0725 \text{ m}^2$$



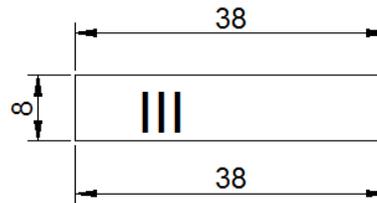
Área III

$$A_{III}=(b*h)$$

$$A_{III}=(0.38*0.08)$$

$$A_{III}=0.034$$

$$A_{III}=0.0304 \text{ m}^2$$



Área total

$$A_T = A_I + A_{II} + A_{III}$$

$$A_T = 0.091\text{m}^2 + 0.0725\text{m}^2 + 0.0304\text{m}^2$$

$$A_T = 0.1939 \text{ m}^2$$

5.3.1.1.2.3. Generales para diseño de barrera de concreto

Altura de barrera (H) = 0.85 m

Área de barrera = 0.1939 m²

Resistencia a la compresión especificada del hormigón (f'c)= 28MPa ó 280Kg/cm²

Tensión de fluencia mínima especificada de las barras de armadura (fy)= 420 MPa ó 4200Kg/cm²

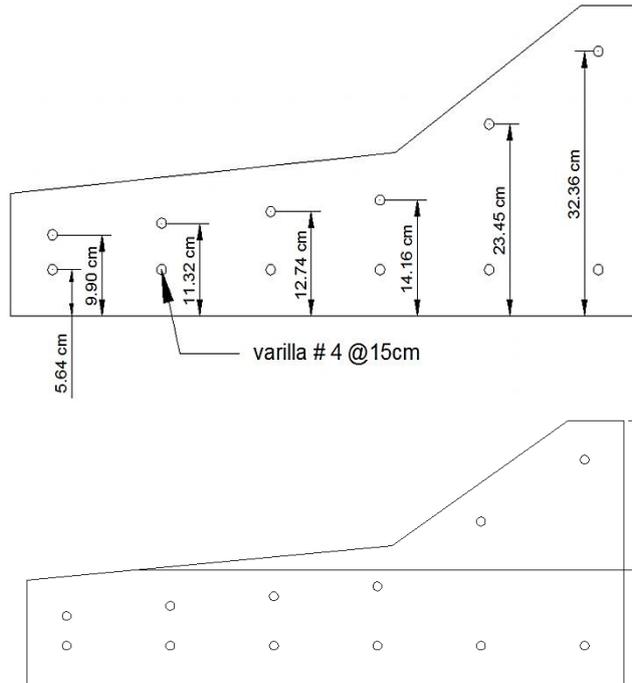
Recubrimiento (Rec) = 5cm ó 0.05m

Varilla de refuerzo horizontal= varilla # 4 de diámetro 1.27 cm y área de 1.27 cm²

Varilla de refuerzo vertical= varilla # 5 de diámetro 1.59 cm y área de 1.99 cm²

5.3.1.1.2.4. Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw)

La resistencia a los momentos positivo y negativo que actúan alrededor de un eje vertical se determina tomando como base el mecanismo de falla en este tipo de barreras.



Acero de refuerzo

Varilla # 4

Área de varilla: 1.27 cm^2

Diametro de varilla: 1.27 cm

$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\epsilon_y = 0.0020689$$

$$\epsilon_y < \epsilon_{cu}$$

$$0.0020689 < 0.003$$

Calculo de Deformaciones

$$\epsilon_1 = 0.003 \left(\frac{c-5.64}{c} \right)$$

$$\epsilon_2 = 0.003 \left(\frac{c-14.55}{c} \right)$$

$$\epsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c}$$

$$\epsilon_2 = 0.003 - \frac{0.04365}{c}$$

$$\varepsilon_3 = 0.003 \left(\frac{38-c-14.16}{c} \right)$$

$$\varepsilon_4 = 0.003 \left(\frac{38-c-12.74}{c} \right)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.07152}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.07578}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_5 = 0.003 \left(\frac{38-c-11.32}{c} \right)$$

$$\varepsilon_6 = 0.003 \left(\frac{38-c-9.90}{c} \right)$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.08004}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.0843}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_7 = 0.003 \left(\frac{38-c-5.64}{c} \right)$$

$$\varepsilon_7 = \frac{0.09708}{c} - 0.003$$

Cálculo de Fuerzas

Cálculo de Fuerzas en acero a compresión

$$C_S = \varepsilon * f_S = \varepsilon * E_S * A_S$$

Donde:

$C_S =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_S = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_S =$ Area de acero (cm^2)

$$C_{S1} = \varepsilon_1 * E_S * A_S$$

$$C_{S1} = \left(0.003 - \frac{0.01692}{c} \right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c}$$

$$C_{S2} = \varepsilon_2 * E_s * A_s$$

$$C_{S2} = \left(0.003 - \frac{0.04365}{c}\right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c}$$

Cálculo de Fuerzas en acero a Tensión

$$T_s = \varepsilon * f_s = \varepsilon * E_s * A_s$$

Donde:

$T_s =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_s = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_s =$ Area de acero (cm^2)

$$T_{S1} = \varepsilon_3 * E_s * A_s$$

$$T_{S1} = \left(\frac{0.07152}{c} - 0.003\right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27$$

$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3$$

$$T_{S2} = \varepsilon_4 * E_s * A_s$$

$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3$$

$$T_{S3} = \varepsilon_5 * E_s * A_s$$

$$T_{S3} = \frac{206351.124}{c} - 7734.3$$

$$T_{S4} = \varepsilon_6 * E_s * A_s$$

$$T_{S4} = \frac{217333.83}{c} - 7734.3$$

$$T_{S5} = \varepsilon_7 * E_s * A_s$$

$$T_{S5} = \frac{1501691.688}{c} - 46405.8$$

Cálculo de Fuerzas en Concreto a Compresión

$$C_c = 0.85 * f'_c * A$$

$$C_{c1} = 0.85 * 280 * 8 * 0.85c$$

$$C_{c1} = 1618.4c$$

$$C_{c2} = 0.85 * 280 * 25 * 0.85c$$

$$C_{c2} = 2528.75 c$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{s1} + C_{s2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4} + T_{S5}$$

$$c = 15.6188 \text{ cm}$$

Verificando Deformaciones en el acero

Teniendo $c = 15.6188 \text{ cm}$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c} = 0.00191669 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.04365}{c} = 0.00020529 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.07152}{c} - 0.003 = 0.001579 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.07578}{c} - 0.003 = 0.001852 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.08004}{c} - 0.003 = 0.002124 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.0843}{c} - 0.003 = 0.002397 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_7 = \frac{0.09708}{c} - 0.003 = 0.003216 > \varepsilon_y$$

Fuerzas en el acero

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c}$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c}$$

$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3$$

$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3$$

$$T_{S3} = fy * A$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 = 5334$$

$$T_{S4} = fy * A$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 = 5334$$

$$T_{S5} = fy * A$$

$$T_{S5} = 4200 * 1.27 * 6 = 32004$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4} + T_{S5}$$

$$c = 17.6224 \text{ cm}$$

Calculo de Fuerzas

Teniendo $c = 17.6224 \text{ cm}$

$$C_{c1} = 1618.4c = 28520.09216 \text{ Kg}$$

$$C_{c2} = 2528.75c = 44562.644 \text{ Kg}$$

$$C_{S1} = 7734.3 - \frac{43621.452}{c} = 5258.9588 \text{ Kg}$$

$$C_{S2} = 7734.3 - \frac{112534.065}{c} = 1348.4465 \text{ Kg}$$

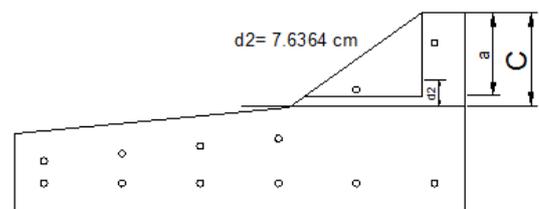
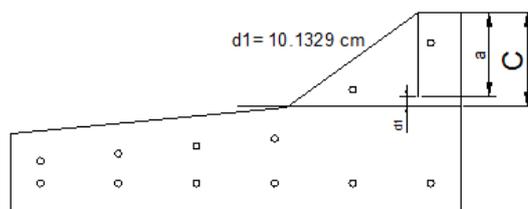
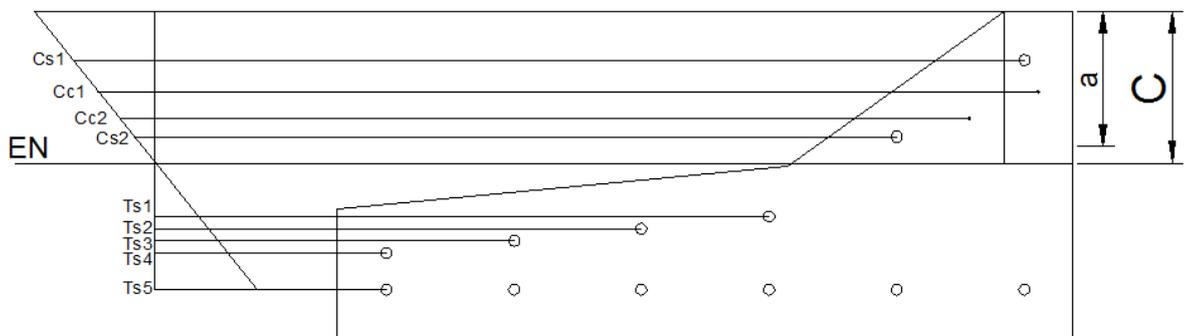
$$T_{S1} = \frac{184385.712}{c} - 7734.3 = 2728.8442 \text{ Kg}$$

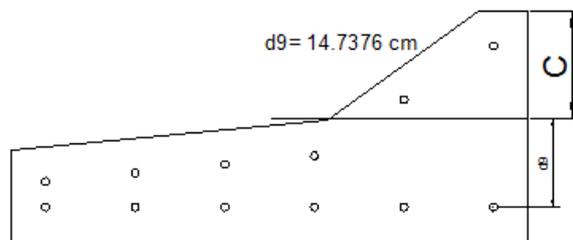
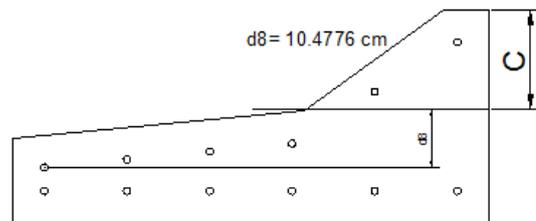
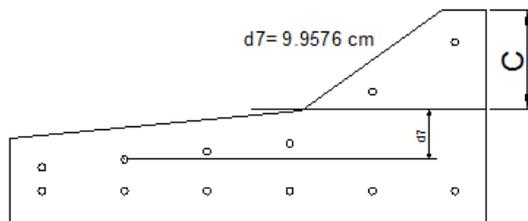
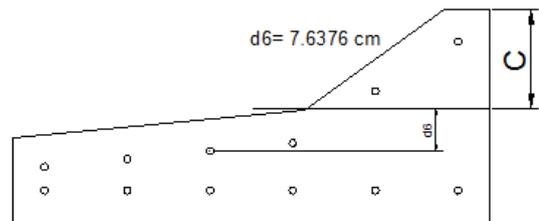
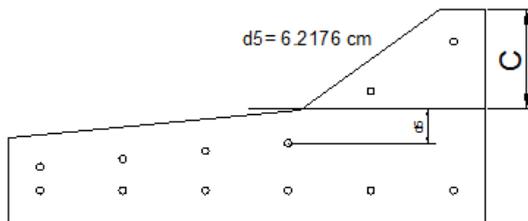
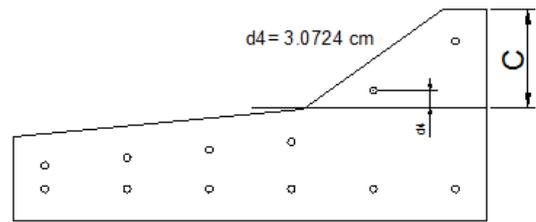
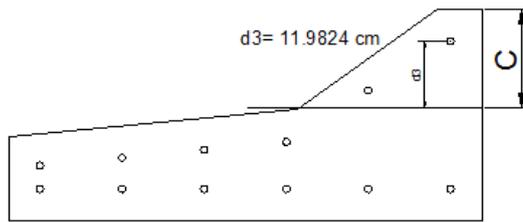
$$T_{S2} = \frac{195368.48}{c} - 7734.3 = 3352.0684 \text{ Kg}$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 = 5334 \text{ Kg}$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 = 5334 \text{ Kg}$$

$$T_{S5} = 4200 * 1.27 * 6 = 32004 \text{ Kg}$$





Cálculo de momento

$$M_w = (C_{c1} * d_1) + (C_{c2} * d_2) + (C_{s1} * d_3) + (C_{s2} * d_4) + (T_{s1} * d_5) + (T_{s2} * d_6) + (T_{s3} * d_7) + (T_{s4} * d_8) + (T_{s5} * d_9)$$

$$M_w = 1092377.577 \text{ Kg.cm}$$

$$M_w = 10923.77577 \text{ Kg.m}$$

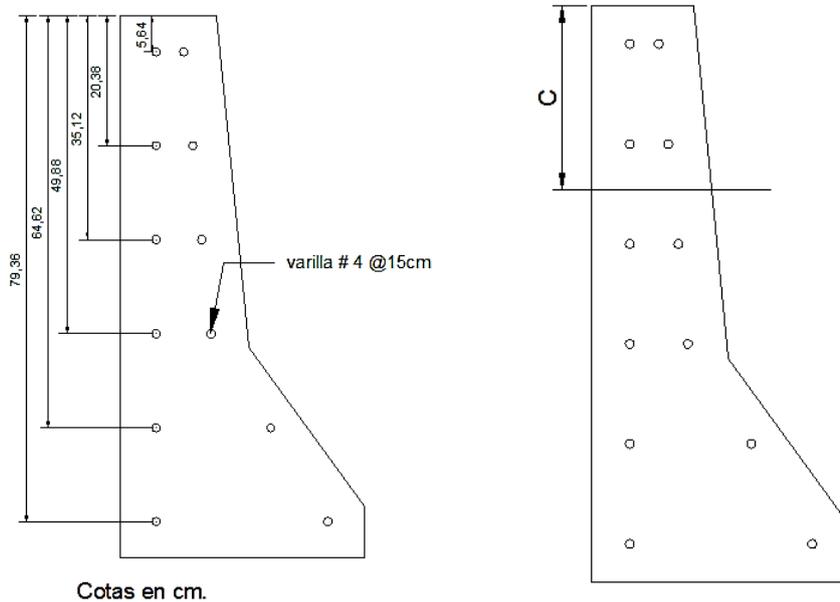
$$M_w = 107125.6456549 \text{ N.m}$$

$$M_w = 107.1256 \text{ KN.m}$$

5.3.1.1.2.5. Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)

La resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente se calcula de acuerdo a las líneas de rotura con el momento de flexión negativo. Éste produce esfuerzos de tensión en la cara inclinada de la barrera, determinando del refuerzo de la barrera para esa cara.

Se utilizará varilla de refuerzo # 4 de diámetro 1.27 cm y área de 1.27 cm² cada 15 cm.



$$\epsilon_y = \frac{F_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = \frac{4200 \text{ Kg/cm}^2}{2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\epsilon_y = 0.0020689$$

$$\epsilon_y < \epsilon_{cu}$$

$$0.0020689 < 0.003$$

Calculo de Deformaciones

$$\varepsilon_1 = 0.003 \left(\frac{c-5.64}{c} \right)$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 \left(\frac{c-20.38}{c} \right)$$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c}$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.06114}{c}$$

$$\varepsilon_3 = 0.003 \left(\frac{35.12-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_4 = 0.003 \left(\frac{49.88-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.10536}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.1496}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_5 = 0.003 \left(\frac{364.62-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_6 = 0.003 \left(\frac{79.36-c}{c} \right)$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.19386}{c} - 0.003$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.2381}{c} - 0.003$$

Cálculo de Fuerzas

Cálculo de Fuerzas en acero a compresión

$$C_S = \varepsilon * f_S = \varepsilon * E_S * A_S$$

Donde:

$C_S =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_S = 2.03 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_S =$ Area de acero (cm^2)

$$C_{S1} = \varepsilon_1 * E_S * A_S$$

$$C_{S1} = \left(0.003 - \frac{0.01692}{c} \right) * 2.03 \times 10^6 * 1.27 * 2$$

$$C_{S1} = 15468.60 - \frac{87242.904}{c}$$

$$C_{S2} = \varepsilon_2 * E_s * A_s$$

$$C_{S2} = \left(0.003 - \frac{0.06114}{c}\right) * 2.03x10^6 * 1.27 * 2$$

$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c}$$

Cálculo de Fuerzas en acero a Tensión

$$T_s = \varepsilon * f_s = \varepsilon * E_s * A_s$$

Donde:

$T_s =$ Fuerza de compresion en el acero (Kg)

$\varepsilon =$ Deformaciones en el acero

$$E_s = 2.03x10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$A_s =$ Area de acero (cm^2)

$$T_{S1} = \varepsilon_3 * E_s * A_s$$

$$T_{S1} = \left(\frac{0.10536}{c} - 0.003\right) * 2.03x10^6 * 1.27 * 2$$

$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60$$

$$T_{S2} = \varepsilon_4 * E_s * A_s$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60$$

$$T_{S3} = \varepsilon_5 * E_s * A_s$$

$$T_{S3} = \frac{999580.932}{c} - 15468.60$$

$$T_{S4} = \varepsilon_6 * E_s * A_s$$

$$T_{S4} = \frac{1227691.22}{c} - 15468.60$$

Cálculo de Fuerzas en Concreto a Compresión

$$C_c = 0.85 * f'_c * A$$

$$C_{c1} = 0.85 * 280 * 5 * 0.85c$$

$$C_{c1} = 1011.5c$$

$$C_{c2} = 0.85 * 280 * 0.07437c * 0.85c/2$$

$$C_{c2} = 7.5225 c^2$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4}$$

$$c = 30.2673 \text{ cm}$$

Verificando Deformaciones en el acero

Teniendo $c = 30.2673 \text{ cm}$

$$\varepsilon_y = 0.0020689$$

$$\varepsilon_1 = 0.003 - \frac{0.01692}{c} = 0.002441 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_2 = 0.003 - \frac{0.06114}{c} = 0.00098 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_3 = \frac{0.10536}{c} - 0.003 = 0.000481 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_4 = \frac{0.1496}{c} - 0.003 = 0.001943 < \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_5 = \frac{0.19386}{c} - 0.003 = 0.003405 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_6 = \frac{0.2381}{c} - 0.003 = 0.004867 > \varepsilon_y$$

Fuerzas en el acero

$$C_{S1} = f_s * A \quad f_y = f_s$$

$$C_{S1} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c}$$

$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60$$

$$T_{S3} = f_y * A$$

$$T_{S3} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

$$T_{S4} = 4200 * 1.27 * 2 = 10668$$

Calculo de c

$$\sum F = 0$$

$$\sum F_C = \sum F_T$$

$$C_{c1} + C_{c2} + C_{S1} + C_{S2} = T_{S1} + T_{S2} + T_{S3} + T_{S4}$$

$$c = 24.8673cm$$

Calculo de Fuerzas

Teniendo $c = 24.8673cm$

$$C_{c1} = 1011.5c = 25153.27395 \text{ Kg}$$

$$C_{c2} = 7.5225 c^2 = 4651.78318 \text{ Kg}$$

$$C_{S1} = 10668 \text{ kg}$$

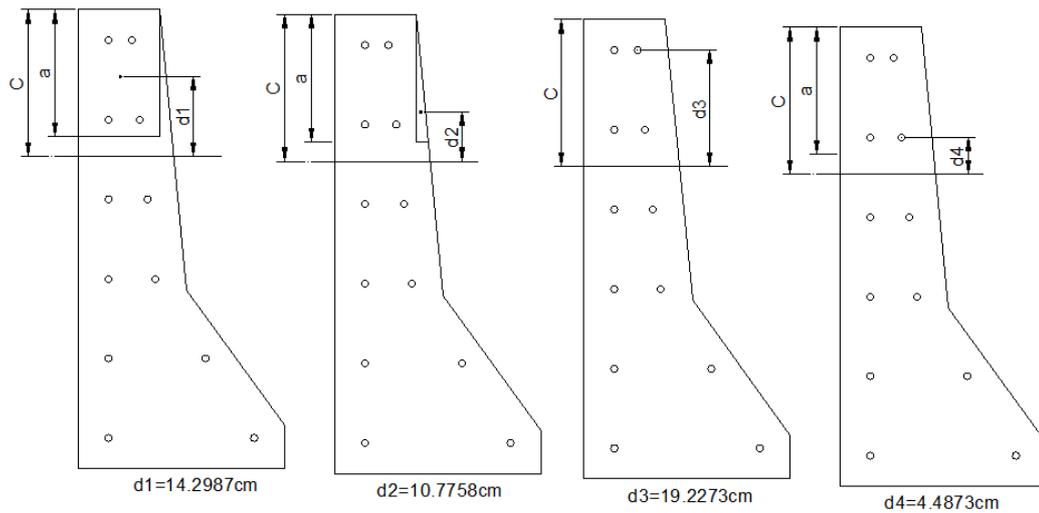
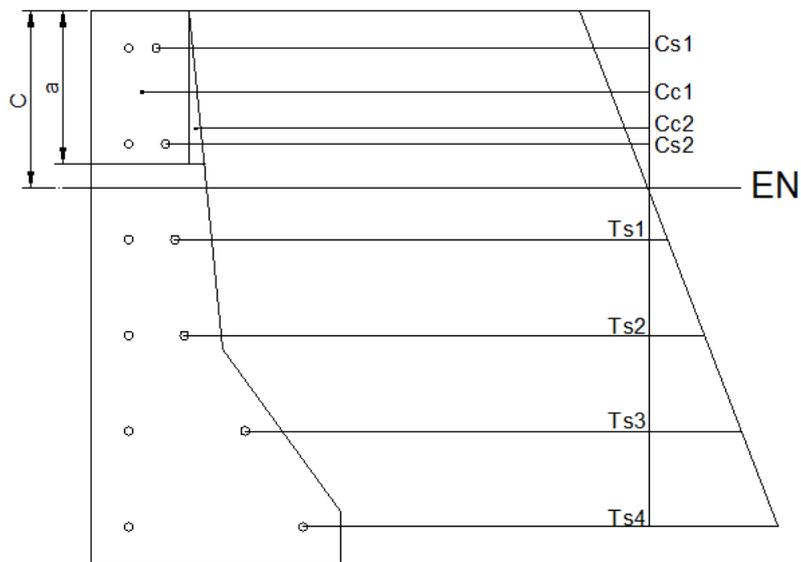
$$C_{S2} = 15468.60 - \frac{315250.068}{c} = 2791.3062 \text{ Kg}$$

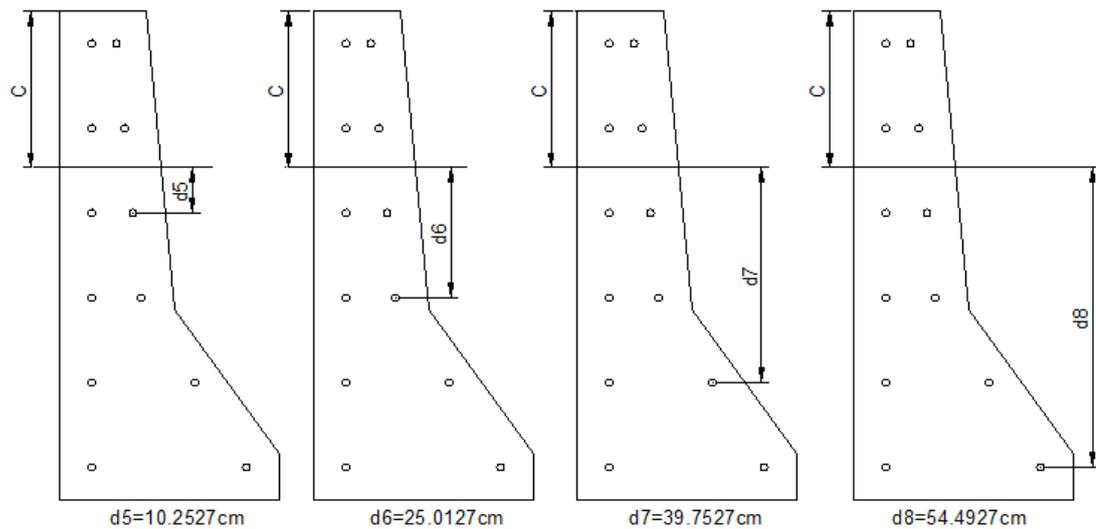
$$T_{S1} = \frac{543257.232}{c} - 15468.60 = 6377.64917 \text{ Kg}$$

$$T_{S2} = \frac{771367.52}{c} - 15468.60 = 15550.75152 \text{ Kg}$$

$$T_{S3} = 10668 \text{ Kg}$$

$$T_{S4} = 10668 \text{ Kg}$$





Cálculo de momento

$$M_C = (C_{c1} * d_1) + (C_{c2} * d_2) + (C_{s1} * d_3) + (C_{s2} * d_4) + (T_{s1} * d_5) + (T_{s2} * d_6) + (T_{s3} * d_7) + (T_{s4} * d_8)$$

$$M_C = 2087192.401 \text{ Kg. cm}$$

$$M_C = 20871.92401 \text{ Kg. m}$$

$$M_C = 204683.6535 \text{ N. m}$$

$$M_C = 204.6837 \text{ KN. m}$$

5.3.1.1.2.6. Longitud Crítica de la línea de rotura (Lc) según el patrón de falla.

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, Lc, se deberá tomar como:

$$L_C = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left[\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_C}\right]} \quad (\text{AASHSTO LRFD sección A13.3.1-2})$$

Donde:

L_C= longitud crítica del patrón de falla por líneas de fluencia.

L_t = longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto, Ft

= 1.07 m para TL-4. (AASHTO LRFD sección TA13.2-1)

H = altura de la barrera

= 0.85 m

M_b = Resistencia flexional adicional de la viga acumulativa con M_w , si corresponde, en la parte superior del muro = 0

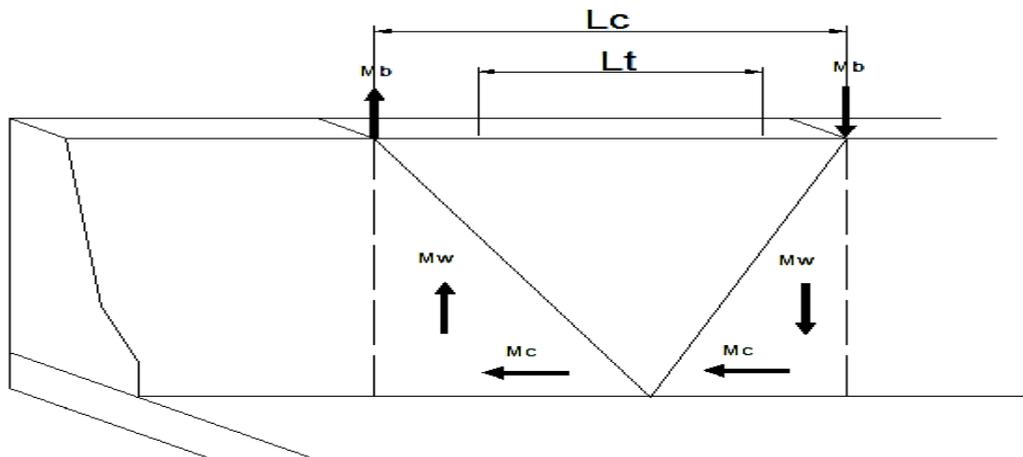
M_w = Resistencia flexional del muro respecto a su eje vertical

$M_w = 107.1256 \text{ KN.m}$

M_C = Resistencia flexional de los muros en voladizos respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente.

= 49.0964 KN.m

$M_C = 204.6837 \text{ KN.m}$



Esquema de L_c y L_t . Según AASHTO LRFD sección CA13.3.1-1.

Cálculo de L_c .

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left[\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w)}{M_C}\right]}$$

$$L_C = \frac{1.07m}{2} + \sqrt{\left[\left(\frac{1.07m}{2}\right)^2 + \frac{8(0.85m)(0+107.1256 KN.m)}{204.6837 KN.m}\right]}$$

$$L_C = 2.4959 m$$

5.3.1.1.2.7. Resistencia Nominal a la carga transversal (Rw)

La resistencia nominal de la barrera frente a la carga transversal, R_w , se puede determinar utilizando un enfoque por líneas de fluencia de la siguiente manera:

$$R_W = \left[\frac{2}{2L_C - L_t}\right] \left[8M_b + 8M_W + \frac{M_C * L_C^2}{H}\right] \quad (\text{AASHTO LRFD sección A13.3.1-1})$$

Se debe cumplir que:

$$R_W \geq F_t \quad (\text{AASHTO LRFD sección A13.2-2})$$

Donde:

F_t = Fuerza transversal especificada en la tabla A13.2-1 de la norma, que se supone actuando en la parte superior de un muro de concreto.

$$= 240,000 \text{ N } \text{ ó } 240 \text{ KN para TL-4.}$$

R_W = Resistencia transversal total de la barrera.

Calculo de Resistencia transversal

$$R_W = \left[\frac{2}{2L_C - L_t}\right] \left[8M_b + 8M_W + \frac{M_C * L_C^2}{H}\right]$$

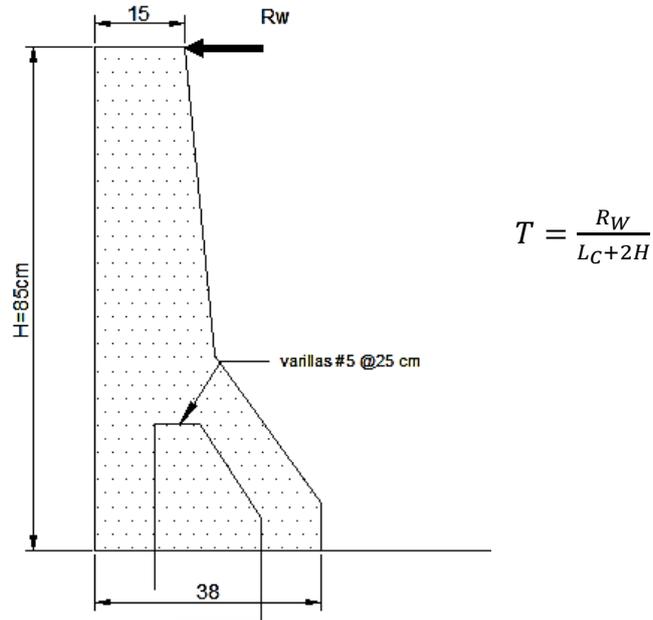
$$R_W = \left[\frac{2}{2*2.4959m - 1.07m}\right] \left[8 * 0 + 8 * 107.1256 \text{ KN.m} + \frac{204.6837 \text{ KN.m} * (2.49590m)^2}{0.85m}\right]$$

$$R_W = 1202.049857 \text{ KN} \geq F_t$$

$$R_W = 1202.049857 \text{ KN} \geq 240 \text{ KN}$$

5.3.1.1.2.8. Transferencia de cortante entre barrera y losa.

Cortante Actuante:



Donde:

T= fuerza de tracción por unidad de longitud del tablero (AASHSTO LRFD sección A13.4.2-1)

$$T = \frac{R_W}{L_C + 2H}$$

$$T = \frac{1202.049857 \text{ KN}}{2.4959 \text{ m} + (2 * 0.85 \text{ m})}$$

$$T = 286.482 \text{ KN/m}$$

Cortante Resistente:

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por:

- Una interfase entre dos concretos colados en diferentes momentos.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se deberá tomar como:

$$V_n = C A_{CV} + \mu [A_{Vf} * f_y + P_C] \text{ (AASHTO LRFD sección 5.8.4.1-1)}$$

La resistencia nominal al corte utilizado en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre las siguientes:

$$V_n \leq 0.2 * f'c * A_{CV} \text{ (AASHTO LRFD SECCIÓN 5.8.4.1-2)}$$

O bien

$$V_n \leq 5.5 * A_{CV} \text{ (AASHTO LRFD sección 5.8.4.1-3)}$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte

A_{CV} = Área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte.

C = factor de cohesión especificado en aashto lrfd sección 5.8.4.2.

μ = coeficiente de fricción especificado en aashto lrfd sección 5.8.4.2.

P_C = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción

$$P_C = 0.0 \text{ N.}$$

Área de concreto

$$A_{CV} = (\text{base de la barrera})(\text{ancho de faja})$$

$$A_{CV} = (38 \text{ cm})(100 \text{ cm})$$

$$A_{CV} = 3800 \text{ cm}^2$$

Área de armadura de corte

$$A_{Vf} = \frac{\text{Área de varilla}}{\text{Espaciamiento}}$$

Nota: Para el área de la armadura de corte únicamente se considerará una pata anclada, por lo cual, se tomará solo el área de una varilla # 5 (área de 1.99 cm^2) y se considerará un espaciamiento de 25 cm entre cada varilla.

$$A_{Vf} = \frac{1.99 \text{ cm}^2}{0.25 \text{ m}}$$

$$A_{vf} = 7.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el coeficiente de cohesión, c , y el coeficiente de fricción, μ , se deberá tomar los siguientes valores; para el concreto colado contra una superficie limpia de concreto endurecido:

$$c = 0.70 \text{ MPa} = 7.14 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\mu = 1.0\lambda$$

Para λ se tomará el valor de 1.00, correspondiente a concreto de densidad normal,

Fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte.

$$P_C = (\text{área de la barrera})(\text{peso específico de concreto})$$

$$P_C = (0.1939 \text{ m}^2)(2400 \text{ Kg/m}^2)$$

$$P_C = 465.36 \text{ Kg}$$

Considerando 1 metro de ancho de barrera tenemos:

$$V_n = c * A_{CV} + \mu(A_{vf} * f_y + P_C)$$

$$V_n = 7.14 \text{ Kg/cm}^2 * 3800 \text{ cm}^2 + 1.0(7.96 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 + 465.36 \text{ Kg})$$

$$V_n = 61,029.36 \text{ Kg}$$

$$V_n = 598.088 \text{ KN/m}$$

Verificación

$$0.2 * f_c * A_{CV} = 0.2 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * 3800 \text{ cm}^2$$

$$0.2 * f_c * A_{CV} = 212,800 \text{ Kg}$$

$$5.5 * A_{CV} = 5.5 * 38000 \text{ mm}^2$$

$$5.5 * A_{CV} = (209,000 \text{ mm}^2)N * 0.10197 \text{ Kg}$$

$$5.5 * A_{CV} = 21,311.73 \text{ Kg}$$

$$\text{Tomando } V_n \leq 0.2 * f_c * A_{CV} \text{ ó } V_n \leq 5.5 * A_{CV}$$

Condición 1.

$$V_n \leq 0.2 * f_c * A_{CV}$$

$$61,029.36 \text{ Kg} \leq 212,800 \text{ Kg} \quad \text{ok!!}$$

Condición 2.

$$V_n \leq 5.5 * A_{CV}$$

$$61,029.36 \text{ Kg} \leq 21,311.73 \text{ Kg} \quad \text{ok!!}$$

Se debe cumplir que:

$$V_n > T$$

$$598.088 \text{ KN/m} > 75.006 \text{ KN/m}$$

5.3.1.1.2.9. Chequeo de Dóvela.

La armadura por corte debe satisfacer las interfaces entre concretos de losas y vigas, por unidad de longitud de viga:

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 * b_v}{f_y} \quad (\text{AASHSTO LRFD sección 5.8.4.1-4})$$

Donde:

b_v = ancho de la interface (mm)

$$= 38 \text{ cm} = 380 \text{ mm}$$

$$A_{vf} \geq \frac{0.35 * 380 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_{vf} \geq 318.56796 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$A_{vf} \geq 3.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Acero provisto

1 varilla # 5 a cada 25 cm

Área de acero provista

$$7.96 \text{ cm}^2/\text{m} > 3.19 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{ok!!}$$

5.3.1.1.2.10. Longitud de anclaje.

La longitud básica de anclaje, l_{hb} , para una barra terminada en gancho con una tensión de fluencia, f_y , menor o igual que 420 MPa se deberá tomar como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{AASHSTO LRFD sección 5.11.2.4.1-1})$$

Donde:

d_b = diámetro de la varilla de la armadura

$$= 5/8'' = 15.9 \text{ mm}$$

Calculo de longitud de anclaje

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

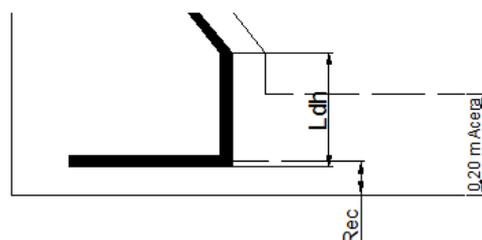
$$l_{hb} = \frac{100 * 15.9 \text{ mm}}{\sqrt{28 \text{ MPa}}}$$

$$l_{hb} = 300.48 \text{ mm} = 30.05 \text{ cm}$$

Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual que 64 mm y para ganchos a 90°, la l_{hb} se afectará por 0.70 (aashto lrfd sección 5.11.2.4.2.)

$$l_{dh} = 0.70 l_{hb}$$

$$l_{dh} = 0.70 * 30.05 \text{ cm}$$



$$l_{dh} = 21.035 \text{ cm}$$

El producto entre la longitud básica de anclaje, l_{hb} y el factor de modificación no deberá ser menor que:

- 8.0 diámetros de la barra; o
- 150 mm = 15cm (AASHSTO LRFD sección 5.11.2.4.1)

Condición 1.

$$l_{dh} \geq 8d_b$$

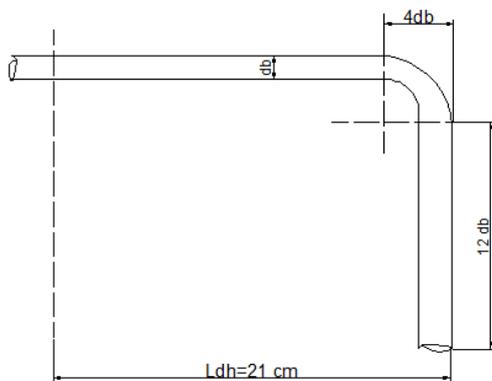
$$21 \text{ cm} \geq 8(1.59 \text{ cm})$$

$$21 \text{ cm} \geq 12.72 \text{ cm} \quad \text{ok!!}$$

Condición 2.

$$21 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \quad \text{ok!!}$$

Las barras terminadas en ganchos se deben extender además:



(AASHTO LRFD sección C5.11.2.4-1. Detalles de las barras terminadas en gancho para anclaje de ganchos normales)

$$12d_b = 12 * 1.59 \text{ cm}$$

$$12d_b = 19.08 \text{ cm}$$

$$4d_b = 4 * 1.59 \text{ cm}$$

$$4d_b = 6.36 \text{ cm}$$

Se requerirá $19.08 \text{ cm} + 6.36 \text{ cm} = 25.44 \text{ cm}$ se tomará como 26 cm para el gancho.

Al modificar el área de acero requerida es necesario modificar el espaciamiento.

Calculo de espaciamiento

$$A_s = \frac{\text{Área de varilla} \cdot b}{\text{Espaciamiento}}$$

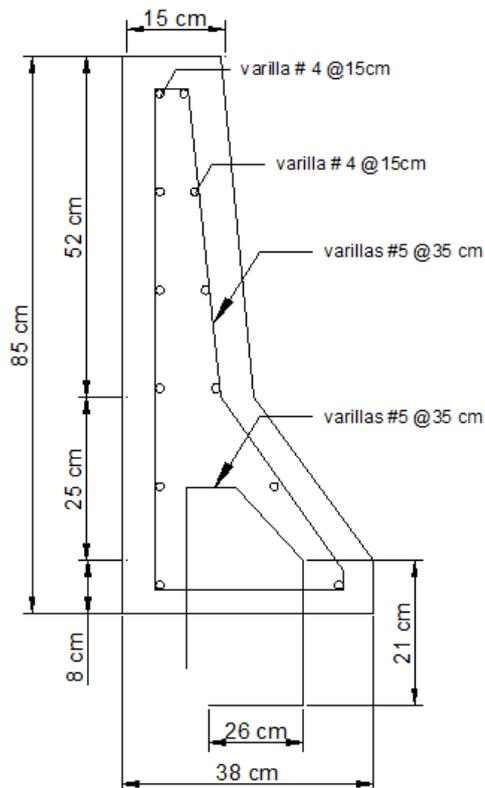
$$\text{Espaciamiento} = \frac{\text{Área de varilla} \cdot b}{A_s}$$

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.99 \text{ cm}^2 \cdot 100 \text{ cm}}{5.69 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Espaciamiento} = 34.9736 \text{ cm}$$

$$\text{Espaciamiento} = 35.0 \text{ cm}$$

RESUMEN DE DISEÑO DE BARRERA DE CONCRETO REFORZADO



$$M_w = 107.1256 \text{ KN.m}$$

$$M_c = 204.6837 \text{ KN.m}$$

$$L_C = 2.4959 \text{ M}$$

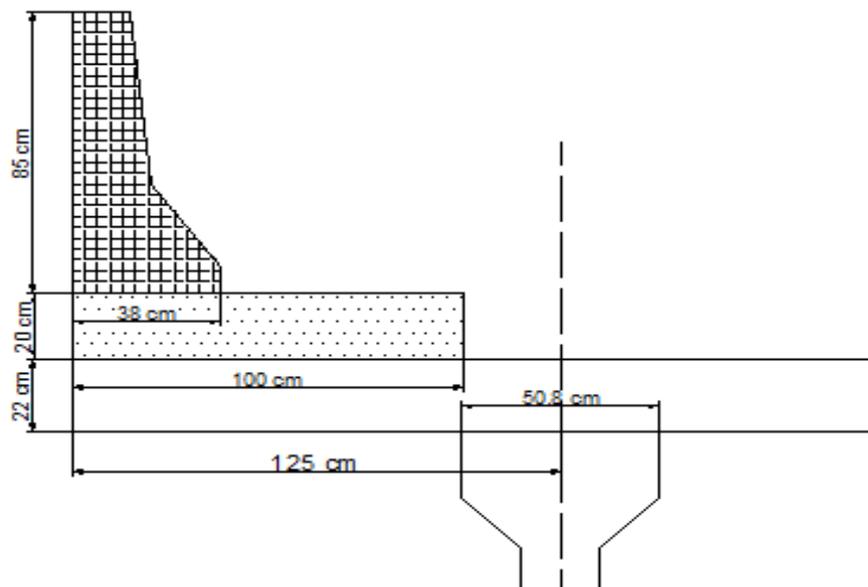
$$R_W = 1202.049857 \text{ KN}$$

$$l_{dh} = 21 \text{ cm}$$

$$\text{Gancho} = 26 \text{ cm}$$

5.3.1.1.3. Diseño de Acera de Concreto Reforzado

5.3.1.1.3.1. Modelo de Análisis.



5.3.1.1.3.2. Datos para el Diseño de Acera de Concreto Reforzado

Ancho del voladizo = 1.25 metros

Espesor de losa = 0.22 metros

Espesor de acera = 0.20 metros

Ancho de acera = 1.0 metros

$$f'_c = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$f_y = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{cr} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3}$$

5.3.1.1.3.3. Determinación de Cargas y Momentos producidos por cargas muertas y vivas.

Para el diseño de la superestructura se tiene armadura principal perpendicular al tráfico.

5.3.1.1.3.3.1. Cálculo de pesos propios y momentos

Peso Propio de Acera de concreto reforzado.

Peso de acera(W_{acera}) = *espesor*(e) * *peso específico del concreto*(γ_C).

$$W_{acera} = e * \gamma_C$$

$$W_{acera} = 0.20 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2$$

Momento de acera (M_{acera}) = $W_{acera} * (dist)$

$$M_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2 (0.50)m$$

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

Barrera de concreto reforzado.

Peso de barrera(W_{bar}) = *área de barrera* * *peso específico del concreto*(γ_C).

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_C$$

$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$

Momento de barrera (M_{bar}) = $W_{bar} * distancia$

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (1.0 - 0.13)m$$

$$M_{bar} = 4.0486 \text{ KN.m/m}$$

5.3.1.1.3.3.2. Determinación de efectos de cargas vivas

Momento generado por carga viva.

Los pisos de la acera, serán diseñados para una carga viva peatonal de 3.60 KN/m^2 y la parte superior de esta no debe exceder de los 25.4cm .

Además de la carga peatonal debido al ancho de la acera se deberá incluir el peso de rueda del camión de diseño de 72.5 KN a una distancia de 0.30 metros del borde de la barrera.

Momento generado por carga viva vehicular.

Para el diseño del voladizo se tomará la posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda

Para esta posición se coloca la rueda a 0.30 metros del borde de la barrera.

$$M_{CV} = \frac{P}{E} * X$$

Donde:

X = Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el apoyo del volado.

$$X = 1.25m - 0.38m - 0.30m$$

$$X = 0.57m$$

P = Carga de rueda del camión de diseño HL-93.

$$P = 145 \text{ KN}/2$$

$$P = 72.50 \text{ KN}$$

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda.

$$E = 1140 + 0.833 X \quad (\text{AASHSTO LRFD T4.6.2.1.3-1})$$

Donde:

$$X = 57 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1140 + 0.833 (570\text{mm})$$

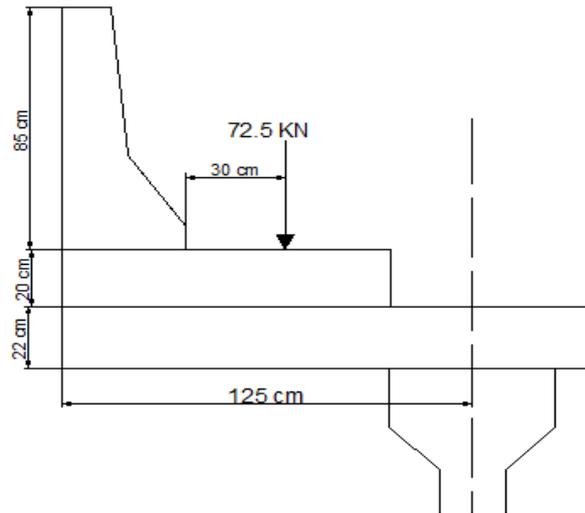
$$\text{Ancho de Faja} = 1614.81 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1.61 \text{ m}$$

$$M_{CVV} = \frac{P}{E} * X$$

$$M_{CVV} = \frac{72.50 \text{ KN}}{1.61 \text{ m}} * 0.57 \text{ m}$$

$$M_{CVV} = 25.6677 \text{ KN.m/m}$$

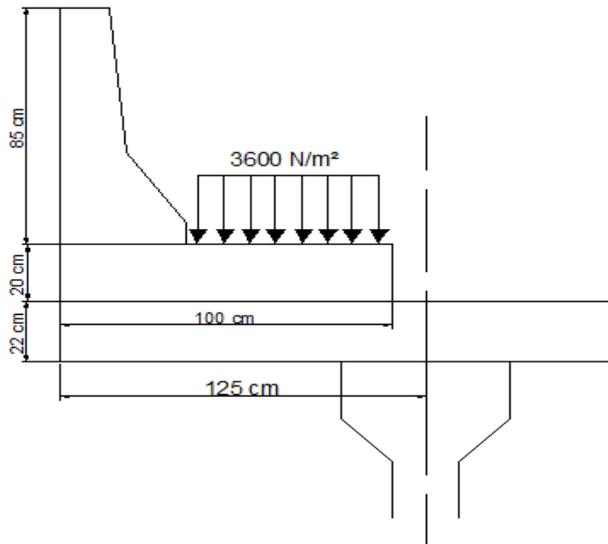


Momento generado por carga viva peatonal.

$$\text{Momento de carga peatonal } (M_{CVP}) = \frac{W_{VP} * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_{CVP} = \frac{(3600 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}) (0.62)^2}{2}$$

$$M_{CVP} = 0.6919 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$$



5.3.1.1.3.4. Diseño Estructural.

5.3.1.1.3.4.1. Momentos diseño sección transversal

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{bar} = 4.0486 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{CVV} = 25.6677 \text{ KN.m/m}$$

$$M_{CVP} = 0.6919 \text{ KN.m/m}$$

5.3.1.1.3.4.2. Momento de diseño (M_{Dis})

$$M_{Dis} = M_{acera} + M_{bar} + M_{CVV} + M_{CVP}$$

$$M_{Dis} = 2.40 \text{ KN.m} + 4.0486 \text{ KN.m} + 25.6677 \text{ KN.m} + 0.6919 \text{ KN.m}$$

$$M_{Dis} = 32.8082 \text{ KN.m}$$

5.3.1.1.3.4.2. Diseño del refuerzo principal

Recubrimiento= 2.5 cm

Peralte efectivo

$$d = h - r$$

Donde:

d = Peralte efectivo

$h = 0.20 \text{ m}$, Altura de la acera

$r = 0.025 \text{ m}$, Recubrimiento

$$d = 0.20\text{m} - 0.025\text{m}$$

$$d = 0.175 \text{ m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

Dónde:

K = Coeficiente para el cálculo del refuerzo.

$$M_u = 32.8082 \text{ KN.m} \quad \text{Momento ultimo}$$

$\phi = 0.90$, Factor de reducción de capacidad de carga.

$b =$ Ancho del elemento a flexión; $b = 1\text{m}$

$d = 0.175 \text{ m}$, peralte efectivo.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{32.8082 \text{ KN.m}}{0.90(1\text{m})(0.175\text{m})^2}$$

$$k = 1190.3202 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.19 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 2.909 \times 10^{-3}$$

- **Área de acero requerida**

$$A_{s.req.} = \rho \cdot d \cdot b$$

$$A_{s.req.} = (2.909 \times 10^{-3})(0.175\text{m})(1\text{m})$$

$$A_{s.req.} = 5.090 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{s.req.} = 5.09 \text{ cm}^2$$

Se usaran varillas #6 con área de $2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

$$\text{espaciamiento requerido} = \frac{2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2}{5.09 \times 10^{-4} \text{ m}^2}$$

$$\text{espaciamiento requerido} = 0.5639 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #6 @ 50 cm.

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#6} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s.req.} < A_{scal}$$

$$5.09 \text{ cm}^2 < 5.74 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple !!!}$$

5.3.1.1.3.4.3. Armadura por temperatura (A_{ST}).

$$A_{ST} = 0.002 * b * d$$

$$A_{ST} = 0.002 * 1.0 \text{ m} * 0.175 \text{ m}$$

$$A_{ST} = 0.00035 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{ST} = 3.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{3.50 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.3620 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.30 \text{ m}$$

Se requerirán varillas #4 @ 30 cm.

$$A_{scal} = 3 \text{ varillas \#4} = 3.81 \text{ cm}^2$$

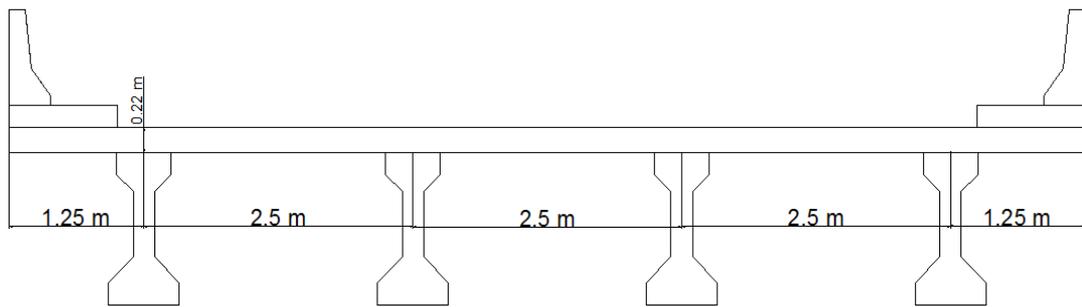
$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

$$3.50 \text{ cm}^2 < 3.81 \text{ cm}^2 \quad \text{Cumple!!!.}$$

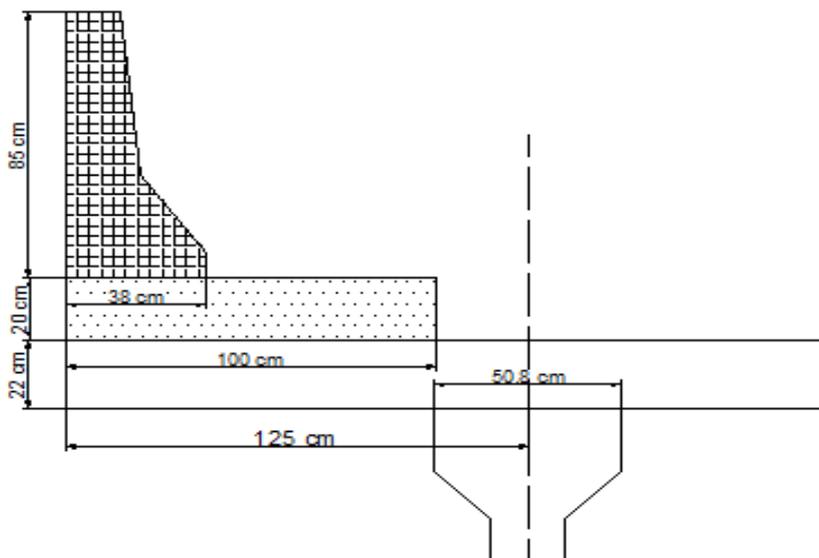
5.3.1.2. Diseño de Losa de Concreto Reforzado.

5.3.1.2.1. Estados Límites y Factores de Resistencia.

5.3.1.2.2. Modelo de Análisis.



5.3.1.2.3. Diseño de Losa en Voladizo.



5.3.1.2.3.1. Cargas.

Datos generales:

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} = 2,800,000 \frac{kg}{m^2} = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} = 42,000,000 \frac{kg}{m^2} = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$\gamma_c = 2400 \frac{kg}{m^3} = 24,000 \frac{N}{m^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3} = 22,500 \frac{N}{m^3}$$

Calculo de peso de losa de concreto reforzado

Peso propio de losa (W_L) = espesor (e) * peso específico del concreto (γ_c).

$$W_L = e * \gamma_C$$

$$W_L = 0.22 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_L = 5280 \text{ N/m}^2$$

Cálculo de peso de capa de rodadura de asfalto

*Peso de capa de asfalto (W_{asf}) =
espesor (e) * peso específico del asfalto (γ_{asf})*

$$W_{asf} = (e) * (\gamma_{asf})$$

$$W_{asf} = 0.05 \text{ m} * 22500 \text{ N/m}^3$$

$$W_{asf} = 1125 \text{ N/m}^2$$

Cálculo del peso de la acera de concreto reforzado.

*Peso de acera (W_{acera}) = espesor (e) * peso específico del concreto (γ_C).*

$$W_{acera} = e * \gamma_C$$

$$W_{acera} = 0.20 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2$$

Cálculo del peso de la barrera de concreto reforzado.

*Peso de barrera (W_{bar}) = área de barrera * peso específico del concreto (γ_C).*

$$W_{bar} = A_{bar} * \gamma_C$$

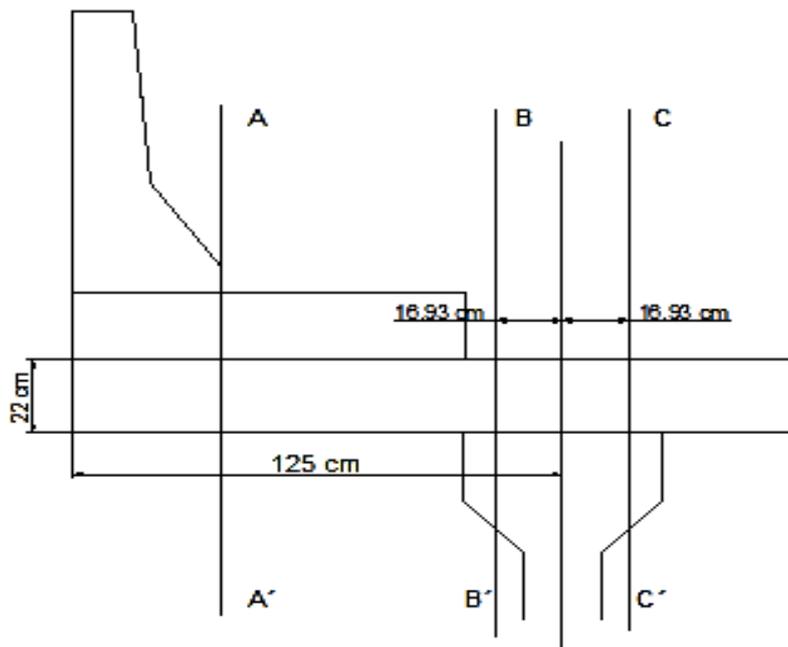
$$W_{bar} = 0.1939 \text{ m}^2 * 24000 \text{ N/m}^3$$

$$W_{bar} = 4653.6 \text{ N/m}$$

5.3.1.2.3.2. Diseño Estructural Sección Transversal.

Para el diseño de la sección en voladizo se requiere verificar tres casos diferentes tal como se muestra en la norma aashto lrfd en su sección A13.4.1.

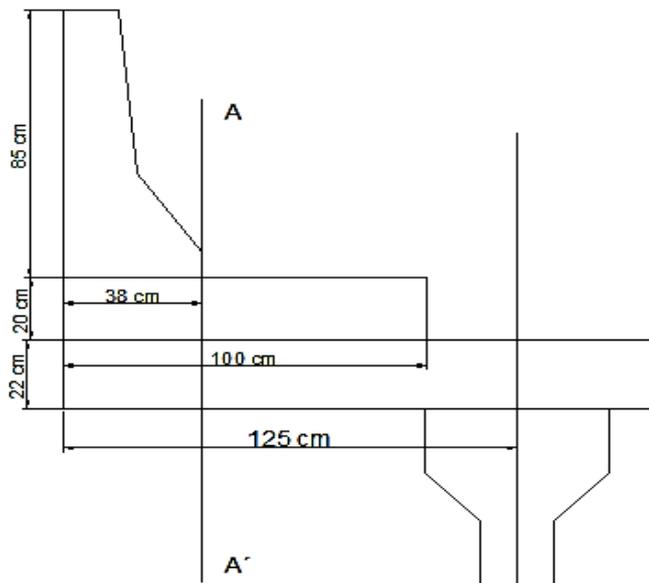
5.3.1.2.3.2.1. Caso Diseño 1. Chequeando voladizos para carga de colisión vehicular horizontal.



El voladizo está diseñado para resistir una fuerza axial a tensión de una colisión vehicular mas momento de carga muerta.

El factor de resistencia, $\phi = 1.0$ para el estado límite de eventos extremos.

5.3.1.2.3.2.1.1. Sección crítica en el rostro de la barrera de concreto.



Cálculos de momentos

M_c = Resistencia en flexión alrededor del eje longitudinal del puente.

$$M_c = 204.6837 \text{ KN.m} = 204683.70 \text{ N.m}$$

Cuando este momento es transmitido a el voladizo de la losa esta está sujeta a un momento negativo.

Calculo de momento de losa de concreto reforzado

$$\text{Momento de losa } (M_l) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_l = \frac{5280 \text{ N/m}^2 * (0.38\text{m})^2}{2}$$

$$M_l = 381.216 \text{ N.m/m}$$

Calculo de momento de acera de concreto reforzado

$$\text{Momento de acera } (M_{acera}) = \frac{W_{acera} * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_{acera} = \frac{4800 \text{ N/m}^2 * (0.38\text{m})^2}{2}$$

$$M_{acera} = 346.56 \text{ N.m/m}$$

Calculo de momento de barrera de concreto reforzado

$$\text{Momento de barrera } (M_{bar}) = W_{bar} * \text{distancia}$$

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (0.38 - 0.13) \text{ m}$$

$$M_{bar} = 1163.4 \text{ N.m/m}$$

Cálculo de momento factorado (M_u)

$$M_u = -M_C - \gamma(M_l + M_{acera} + M_{bar})$$

$$M_u = -204683.70 \text{ N.m} - 1.25(381.216 \text{ N.m} + 346.56 \text{ N.m} + 1163.4 \text{ N.m})$$

$$M_u = 2.07 \times 10^5 \text{ N.m}$$

$$M_u = 2.07 \times 10^2 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 207.0476 \text{ KN.m}$$

Cálculo de Fuerza a tensión axial (T_{ax}).

$$T_{ax} = \frac{R_W}{(L_C + 2H)}$$

$$T_{ax} = \frac{1202.482 \text{ KN}}{(2.4959 \text{ m} + 2 * 1.27)}$$

$$T_{ax} = 238.7819 \text{ KN}$$

Datos para diseño

Altura de la losa (e) = 22cm

Para el diseño se tomara varilla de refuerzo #6 con área = $2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ y diámetro = 1.91 cm.

Recubrimiento (Rec) = 6 cm

Calculo de peralte efectivo (d).

$$d = \text{Altura de losa } (e) - \text{Recubrimiento } (Rec) - \frac{\text{diametro de varilla}}{2}$$

$$d = (22\text{cm}) - (6\text{cm}) - \frac{1.91\text{cm}}{2}$$

$$d = 0.15\text{ m}$$

Calculo de área de acero requerida.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{2.07 \times 10^5 \text{ Nm}}{0.9(1\text{m})(0.15\text{m})^2} = 1.022 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.022 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 3.539 \times 10^{-2}$$

$$A_{s \text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s \text{ requerida}} = (3.539 \times 10^{-2})(0.15\text{m})(1\text{m})$$

$$A_{s \text{ requerida}} = 5.308 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2}{5.308 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.054\text{ m}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.05\text{ m}$$

Para una sección bajo momento de tensión axial, P, la resistencia nominal, Mn, puede ser calculado:

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2} \right) - T_{ax} \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$T = \text{Tensión en refuerzo}$

$$T = (\text{Area de acero})(f_y)$$

$$T = (5.308 \times 10^{-3} \text{m}^2)(4.2 \times 10^8 \text{N/m}^2)$$

$$T = 2229360 \text{ N}$$

$$T = 2229.36 \text{ KN}$$

Compresión en Concreto, C.

$$C = T - T_{ax}$$

$$C = 2229.36 \text{ KN} - 238.7819 \text{ KN}$$

$$C = 1990.5781 \text{ KN/m}$$

$$C = 1990578.1 \text{ N/m}$$

- **Resistencia por flexión**

Factor de resistencia por flexión al estado límite de esfuerzo $\phi = 0.90$ (AASHTO S 5.5.4.2.1)

Las ecuaciones para la resistencia a la flexión en la norma LRFD se aplican tanto para concreto reforzado como pretensado.

Para una sección rectangular, la profundidad de la sección en compresión, "C", se calcula:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{AASHTO 5.7.3.1.1-4})$$

Donde:

A_{ps} = área de acero pretensado

f_{pu} = resistencia especificada a la tensión del acero pretensado

A_s = área de acero de refuerzo a tensión

A'_s = área de acero de refuerzo en la zona a compresión

f_y = límite elástico de refuerzo a tensión

f'_y = límite elástico de refuerzo a compresión

b = ancho de la sección rectangular

d_p = distancia desde el extremo de la fibra a compresión al centroide de los tendones pretensados

C = distancia entre el eje neutro y la cara de la sección

β = factor de estrés del bloque (AASHTO S 5.7.2.2)

Para secciones con concreto reforzado, la ecuación se reduce a:

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta b}$$

La profundidad del bloque a compresión “a” se calcula de la siguiente manera:

$$a = c * \beta_1 \quad (\text{AASHTO S.5.7.2.2})$$

$$c = \frac{A_s f_y}{(0.85)(f'_c)(\beta_1)(b)}$$

Sustituyendo el “c” se tiene:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y \beta_1}{0.85(f'_c)(\beta_1)(b)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85(f'_c)(b)}$$

Calculo de a.

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

$$a = \frac{1990578.1 \text{ N/m}}{\frac{2.80 \times 10^7 \text{ N}}{\text{m}^2} * 0.85 * 1.0 \text{ m}}$$

$$a = 0.08363 \text{ m}$$

Cálculo de Resistencia nominal, Mn.

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2} \right) - T_{ax} \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 2229.36 \text{ KN} \left(0.15 \text{ m} - \frac{0.08363 \text{ m}}{2} \right) - 238.7819 \text{ KN} \left(\frac{0.15 \text{ m}}{2} - \frac{0.08363 \text{ m}}{2} \right)$$

$$Mn = 233.2593 \text{ KN.m/m}$$

El refuerzo requerido asumiendo la sección esta sujeta al momento P/fy; esto proporciona resultados mas conservadores.

Factor resistencia (ϕ) = 1.0 para eventos extremos en estado limite.

$$Mr = \phi * Mn$$

$$Mr = 1.0 * 233.2593 \text{ KN.m}$$

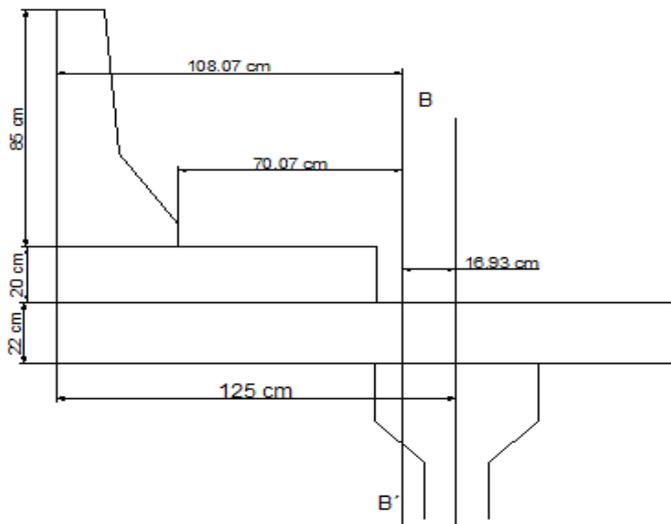
$$Mr = 233.2593 \text{ KN.m}$$

Condición

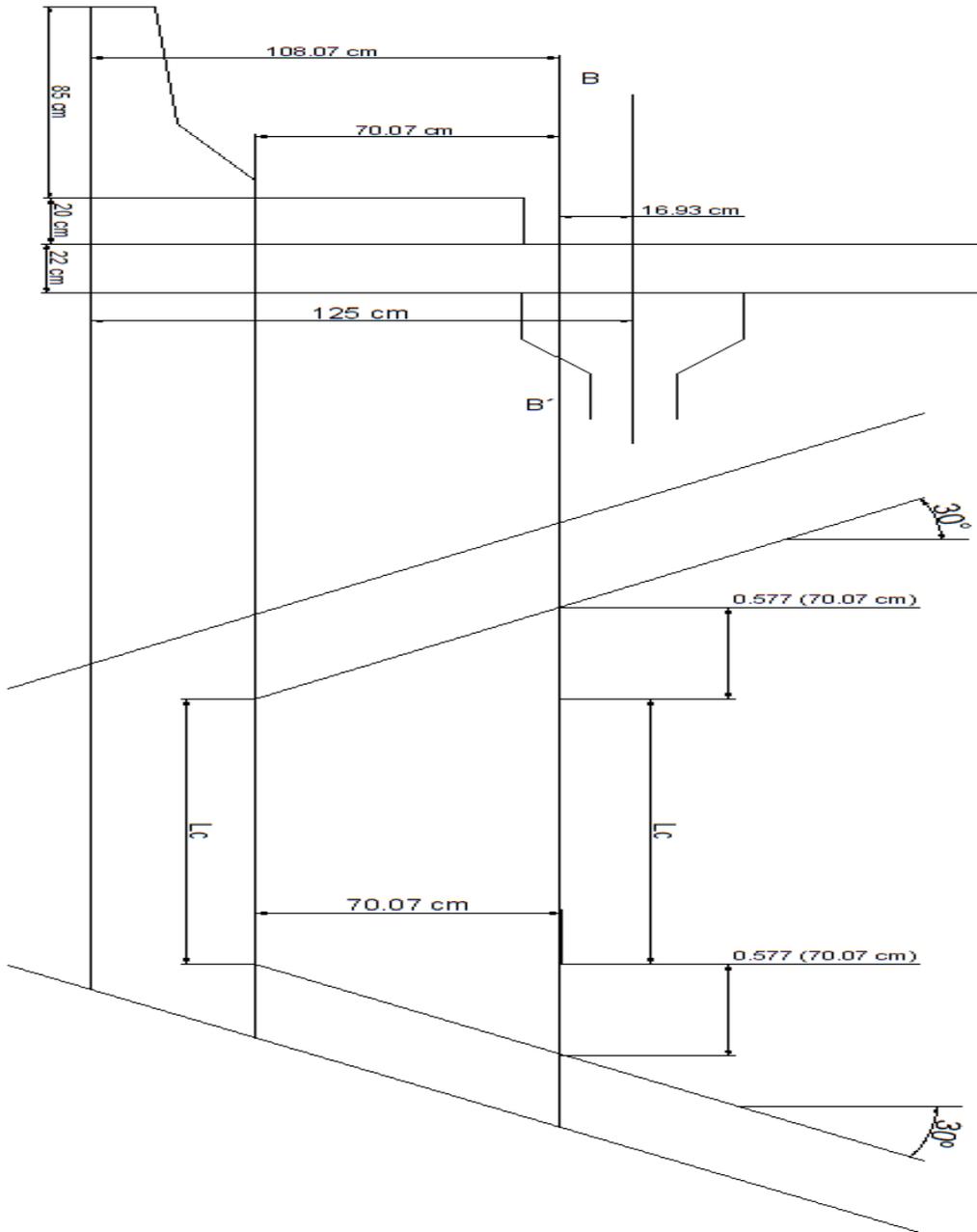
$$Mr > Mu$$

$$233.2593 \text{ KN.m} > 207.0476 \text{ KN.m} \quad \text{OK!!}$$

5.3.1.2.3.2.1.2. En la sección crítica de momento negativo.



En el interior del rostro de la barrera las fuerzas de colisión son distribuidas sobre una distancia horizontal L_c para el momento y L_c+2H para la fuerza axial. Es lógico asumir que la distribución longitudinal se incrementa mientras se incrementa la distancia de la sección de la barrera. Para poder realizar esta distribución se utilizará un ángulo de distribución, este varía entre 30° y 45° ; su elección se basa en experiencia ingenieril, para este caso se usará un ángulo de 30° .



Del esquema tenemos:

$$Y = \frac{70.07\text{cm} * \text{Sen } 30^\circ}{\text{Sen } 60^\circ}$$

$$Y = 0.7007\text{m} (\text{Sen } 30^\circ / \text{Sen } 60^\circ)$$

$$Y = 0.7007\text{m} (0.577)$$

Momento de colisión en la sección de diseño.

$$M_{col} = \frac{M_C * L_C}{[L_C + 2Y]}$$

$$M_{col} = \frac{-204.6837 \text{ KN.m} * 2.4959 \text{ m}}{[2.4959\text{m} + 2 * 0.577 * 0.7007\text{m}]}$$

$$M_{col} = -154.5979 \text{ KN.m/m}$$

- **Momentos carga muerta en sección de diseño.**

Momento del peso propio de la losa de concreto reforzado

$$M_{losa} = \frac{W_l * distancia^2}{2}$$

$$M_{losa} = \frac{(5280 \text{ N/m}^2)(1.0807 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{losa} = 3.03833 \text{ KN.m}$$

Momento de barrera de concreto reforzado

$$M_{bar} = W_{bar} * distancia$$

$$M_{bar} = (4653.6 \text{ N/m})(1.0807\text{m} - 0.13\text{m})$$

$$M_{bar} = 4.4242 \text{ KN.m}$$

Momento de acera de concreto reforzado

$$M_{acera} = \frac{W_{acera} * distancia^2}{2}$$

$$M_{acera} = \frac{(4800 \text{ N/m}^2)(1.0 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{acera} = 2.40 \text{ KN.m}$$

Momento de capa de rodadura

$$M_{asf} = \frac{W_{asf} * distancia^2}{2}$$

$$M_{asf} = \frac{(1125 \text{ N/m}^2)(0.25\text{m} - 0.1693\text{m})^2}{2}$$

$$M_{asf} = 3.663 \times 10^{-3} \text{ KN.m}$$

• **Momento Factorado**

$$Mu = -M_{col} - \gamma(M_{losa} + M_{bar} + M_{acera}) - \gamma(M_{asf})$$

$$Mu = -154.5979 \text{ KN.m} - 1.25(3.03833\text{KN.m} + 4.4242\text{KN.m} + 2.40\text{KN.m}) - 1.5(3.663 \times 10^{-3} \text{ KN.m})$$

$$Mu = -166.931557 \text{ KN.m}$$

• **Cálculo de Fuerza a tensión axial (T_{ax}).**

$$T_{ax} = \frac{R_W}{(L_C + 2H + 2Y)}$$

$$T_{ax} = \frac{1202.049857 \text{ KN}}{(2.4959\text{m} + 2(1.27) + 2(0.7007\text{m})(0.577))}$$

$$T_{ax} = 205.6717 \text{ KN.m}$$

• **Datos para diseño**

Altura de la losa (e) = 22cm

Para el diseño se tomara varilla de refuerzo #6 con área = $2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ y diámetro = 1.91 cm.

Recubrimiento (Rec) = 6 cm

• **Calculo de peralte efectivo (d).**

$$d = \text{Altura de losa (e)} - \text{Recubrimiento (Rec)} - \frac{\text{diametro de varilla}}{2}$$

$$d = (22\text{cm}) - (6\text{cm}) - \frac{1.91\text{cm}}{2}$$

$$d = 15.045\text{cm}$$

$$d = 0.15\text{m}$$

Calculo de área de acero requerida.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{166931.557\text{Nm}}{0.9(1\text{m})(0.15\text{m})^2} = 8.244 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.244 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 2.526 \times 10^{-2}$$

$$A_{s\text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s\text{ requerida}} = (2.526 \times 10^{-2})(0.15\text{m})(1\text{m})$$

$$A_{s\text{ requerida}} = 3.788 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2}{3.788 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.075655\text{m}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.075\text{m}$$

Para una sección bajo momento de tensión axial, P, la resistencia nominal, Mn, puede ser calculado:

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2} \right) - T_{ax} \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$T = \text{Tensión en refuerzo}$

$T = (\text{Area de acero})(f_y)$

$$T = (3.788 \times 10^{-3} \text{m}^2)(4.2 \times 10^8 \text{N/m}^2)$$

$$T = 1590960 \text{ N}$$

$$T = 1590.96 \text{ KN}$$

Compresión en Concreto, C.

$$C = T - T_{ax}$$

$$C = 1590.96 \text{KN} - 205.6717 \text{ KN}$$

$$C = 1385.2883 \text{ KN/m}$$

$$C = 1385288.3 \text{ N/m}$$

Cálculo de a.

$$a = \frac{c}{f'_c \beta_1 b}$$

$$a = \frac{1385288.3 \text{ N/m}}{2.80 \times 10^7 \text{ N/m}^2 * 0.85 * 1.0 \text{ m}}$$

$$a = 0.005823 \text{ m}$$

Cálculo de Resistencia nominal, Mn.

$$Mn = T \left(d - \frac{a}{2} \right) - T_{ax} \left(\frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn = 1590.96 \text{KN} \left(0.15 \text{m} - \frac{0.005823 \text{ m}}{2} \right) - 205.6717 \text{ KN} \left(\frac{0.15 \text{m}}{2} - \frac{0.005823 \text{ m}}{2} \right)$$

$$Mn = 219.1854 \text{ KN} \cdot \text{m/m}$$

El refuerzo requerido asumiendo la sección esta sujeta al momento P/fy; esto proporciona resultados mas conservadores.

Factor resistencia (ϕ) = 1.0 para eventos extremos en estado limite.

$$Mr = \phi * Mn$$

$$Mr = 1.0 * 219.1854 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

$$Mr = 219.1854 \text{ KN}\cdot\text{m}/\text{m}$$

Condición

$$Mr > Mu$$

$$219.1854 \text{ KN}\cdot\text{m} > 166.931557 \text{ KN}\cdot\text{m} \quad \text{OK!!}$$

Verificando sobre-refuerzo.

$$c/de < 0.42$$

Donde:

$$c = a/\beta_1$$

Entonces tenemos:

$$c/de = \frac{a/\beta_1}{de}$$

$$c/de = \frac{0.005823 \text{ m}/0.85}{0.15 \text{ m}}$$

$$c/de = 0.04567$$

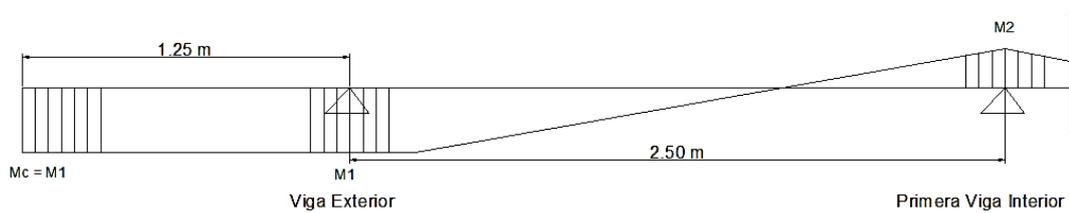
$$0.04567 < 0.42 \quad \text{OK!!}$$

Se cumple la condición por lo tanto la sección no esta sobre-reforzada.

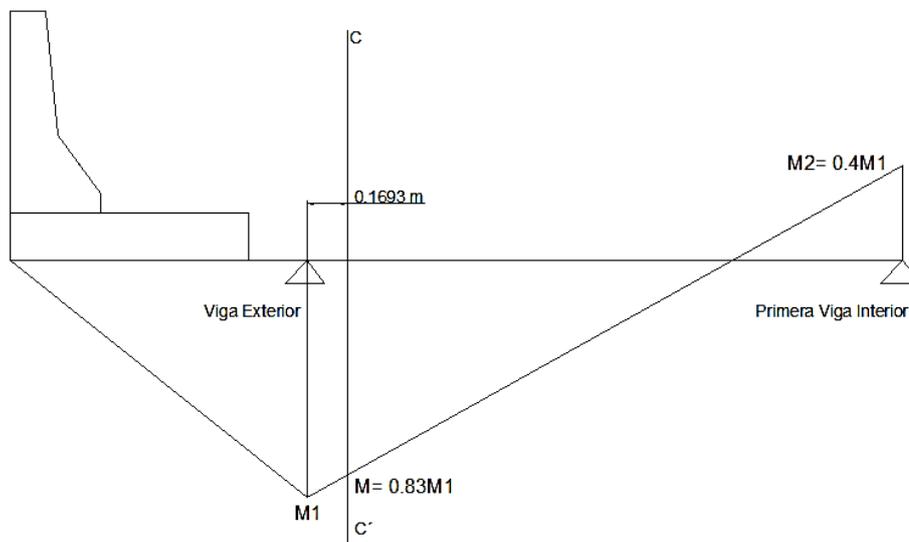
5.3.1.2.3.2.1.3. Chequeo carga muerta + momento de colisión en sección de diseño en primer tramo.

El momento total de colisión puede ser tratado como un momento aplicado al final de la línea continua.

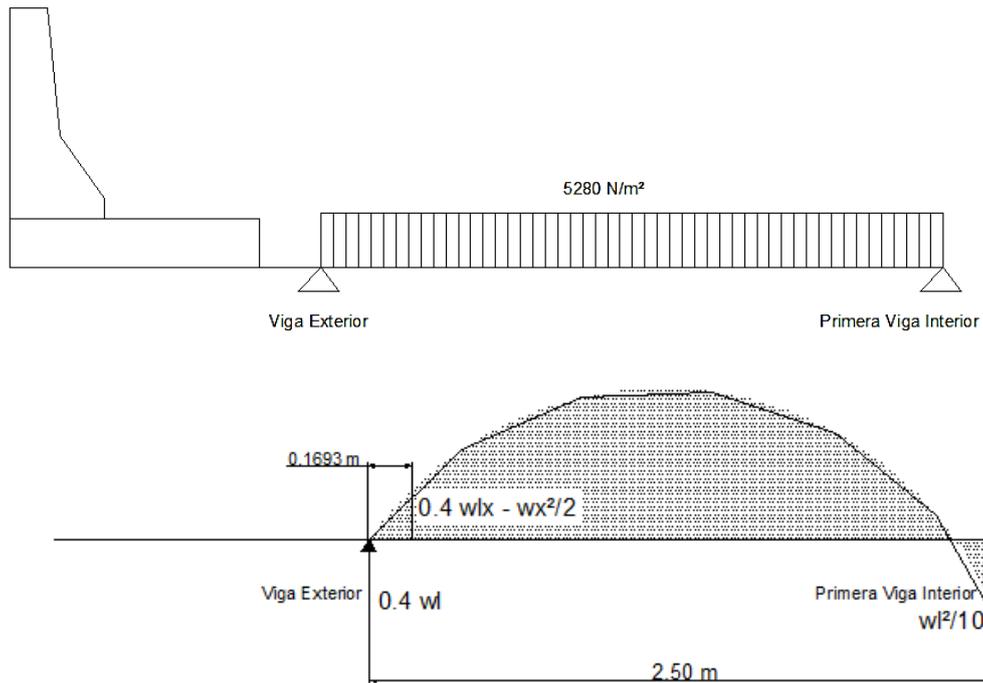
Tomando como base que $M_2/M_1 = 0.5$ si la rotación es restringida en ambos extremos de la viga; sin embargo en este caso no aplica pues en un extremo no se encuentra totalmente restringido; supondremos $M_2/M_1 = 0.40$ ya que uno de los extremos no es totalmente restringido. El momento de colisión por unidad de ancho en la sección bajo consideración puede entonces determinarse dividiendo el total del momento de colisión dentro de la distribución longitudinal.



Esquema de Distribución de momento de colisión a través del ancho de la losa.



Esquema de Momento de carga muerta en la sección del diseño debido a cargas muertas en el voladizo.



Esquemas de Momento de carga muerta en la sección del diseño debido a cargas muertas en el primer vano de la cubierta.

Interpolación para cálculo de relación de momentos en esquemas.

| M | distancia |
|----------------|-----------|
| M_1 ----- | 0 |
| X ----- | 0.1693 m |
| $0.4M_1$ ----- | 2.5 m |

Interpolando se tiene:

$$\frac{M_1 - 0.4M_1}{0.4M_1 - X} = \frac{0 - 2.5}{2.5 - 0.1693}$$

$$\frac{0.6M_1}{0.4M_1 - X} = \frac{-2.5}{2.3307}$$

$$\frac{0.6M_1(2.3307)}{-2.5} = 0.4M_1 - X$$

$$-0.55956M_1 = 0.4M_1 - X$$

$$-0.55956M_1 - 0.4M_1 = -X$$

$$X = 0.95936 M_1$$

Momento de colisión en la primera viga exterior.

$$M_C = M_1 = -204.6837 \text{ KN.m/m}$$

Momento de colisión en la primera viga interior.

$$M_2 = 0.4M_1$$

$$M_2 = 0.4(204.6837 \text{ KN.m/m})$$

$$M_2 = 81.87348 \text{ KN.m/m}$$

Momento Calculado mediante la interpolación de una sección en primer tramo interior negativo en los 0.1693 m del eje de la viga.

$$M_T = 0.959 M_1$$

$$M_T = 0.959 (-204.6837 \text{ KN.m/m})$$

$$M_T = -196.2917 \text{ KN.m/m}$$

Utilizando el ángulo de 30° como ángulo de distribución como fue descrito anteriormente tenemos:

Momento de colisión en la sección de diseño.

$$M_{col} = \frac{M_T * L_C}{[L_C + 2Y']}$$

Donde:

$Y' = 0.577(\text{distancia momento negativo exterior} + \text{distancia momento negativo interior} + 0.7007 \text{ m})$

$$Y' = 0.577(0.1693 \text{ m} + 0.1693 \text{ m} + 0.7007 \text{ m})$$

$$Y' = 0.5997 \text{ m}$$

$$M_{col} = \frac{-196.2917 \text{ KN.m} * 2.4959 \text{ m}}{[2.4959\text{m} + 2 * 0.5997\text{m}]}$$

$$M_{col} = -132.5804 \text{ KN.m/m}$$

Momentos carga muerta en sección de diseño.

Momento de losa de concreto reforzado

$$M_{losa} = \frac{W_l * distancia^2}{2}$$

$$M_{losa} = \frac{(5280 \text{ N/m}^2)(1.25 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{losa} = 4.125 \text{ KN.m/m}$$

Momento de barrera de concreto reforzado

$$M_{bar} = W_{bar} * distancia$$

$$M_{bar} = (4653.6 \text{ N/m})(1.25\text{m} - 0.13\text{m})$$

$$M_{bar} = 5.2120 \text{ KN.m}$$

Momento de acera de concreto reforzado

$$M_{acera} = \frac{W_{acera} * distancia^2}{2}$$

$$M_{acera} = (4800 \text{ N/m})(1.25\text{m} - 0.50 \text{ m})$$

$$M_{acera} = 3.60 \text{ KN.m}$$

Momento de capa de rodadura

$$M_{asf} = \frac{W_{asf} * distancia^2}{2}$$

$$M_{asf} = \frac{(1125 \text{ N/m}^2)(1.25\text{m} - 1.0 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{asf} = 3.516 \times 10^{-2} \text{ KN.m}$$

Momento Factorado en la línea central de la viga exterior.

$$M_{u1} = -\gamma(M_{losa} + M_{bar} + M_{acera}) - \gamma(M_{asf})$$

$$M_{u1} = -1.25(4.125KN.m + 5.212KN.m + 3.60KN.m) - 1.5(3.516 \times 10^{-2}KN.m)$$

$$M_{u1} = -16.22399 KN.m$$

Momento Factorado en la sección del diseño por las cargas en voladizo.

$$Mu = 0.83 (M_{u1})$$

$$Mu = 0.83 (-16.22399 KN.m)$$

$$Mu = -13.4659117 KN.m$$

Momento de carga muerta total + momento de colisión

$$M_{TF} = M_T + M_{u1} + M$$

$$M_{TF} = -196.2917 KN.m - 16.22399 KN.m + 1.2843 KN.m$$

$$M_{TF} = -213.7999 KN.m$$

Factor de resistencia (ϕ) = 1.0 para eventos extremos.

Teniendo el espesor de la losa (e)= 22 cm, un peralte (d)= 0.15 m y refuerzo de varilla #6 con área de 2.87 cm² y un diámetro de 1.91 cm tenemos:

Calculo de área de acero requerida.

$$k = \frac{M_{TF}}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{213799.99 \frac{N \cdot m}{m}}{0.90(1m)(0.15m)^2}$$

$$k = 10558024.2 \frac{N}{m^2}$$

$$k = 1.056 \times 10^7 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.056 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}} \right]$$

$$\rho = 3.764 \times 10^{-2}$$

$$A_{s \text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s \text{ requerida}} = (3.764 \times 10^{-2})(0.15m)(1m)$$

$$A_{s \text{ requerida}} = 5.646 \times 10^{-3} \frac{m^2}{m}$$

Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{5.646 \times 10^{-3} \frac{m^2}{m}}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.0508 \text{ m}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.05 \text{ m}$$

5.3.1.2.3.2.2. Caso Diseño 2. Fuerza de Colisión Vertical.

Cuando se utilizan barreras de concreto, el caso de colisión vertical no controla el diseño.

5.3.1.2.3.2.3. Caso Diseño 3. Chequeo Carga Viva y Muerta bajo estado límite de resistencia.

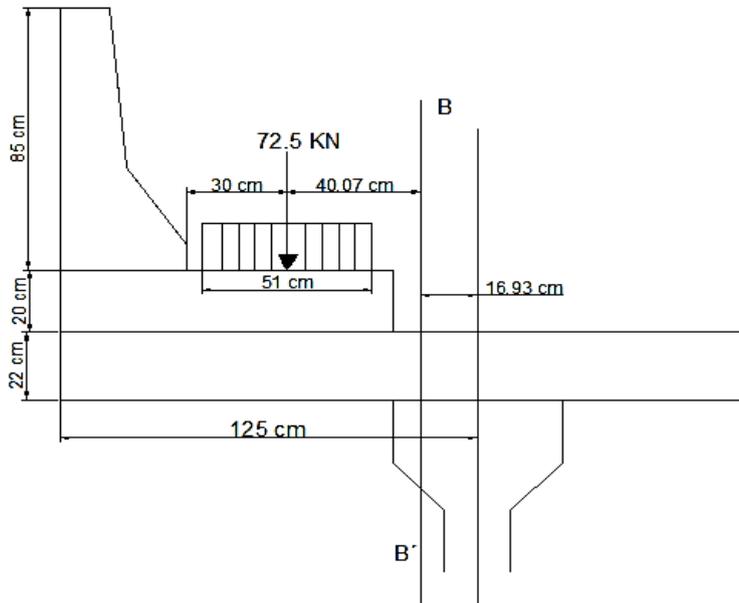
Factor de resistencia= 0.90

5.3.1.2.3.2.3.1. Diseño de sección en Voladizo.

Las ecuaciones para el ancho de la distribución de carga viva para los voladizos, se basan en el supuesto que la distancia de la sección del diseño del voladizo hacia la cara de las barreras excede los 30 cm de manera que la carga concentrada en representación

del vehículo se encuentra mas cerca de la cara de la barrera (AASHTO LRFD sección 3.6.1.3.1).

La carga de la rueda puede ser distribuida sobre el ancho de las ruedas tal como se muestra.



Se asume que la carga de rueda será distribuida sobre el ancho de neumático, el cual esta establecido en la norma AASHSTO LRFD sección 3.6.1.2.5; la cual es de 510 mm.

Se utilizarán valores para factores de: factor de presencia múltiple= 1.2, el cual es utilizado para un carril cargado (AASHSTO LRFD tabla 3.6.1.1.2-1); factor de carga dinámica de camión = 1.33.

Calculo de ancho de faja equivalente para cargas vivas:

Para Vuelo del tablero

$$\text{Ancho de Faja} = 1140 + 0.833 X \quad (\text{AASHTO LRFD T4.6.2.1.3-1})$$

Donde:

$$X = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1140 + 0.833 (300\text{mm})$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1389.90 \text{ mm}$$

Ancho de Faja = 1.39 m

Calculo de Momentos

Calculo de momento de losa de concreto reforzado

$$\text{Momento de losa } (M_l) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_l = \frac{5280 \text{ N/m}^2 * (1.25 - 0.1693 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_l = 3.0833 \text{ KN.m/m}$$

Calculo de momento de acera de concreto reforzado

$$\text{Momento de acera } (M_{acera}) = \frac{W_{acera} * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_{acera} = 4800 \text{ N/m}^2 (1.25 - 0.1693 - 0.50) \text{ m}$$

$$M_{acera} = 2.78736 \text{ KN.m/m}$$

Calculo de momento de barrera de concreto reforzado

$$\text{Momento de barrera } (M_{bar}) = W_{bar} * \text{distancia}$$

$$M_{bar} = 4653.6 \text{ N/m} * (0.38 - 0.13 - 0.1693) \text{ m}$$

$$M_{bar} = 4.4241 \text{ KN.m/m}$$

Calculo de momento de capa de asfalto

$$\text{Momento de asfalto } (M_{asf}) = \frac{W_L * (\text{distancia})^2}{2}$$

$$M_{asf} = \frac{1125 \text{ N/m}^2 * (1.25 \text{ m} - 0.1693 \text{ m} - 1.0 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{asf} = 3.663 \times 10^{-3} \text{ KN.m/m}$$

Calculo de momento de carga viva

$$M_v = \left[\frac{\text{peso de eje}}{2} \right] * \text{distancia}$$

$$M_v = \left[\frac{145 \text{ KN}}{2} \right] (1.25m - 0.1693m - 0.38m - 0.30)$$

$$M_v = 29.051 \text{ KN.m/m}$$

Cálculo de momento factorado (M_f)

$$M_f = -\gamma(M_l + M_{acera} + M_{bar}) - \gamma(M_{asf}) - \gamma(1.2 * 1.33 * M_v)$$

$$M_f = -1.25(3.0833 \text{ KN.m/m} + 2.78736 \text{ KN.m/m} + 4.4241 \text{ KN.m/m}) - 1.5(3.663 \times 10^{-3} \text{ KN.m/m}) - 1.75(1.2 * 1.33 * 29.051 \text{ KN.m/m})$$

$$M_f = -94.0134 \text{ KN.m/m}$$

$$M_f = -94,013.4 \text{ N.m/m}$$

Factor de resistencia (ϕ) = 1.0 para eventos extremos.

Teniendo el espesor de la losa (e)= 22 cm, un peralte (d)= 0.15 m y refuerzo de varilla #6 con área de 2.87 cm² y un diámetro de 1.91 cm tenemos:

Calculo de área de acero requerida.

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{94,013.4 \frac{\text{N.m}}{\text{m}}}{0.90(1\text{m})(0.15\text{m})^2}$$

$$k = 4,642,637.037 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$k = 4.643 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.643 \times 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})}} \right]$$

$$\rho = 1.241 \times 10^{-2}$$

$$A_{s\text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s\text{ requerida}} = (1.241 \times 10^{-2})(0.15\text{m})(1\text{m})$$

$$A_{s\text{ requerida}} = 1.862 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

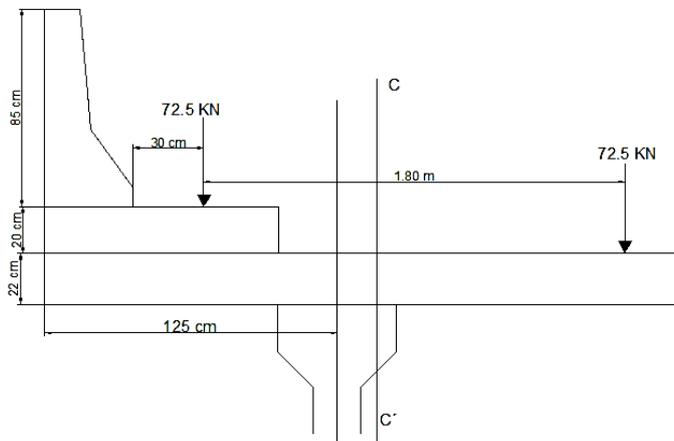
Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} \text{m}^2}{1.862 \times 10^{-3} \frac{\text{m}^2}{\text{m}}}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.1541 \text{ m}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.15 \text{ m}$$

5.3.1.2.3.2.3.2. Comprobando carga muerta + momentos de carga viva en la sección de diseño en el primer tramo.



Asumiendo un grosor de losa = 22 cm

Se utilizarán valores para factores de: factor de presencia múltiple = 1.2, el cual es utilizado para un carril cargado (AASHSTO LRFD tabla 3.6.1.1.2-1); factor de carga dinámica de camión = 1.33.

Calculo de ancho de faja equivalente para cargas vivas:

Para Vuelo del tablero

$$\text{Ancho de Faja} = 1140 + 0.833 X \quad (\text{AASHTO LRFD T4.6.2.1.3-1})$$

Donde:

$$X = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1140 + 0.833 (300\text{mm})$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1389.90 \text{ mm}$$

$$\text{Ancho de Faja} = 1.39 \text{ m}$$

Momentos carga muerta en sección de diseño.

Momento de losa de concreto reforzado

$$M_{\text{losa}} = \frac{W_l * \text{distancia}^2}{2}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{(5280 \text{ N/m}^2)(1.25 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{\text{losa}} = 4.125 \text{ KN.m/m}$$

Momento de barrera de concreto reforzado

$$M_{\text{bar}} = W_{\text{bar}} * \text{distancia}$$

$$M_{\text{bar}} = (4653.6 \text{ N/m})(1.25\text{m} - 0.13\text{m})$$

$$M_{\text{bar}} = 5.2120 \text{ KN.m}$$

Momento de acera de concreto reforzado

$$M_{\text{acera}} = \frac{W_{\text{acera}} * \text{distancia}^2}{2}$$

$$M_{\text{acera}} = (4800 \text{ N/m})(1.25\text{m} - 0.50 \text{ m})$$

$$M_{\text{acera}} = 3.60 \text{ KN.m}$$

Momento de capa de rodadura

$$M_{\text{asf}} = \frac{W_{\text{asf}} * \text{distancia}^2}{2}$$

$$M_{asf} = \frac{(1125 \text{ N/m}^2)(1.25\text{m} - 1.0 \text{ m})^2}{2}$$

$$M_{asf} = 3.516 \times 10^{-2} \text{ KN.m}$$

Momento Factorado en la sección del diseño por las cargas en voladizo.

$$Mu = 0.83 (M_{u1})$$

$$Mu = 0.83 (-16.22399 \text{ KN.m})$$

$$Mu = -13.4659117 \text{ KN.m}$$

Calculo de momento de carga viva

$$M_v = \left[\frac{\text{peso de eje}}{2} \right] * \text{distancia}$$

$$M_v = \left[\frac{145 \text{ KN}}{2} \right] (1.25\text{m} + 0.1693\text{m} - 0.38\text{m} - 0.30)$$

$$M_v = 53.59925 \text{ KN.m/m}$$

Cálculo de momento factorado (M_f)

$$M_f = -\gamma(M_l + M_{acera} + M_{bar}) - \gamma(M_{asf}) - \gamma(1.2 * 1.33 * M_v)$$

$$M_f = -13.4659117 \text{ KN.m} - 1.75(1.2 * 1.33 * 53.599 \text{ KN.m/m})$$

$$M_f = -163.16862 \text{ KN.m/m}$$

$$M_f = -163,168.617 \text{ N.m/m}$$

Factor de resistencia (ϕ) = 1.0 para eventos extremos.

Teniendo el espesor de la losa (e)= 22 cm, un peralte (d)= 0.15 m y refuerzo de varilla #6 con área de 2.87 cm² y un diámetro de 1.91 cm tenemos:

Calculo de área de acero requerida.

$$k = \frac{M_f}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{163,168.617 \frac{N \cdot m}{m}}{0.90(1m)(0.15m)^2}$$

$$k = 8,057,709.479 \frac{N}{m^2}$$

$$k = 8.058 \times 10^6 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(8.058 \times 10^6 \frac{N}{m^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}} \right]$$

$$\rho = 2.447 \times 10^{-2}$$

$$A_{s \text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s \text{ requerida}} = (2.447 \times 10^{-2})(0.15m)(1m)$$

$$A_{s \text{ requerida}} = 3.67 \times 10^{-3} \frac{m^2}{m}$$

Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{3.67 \times 10^{-3} \frac{m^2}{m}}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.0782 \text{ m}$$

$$\text{espaciamiento} = 0.05 \text{ m}$$

5.3.1.2.3.2.1.4. Detalle de Refuerzo de Voladizo

De los distintos casos de diseño de voladizos y la región adyacente a la cubierta, el área de acero requerido en voladizos equivale al mayor de los siguientes:

$$\text{Área de acero 1} = 53.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero 2} = 37.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero 3} = 56.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero 4} = 18.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de acero 5} = 36.7 \text{ cm}^2$$

Por tanto se tomará el área = 18.62 cm^2

El refuerzo previsto en la losa superior en distintas zonas de la región del voladizo es: #6 a 15 cm de espaciamiento entre cada una.

Para el refuerzo inferior previsto se tiene varilla #6 con un espaciamiento de 15 cm.

Calculo de área de acero provista.

$$\text{Area de acero}(As) = \frac{\text{Area de la varilla } (A_{var})}{\text{Espaciamiento}}$$

$$(As) = \frac{(A_{var})}{Esp}$$

$$(As) = \frac{2.87 \text{ cm}^2}{0.15 \text{ m}}$$

$$(As) = 19.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con esto comprobamos que el acero provisto es mayor que el acero requerido.

Verificación de la profundidad del bloque de compresión

$T = \text{Tensión en refuerzo}$

$$T = (\text{Area de acero})(fy)$$

$$T = (0.001913 \text{ m}^2)(4.2 \times 10^8 \text{ N}/\text{m}^2)$$

$$T = 803,460 \text{ N}$$

$$T = 803.46 \text{ KN}$$

Calculo de a.

$$a = \frac{T}{f'c * \beta_1 * b}$$

$$a = \frac{803,460 \text{ N/m}}{2.80 \times 10^7 \text{ N/m}^2 * 0.85 * 1.0 \text{ m}}$$

$$a = 0.034 \text{ m}$$

$$c = a/\beta_1$$

$$c = 0.04 \text{ m}$$

Verificando sobre-refuerzo.

$$c/de < 0.42$$

Donde:

$$c = a/\beta_1$$

Entonces tenemos:

$$c/de = \frac{a/\beta_1}{de}$$

$$c/de = 0.314$$

$$0.314 < 0.42 \quad \text{OK!!}$$

Se cumple la condición por lo tanto la sección no esta sobre-reforzada.

5.3.1.2.3.2.1.5. Longitud de las barras adicionales del volado.

Las varillas # 6 colocada en la losa deben extenderse más allá del eje central de la viga exterior hacia el primer tramo interior de la losa. Para determinar la longitud de ésta extensión es necesario encontrar la distancia donde las varillas ya no son requeridas.

Esta distancia teórica ocurre donde el momento debido a la colisión más la carga muerta, iguala al momento negativo resistente de la varilla #6 colocada a un espaciamiento de 15 cm; con lo cual se obtiene un valor para a= 0.034m.

La resistencia del momento negativo es:

$$M_u = \phi * A_s * f_y * (d - a/2)$$

$$M_u = 0.9 * 19.13 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * (15 \text{ cm} - 4 \text{ cm}/2)$$

$$M_u = 9.40 \times 10^5 \text{ Kg. cm}$$

$$M_u = 94.0 \text{ KN.m}$$

Para el estado límite de Evento Extremo II, el momento negativo con $\phi=1.0$ se incrementa a:

$$M_n = M_u / \phi$$

$$M_n = 94.0 \text{ KN.m} / 0.9$$

$$M_n = 104.44 \text{ KN.m}$$

La armadura se deberá prolongar más allá del punto en el cual ya no se la requiere para resistir flexión a una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento,
- 15 veces el diámetro nominal de la barra, o
- 1/20 de la luz libre del tramo.

Requisito de longitud de corte

Revisar los tres requerimientos.

- **La profundidad efectiva del elemento.**

$$d = 0.15 \text{ m}$$

- **15 veces el diámetro nominal de la varilla**

$$L = 15 * \text{diámetro de varilla}$$

$$L = 15 * 1.91 \text{ cm}$$

$$L = 28.65 \text{ cm}$$

- **1/20 de la luz libre del tramo**

$$L = (\text{luz libre}/20)$$

$$L = (250 \text{ cm}/20)$$

$$L = 12.5 \text{ cm}$$

La longitud de corte es controlada por 15 veces el diámetro de la varilla.

5.3.1.2.3.2.1.6. Longitud Básica de Anclaje.

La longitud de anclaje, ℓ_d , para barras conformadas en compresión no deberá ser menor que el producto entre la longitud básica de anclaje aquí especificada ni menor que 200 mm.

La longitud básica de anclaje, ℓ_{db} , para las barras conformadas en compresión deberá satisfacer:

Condición 1

$$l_{db} = \frac{0.24 * d_b * f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$l_{db} = \frac{0.24 * 19.1 \text{ mm} * 420 \text{ MPa}}{\sqrt{28 \text{ MPa}}}$$

$$l_{db} = 363.843 \text{ mm}$$

Condición 2

$$l_{db} = 0.044 * d_b * f_y$$

$$l_{db} = 0.044 * 19.1 \text{ mm} * 420 \text{ MPa}$$

$$l_{db} = 352.968 \text{ mm}$$

Condición 3

$$l_{db} \geq 20 \text{ cm}$$

Por lo cual la condición que controla es la condición 2; es decir, la longitud básica de desarrollo es: $l_{db} = 363.843 \text{ mm}$ ó $l_{db} = 0.364 \text{ m}$.

5.3.1.2.3.3. Diseño Estructural de Sección Longitudinal.

Distribución de refuerzo inferior y superior.

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo (AASHTO LRFD sección 9.7.3.2):

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm).

Por lo tanto se utilizará la expresión en la cual la armadura principal es perpendicular al tráfico.

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\frac{3840}{\sqrt{(1250-169.3)mm}} \leq 67\%$$

$$82.60 \leq 67\%$$

Se utilizará el 67% de acero longitudinal.

Refuerzo transversal = #6 con un espaciamiento de 15 cm = 19.13 cm²/m

Refuerzo longitudinal requerido = 0.67 (19.13) = 12.82 cm²/m

Utilizar varillas #6; diámetro varilla = 1.91 cm, área varilla = 2.87 cm²

$$\text{Espaciamiento requerido} = 2.87 \text{ cm}^2 / 12.82 \text{ cm}^2/\text{m} = 0.22387 \text{ m}$$

Utilizar varillas #6 con un espaciamiento de 20 cm.

5.3.1.2.3.4. Armadura de Contracción y Temperatura

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la especificada (AASHTO LRFD sección 5.10.8).

Para el caso que la losa tenga espesor de 150 mm o menos se puede colocar una sola capa acero por temperatura, pero en casos que el espesor sea mayor, como es este caso se deberá colocar uniformemente en ambas caras.

Calculo de área de acero por temperatura

$$A_{Stemp} \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{Stemp} = 0.75 \frac{(220\text{mm} \cdot 1000\text{mm})}{420 \text{ MPa}}$$

$$A_{Stemp} = 392.857 \text{ mm}^2$$

$$A_{Stemp} = 3.92 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara:

$$\frac{3.93 \text{ cm}^2}{2} = 1.965 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{1.965 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.646 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.50 \text{ m}$$

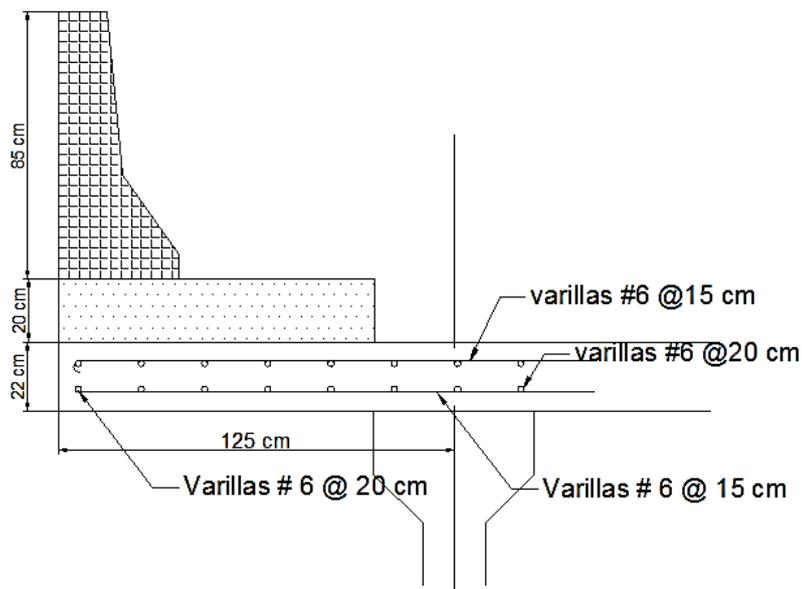
$$A_{scal} = 2 \text{ varillas } \#4 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{ST.cal}$$

$$1.965 \text{ cm}^2 < 2.541 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!!}$$

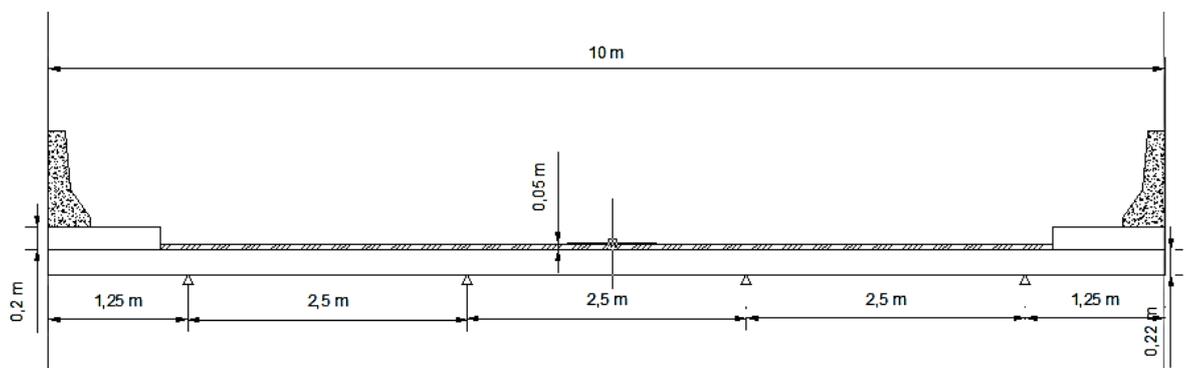
Se requerirán varillas #4 @ 50cm.

5.3.1.2.3.5. Resumen de voladizo.



5.3.1.2.4. Diseño de Losa en Tramo Central.

5.3.1.2.4.1. Diseño Transversal de Losa en Tramo Central.



5.3.1.2.4.1.1. Datos para el diseño

Espaciamiento entre vigas = 2.5 metros

Espesor de losa = 0.22 metros

Espesor de acera = 0.20 metros

Espesor de capa asfáltica = 0.05 metros

Voladizo = 1.25 metros

Ancho de acera = 1.0 metros

Se colocaran cuatro vigas a cada 2.5 metros

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} = 2,800,000 \frac{kg}{m^2} = 28 \text{ Mpa} = 28,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2} = 42,000,000 \frac{kg}{m^2} = 420 \text{ Mpa} = 420,000,000 \frac{N}{m^2}$$

$$\gamma_{cr} = 2400 \frac{kg}{m^3}$$

$$\gamma_{asf} = 2250 \frac{kg}{m^3}$$

$L = \text{longitud del claro} = 18.34 \text{ m.}$

Pre dimensionamiento de vigas (tabla 2.3.2.6.3-1 AASHTO LRFD)

- **Concreto pretensado para tramos simples.**

Se utilizará 0.045L

$L = 18.34 \text{ m.}$

$\text{peralte} = 0.045 (18.34\text{m})$

$\text{peralte} = 0.083\text{m}$

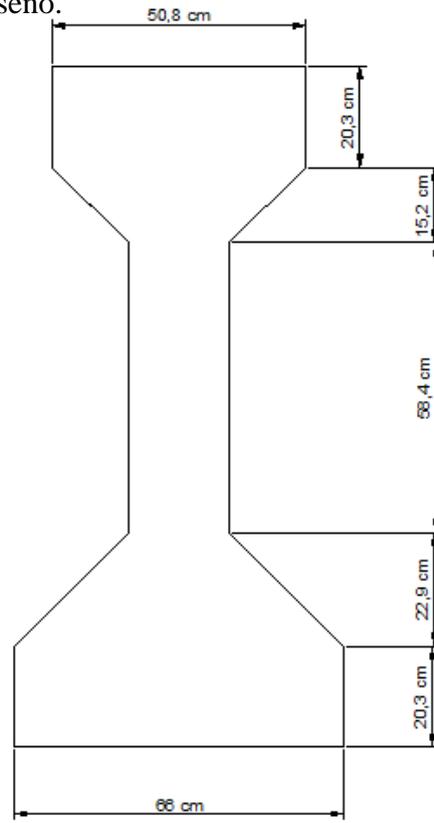
Nota: Se obtuvo un peralte mínimo de 0.83 m; sin embargo se tomará la viga AASHTO tipo IV por mayor seguridad en el diseño.

Propiedades de la viga tipo IV

$$\text{Area} = 509.0 \times 10^3 \text{mm}^2$$

$$\text{Inercia} = 108.5 \times 10^9 \text{mm}^4$$

$$Cb = 628 \text{mm}$$



Nota: para el diseño de losa se utilizara el método de franjas equivalentes.

5.3.1.2.4.1.2. Factores de carga (AASHTO tabla 3.4.1-1 y tabla 3.4.1-2)

- Factor de carga para elementos y accesorios (γ_p)

En losas el máximo (γ_p) es 1.25 y el mínimo (γ_p) es 0.90 (para todos los estados)

- Factor de carga para superficies de rodamiento e instalaciones (γ_p)

En losas el máximo (γ_p) es 1.50 y el mínimo (γ_p) es 0.65 (para todos los estados limites)

- Factor de carga para carga viva

$$\gamma = 1.75 \text{ para resistencia I}$$

Tradicionalmente, cargas muertas con momentos positivos y negativos en la losa, exceptuando el voladizo, para una unidad de ancho de faja se calcula utilizando:

$$M = \frac{wl^2}{c}$$

Dónde:

M = carga muerta con momento positivo o negativo en la cubierta por unidad de ancho de la banda.

W= carga muerta por unidad de área en la cubierta

L= espaciamiento entre vigas.

C= constante, normalmente se toman valores entre 10 y 12

En este caso se tomó un valor de C= 10 por ser más conservador.

5.3.1.2.4.1.3. Determinación de Cargas y Momentos producidos por cargas muertas y vivas.

- **Calculo de pesos propios y momentos**

Losa

$$wl = (0.22m) \left(24,000 \frac{N}{m^3} \right) = 5280 \frac{N}{m}$$

$$Ml = \frac{(5280 \frac{N}{m})(205m)^2}{10} = 3300 \frac{N.m}{m}$$

Capa de rodamiento (capa asfáltica)

$$wa = (0.05) \left(22,500 \frac{N}{m^3} \right) = 1125 \frac{N}{m}$$

$$Ml = \frac{(1125 \frac{N}{m})(2.5m)^2}{10} = 703.125 \frac{N.m}{m}$$

- **Distancia del centro de la viga a la sección del diseño para un momento negativo (AASHTO S.4.6.2.1.6)**

Para vigas I prefabricadas, la distancia de la línea del centro de la viga hacia la sección del diseño para un momento negativo en la losa se tomará igual a tercio de la anchura del ala superior de la viga a partir de la línea central de apoyo, pero esta no deberá pasar de 15 pulgadas ó 0.3810m.

Ancho del ala superior de la viga = 508mm (0.508m) (viga tipo IV AASHTO)

$$distancia = \frac{0.508m}{3} = 0.1693m$$

$$0.1693m < 0.3810m \quad ok$$

- **Determinación de efectos de cargas vivas**

Se usará la tabla S A4.1-1 de la norma para obtener los momentos tanto positivos como negativos ya que esta tabla enlista estos cálculos por el método aproximado de fajas equivalentes.

Tomando de la tabla antes mencionada se tiene:

Para momentos positivos con espaciamiento entre vigas de 2.5 m ó 2500mm se tiene un momento positivo de $26,310 \frac{N.mm}{mm}$

$$+M = 26,310 \frac{N.mm}{mm}$$

Para momentos negativos con espaciamiento de 0.1693m ó 0.169 mm se deberá interpolar el valor del momento.

5.3.1.2.4.1.4. Diseño Estructural.

5.3.1.2.4.1.4.1. Diseño de losa para momento positivo.

- **Factorización de cargas.**
- **Carga viva**

$Mv = 26310 \frac{N.m}{m}$ para espaciamiento entre vigas de 2.5 m (momento sin factorar)

$M = \gamma(Mv \text{ sin factorar})$

$M = 1.75(26,310 \frac{N.m}{m})$

$M = 46,042.5 \frac{N.m}{m}$ (Momento factorado)

- **Peso de losa**

$Ml = 3300 \frac{N.m}{m}$ (momento sin factorar)

$M = \gamma p(Ml \text{ sin factorar})$

$M = 1.25(3300 \frac{N.m}{m})$

$M = 4,125 \frac{N.m}{m}$ (factorado)

- **Peso de la capa de rodamiento**

$Ma = 703.125 \frac{N.m}{m}$ (Momento si factorar)

$M = \gamma p(Ma \text{ sin factorar})$

$M = 1.50(703.125 \frac{N.m}{m})$

$M = 1,054.68 \frac{N.m}{m}$ (factorado)

- **Carga muerta + carga viva del diseño factorizado para momentos positivos**

$M \text{ total} = M + dl + ll$

$M \text{ total} = 46,042.5 \frac{N.m}{m} + 4,125 \frac{N.m}{m} + 1,058 \frac{N.m}{m}$

$M \text{ total} = 51,222.18 \frac{N.m}{m}$

- **Resistencia por flexión**

Factor de resistencia por flexión al estado límite de esfuerzo $\phi = 0.90$ (AASHTO S 5.5.4.2.1)

Las ecuaciones para la resistencia a la flexión en la norma LRFD se aplican tanto para concreto reforzado como pretensado.

Para una sección rectangular, la profundidad de la sección en compresión, “C”, se calcula:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{AASHTO 5.7.3.1.1-4})$$

Donde:

A_{ps} = área de acero pretensado

f_{pu} = resistencia especificada a la tensión del acero pretensado

A_s = área de acero de refuerzo a tensión

A'_s = área de acero de refuerzo en la zona a compresión

f_y = límite elástico de refuerzo a tensión

f'_y = límite elástico de refuerzo a compresión

b = ancho de la sección rectangular

d_p = distancia desde el extremo de la fibra a compresión al centroide de los tendones pretensados

C = distancia entre el eje neutro y la cara de la sección

β = factor de estrés del bloque (AASHTO LRFD S 5.7.2.2)

Para secciones con concreto reforzado, la ecuación se reduce a:

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta b}$$

La profundidad del bloque a compresión “a” se calcula de la siguiente manera:

$$a = c * \beta_1 \quad (\text{AASHTO LRFD S.5.7.2.2})$$

Para determinar el radio de refuerzo (ρ) y el área de refuerzo (A_s) se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$K' = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2K'}{0.85 f'_c}} \right]$$

$$A_s = \rho * d_e * b$$

Donde:

d_e = profundidad efectiva de la fibra de compresión para el centroide.

Para secciones rectangulares de concreto reforzado se tiene:

$$M_{n=A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]} \quad (\text{AASHTO LRFD S.5.7.3.2.2-1})$$

De las ecuaciones para “c” y “a” se tiene:

$$a = c \beta_1$$

$$c = \frac{A_s f_y}{(0.85)(f'_c)(\beta_1)(b)}$$

Sustituyendo el “c” se tiene:

$$a = \frac{A_s f_y \beta_1}{0.85(f'_c)(\beta_1)(b)}$$

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

En la ecuación para M_n se tiene:

$$M_n = A_s f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]$$

$$M_n = f_y (d) (A_s) - \left[\frac{f_y^2}{1.7 f'_c b} \right] A_s^2$$

En dicha ecuación solamente A_s es la incógnita, tomando $b=1m$, para la sección de un momento positivo:

$$d_e = \text{ancho total} - \text{cubierta inferior} - 1/2 \text{ diámetro de barra}$$

Se utilizará varilla # 6 (6/8) la cual posee un diámetro de 0.0191m ó 19.1mm

$$d_e = 0.22m - 0.025m - \frac{1}{2}(0.0191m)$$

$$d_e = 0.18545m$$

$$k' = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k' = \frac{51,222.18 \frac{N \cdot m}{m}}{0.90(1m)(0.18545m)} = 1,654,862.34 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k'}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.655 \times 10^6 \frac{N}{m^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}} \right]$$

$$\rho = 4.088 \times 10^{-3}$$

$$A_{s \text{ requerida}} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s \text{ requerida}} = (4.088 \times 10^{-3})(0.18545m)(1m)$$

$$A_{s \text{ requerida}} = 7.581 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m}$$

Se requiere espaciamiento de varilla #6 con áreas de $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$\text{espaciamiento} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{7.581 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m}} = 0.37m$$

- **Verificar zona a compresión**

Fuerza de tracción:

$$F = (\text{area de varilla})(f_y)$$

$$F = (2.87 \times 10^{-4} \text{ m}^2)(4.2 \times 10^8 \frac{\text{N}}{\text{m}^2})$$

$$F = 120,540 \text{ N}$$

$$F = 1.205 \times 10^5 \text{ N}$$

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

$$a = \frac{F}{0.85 f'_c b}$$

$$a = \frac{1.205 \times 10^5 \text{ N}}{0.85 (2.8 \times 10^{-7} \frac{\text{N}}{\text{m}^2})(0.35 \text{ m})}$$

$$a = 1.447 \times 10^{-2} \text{ m}$$

Nota: para este caso “b” será igual al espaciamiento entre varillas.

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1.447 \times 10^{-2} \text{ m}}{0.85}$$

$$c = 1.702 \times 10^{-2} \text{ m}$$

- **Comprobar si la sección no está sobre reforzada (S.5.7.3.3.1)**

$$\frac{c}{d_e} = \frac{1.702 \times 10^{-2} \text{ m}}{0.18545 \text{ m}} = 9.18 \times 10^{-2}$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.0918 \leq 0.42 \quad 0k$$

- **Comprobar si existe agrietamiento en el estado límite de servicio I**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y \quad (\text{AASHTO LRFD S.5.7.3.4-1})$$

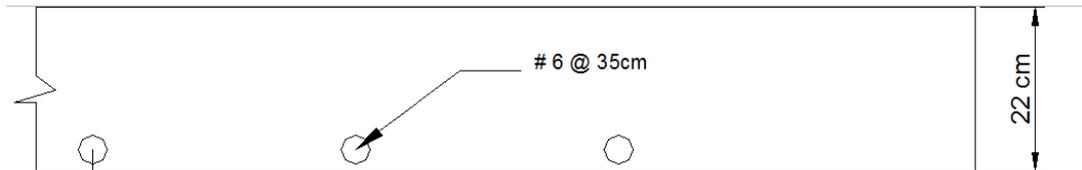
Donde:

d_c = altura de concreto desde la fibra extrema comprimida, hasta el centro de la varilla ubicada más próxima a la misma.

A = área de concreto.

Z= parámetro relacionado con el ancho de fisura.

$Z = 23,000 \frac{N}{mm} \times \frac{1000mm}{1m} = 2.3 \times 10^7 \frac{N}{m}$ para elemento en condiciones de exposición severas.



$$d_c = 0.025 + \frac{1}{2}(0.0191m)$$

$$d_c = 0.03455m$$

$$d_c = 0.03455m < 0.05m \quad \text{OK!!}$$

$$A = 2(0.03455m)(0.35m)$$

$$A = 0.024185m^2 < 0.05m^2$$

$$f_{sa} = \frac{2.3 \times 10^7 \frac{N}{m}}{[(0.03455m)(0.024185m^2)]}$$

$$f_{sa} = 244,191,075.812 \frac{N}{m^2}$$

$$f_{sa} = 2.442 \times 10^8 \frac{N}{m^2}$$

$$0.6f_y = 0.6 (4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2})$$

$$0.6f_y = 2.520 \times 10^8 \frac{N}{m^2}$$

$$f_{sa} = \leq 0.6f_y$$

$$2.442 \times 10^8 \frac{N}{m^2} \leq 2.520 \times 10^8 \frac{N}{m^2} \quad \text{OK!!}$$

- **Tensión bajo cargas de servicio**

-Para losas se ignorará la compresión del acero para las tensiones de cargas de servicio.

-Para tensión en acero, el área transformada se debe calcular usando la relación modular, “n”.

-Se asume estrés y tensión y que estrés varía linealmente.

-Momento de carga de servicio de carga muerta.

$$M_n = 3300 \frac{N.m}{m} + 703.125 \frac{N.m}{m}$$

$$M_n = 4003.125 \frac{N.m}{m} = 4.003 \times 10^3 \frac{N.m}{m}$$

- Momento de carga de servicio de carga viva.

$$M_v = 26,310 \frac{N.m}{m} = 2.631 \times 10^4 \frac{N.m}{m}$$

- **Momento total de carga muerta + carga viva.**

$$M_t = 4.003 \times 10^3 \frac{N.m}{m} + 2.631 \times 10^4 \frac{N.m}{m}$$

$$M_t = 3.031 \times 10^4 \frac{N.m}{m}$$

- **Calculando la relación modular.**

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Donde:

E_c = módulo de elasticidad del concreto (AASHTO LRFD S. 5.4.2.4)

E_s = módulo de elasticidad de las barras de armadura (AASHTO LRFD S. 5.4.3.2)

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

γ_c = densidad del concreto

$$E_c = 0.043 \left(2400 \frac{kg}{m^3}\right)^{1.5} \sqrt{28 MP_a}$$

$$E_c = 2.675 \times 10^4$$

$$E_s = 200,000 MP_a$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200,000 MP_a}{2.675 \times 10^4 MP_a}$$

$$n = 7.477$$

Tomar el valor de $n = 7$

El momento de inercia transformado es calculado asumiendo un comportamiento de elasticidad, tensión lineal y tensión de distribución. En este caso, el primer momento del área de acero transformada en el lado tensionado del eje neutral se asume igual al del concreto bajo compresión.

Para el concreto de $2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}$ usar $n = 7$

- Asumiendo que el eje neutral está a una distancia “y” para el rostro de compresión de la sección.
- Asumiendo que el ancho de la sección equivale a el espacio reforzado igual a 35cm.

El área de acero transformado es la siguiente:

$$\text{área de acero transformado} = (\text{area de acero})(\text{relacion modular})$$

$$\text{área de acero transformado} = (2.87 \times 10^{-4} m^2)(7)$$

$$\text{área de acero transformado} = 0.002009 m^2$$

$$\text{área de acero transformado} = 2.009 \times 10^{-3} m^2$$

Al igualar el primer momento respecto del área del acero transformado a la del concreto, ambos respecto al eje neutro se tienen:

$$2.009 \times 10^{-3} m^2 (0.18545 - c) + (0.35)(0.22 - c) \left(\frac{0.22 - c}{2} \right) = 0.35c \left(\frac{c}{2} \right)$$

$$3.726 \times 10^{-4} m^2 - 2.009 \times 10^{-3} c m^2 + 0.175c^2 - 0.077c + 0.00847 = 0.175c^2$$

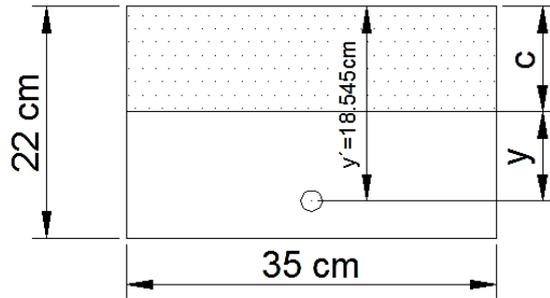
$$3.726 \times 10^{-4} m^2 - 2.009 \times 10^{-3} c m^2 + 0.175c^2 - 0.077c + 0.00847 - 0.175c^2 = 0$$

$$0.0088426 - 0.079009c = 0$$

$$0.079009c = 0.0088426$$

$$c = \frac{0.0088426}{0.079009}$$

$$c = 0.11198895 \text{ m}$$



Cálculo del momento de inercia.

$$I_{transformada} = (2.009 \times 10^{-3} \text{ m}^2)(0.18545 \text{ m} - c)^2 + \frac{(0.35 \text{ m})(c)^3}{3}$$

$$I_{transformada} = (2.009 \times 10^{-3} \text{ m}^2)(0.18545 \text{ m} - 0.11199 \text{ m})^2 + \frac{(0.35 \text{ m})(0.11199 \text{ m})^3}{3}$$

$$I_{transformada} = 1.747 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Cálculo de tensión en acero, fs.

$$fs = \left[\frac{M \cdot y}{I} \right] n$$

Donde:

$$y = y' - c$$

$$y = 0.18545 \text{ m} - 0.11199 \text{ m}$$

$$y = 0.07346 \text{ m}$$

$$fs = \left[\frac{M \cdot y}{I} \right] n$$

$$fs = \left[\frac{3.03 \times 10^4 \text{ Nm/m} \cdot 0.35 \text{ m} \cdot 0.07346 \text{ m}}{1.747 \times 10^{-4} \text{ m}^4} \right] (7)$$

$$fs = 3.122 \times 10^7 \text{ N/m}^2$$

Condiciones.

$$fs < 0.6 fy$$

$$3.122 \times 10^7 \text{ N/m}^2 < 2.52 \times 10^8 \text{ N/m}^2 \quad \text{OK!!}$$

$$f_{sa} > f_s$$

$$2.442 \times 10^8 \text{ N/m}^2 > 3.122 \times 10^7 \text{ N/m}^2 \quad \text{OK!!}$$

5.3.1.2.4.1.4.2. Diseño la losa para momentos negativos.

Para encontrar el valor del momento negativo se tiene un valor de $s = 0.1693\text{m}$ ó 169.3mm , dicho valor se tomará de la tabla S.4.1-1 del AASHTO, cabe aclarar que para un $s = 0.1693\text{m}$ no se encuentra el momento, razón por la cual es necesario interpolar el valor de $-M$.

Interpolación para obtener valor de momento negativo

| s | -M |
|--------------|---------------------------------------|
| 150mm----- | 22250 $\frac{\text{N.mm}}{\text{mm}}$ |
| 169.3mm----- | x |
| 225mm----- | 18510 $\frac{\text{N.mm}}{\text{mm}}$ |

Interpolando se tiene:

$$\frac{225 - 150}{18510 - 22250} = \frac{225 - 169.3}{18510 - x}$$

$$(225-150)(1,518-x) = (225-169.3)(18,510-22,250)$$

$$1,388,250 - 75x = 55.7(-3740)$$

$$x = \frac{-208,318.0 - 1,388,250}{-75}$$

$$x = 21,287.573 \frac{\text{N. mm}}{\text{mm}}$$

- **Carga viva**

Momento negativo para cargas vivas sin factorar por unidad de ancho en la losa =
 $21,287.573 \frac{N.m}{m}$

Momento negativo para carga viva factorada = $1.75 \left(21,287.573 \frac{N.m}{m} \right)$

Momento negativo para carga viva factorada = $37,253.25275 \frac{N.m}{m}$

- **Peso de la losa**

$M_{l=3300} \frac{N.m}{m}$ (Momento sin factorar)

$M_{=(1.25)3300} \frac{N.m}{m}$

$M_{=4125} \frac{N.m}{m}$ (Momento factorado)

- **peso de la capa de rodamiento**

$M_a = 703.125 \frac{N.m}{m}$ (momento sin factorar)

$M = 1.50(703.125 \frac{N.m}{m})$

$M = 1054.68 \frac{N.m}{m}$ (Momento factorado)

- carga muerta + carga viva del diseño factorizado para momentos negativos.

$$M_{DL} + ll = 37,253.253 \frac{N.m}{m} + 4125 \frac{N.m}{m} + 1054.68 \frac{N.m}{m}$$

$$M_{DL} + ll = 42,432.933 \frac{N.m}{m}$$

D= distancia del rostro de compresión para el diseño de la armadura de tracción

Recubrimiento =6 cm

Se usara varilla #6 con diámetro = 0.0191m y área = $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$d = \text{grosor total} - \text{recubrimiento} - \frac{1}{2} \text{ diametro de varilla}$$

$$d = 0.22m - 0.06m - \frac{1}{2} (0.0191m)$$

$$d = 0.15045m$$

$$k' = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$k' = \frac{42,432.933 \frac{N \cdot m}{m}}{0.90 \cdot (1m) \cdot (0.15045)^2}$$

$$k' = 2,082,937.112 \frac{N}{m^2}$$

$$k' = 2.083 \times 10^6 \frac{N}{m^2}$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{f'_c}{f_y} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2k'}{0.85f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.85 \left[\frac{2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2}}{4.2 \times 10^8 \frac{N}{m^2}} \right] \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.083 \times 10^6 \frac{N}{m^2})}{0.85(2.8 \times 10^7 \frac{N}{m^2})}} \right]$$

$$\rho = 5.198 \times 10^{-3}$$

- **Área de acero requerida**

$$A_{s.req.} = \rho \cdot d_e \cdot b$$

$$A_{s.req.} = (5.198 \times 10^{-3})(0.15045m)(1m)$$

$$A_{s.req.} = 7.820 \times 10^{-4} m^2$$

Se usaran varillas #6 con área de $2.87 \times 10^{-4} m^2$

$$\text{espaciamiento requerido} = \frac{2.87 \times 10^{-4} m^2}{7.820 \times 10^{-4} m^2}$$

$$\text{espaciamiento requerido} = 3.670 \times 10^{-1} = 0.367m$$

Se requerirán varillas #6 @ 35cm.

- **Chequeo por agrietamiento en estado límite de servicio I**

Servicio de carga a tensión permisible:

$$f_{sa} = \frac{z}{(d_c A)^{\frac{1}{3}}} < 0.6 f_y \quad (\text{AASHTO LRFD S.5.7.3.4})$$

$$0.6 f_y = 2.520 \times 10^8 \frac{N}{m^2}$$

$$z = 2.3 \times 10^7 \frac{N}{m}$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{1}{2} \text{ diametro de varilla}$$

$$d_c = 0.06m + \frac{1}{2} (0.0191m)$$

$$d_c = 0.06955m < 0.05m \quad \text{ok}$$

$$A = 2(0.06955m)(0.35m)$$

$$A = 4.869 \times 10^{-2} m^2$$

$$f_{sa} = \frac{2.3 \times 10^7 \frac{N}{m}}{[(0.06955)(4.869 \times 10^{-2})]^{\frac{1}{3}}}$$

$$f_{sa} \leq 0.6 f_y$$

$$1.532 \times 10^8 \frac{N}{m^2} \leq 2.520 \times 10^8 \frac{N}{m^2} \quad \text{OK!!}$$

- **Tensión bajo cargas de servicio**

Para este caso la relación modular será la misma que se calculó anteriormente $n=7$

Momento de servicio de carga muerta en la sección de diseño para momentos negativos cercanos al centro.

$$M_D = \text{momento de losa} + \text{momento de capa de rodamiento}$$

Nota: ambos momentos serán utilizados sin factorar

$$M_D = 3300 \frac{N.m}{m} + 703.125 \frac{N.m}{m}$$

$$M_D = 4.003 \times 10^3 \frac{N.m}{m}$$

- **Carga momentánea de servicio viva en la sección del diseño**

$$M_v = 21,287.573 \frac{N.m}{m}$$

$$M_v = 2.129 \times 10^4 \frac{N.m}{m}$$

Las propiedades de la sección transformada pueden ser calculadas así como para la sección como para la sección del momento positivo en el diseño.

Asumiendo un ancho de sección = 35cm

El area de acero transformada = (area de acero)(relacion modular)

El area de acero transformada = $(2.87 \times 10^{-4} m^2)(7)$

El area de acero transformada = $2.009 \times 10^{-3} m^2$

Al igualar el primer momento respecto del área del acero transformado a la del concreto, ambos respecto al eje neutro se tienen:

$$2.009 \times 10^{-3} m^2 (0.15045 - c) + (0.35)(0.22 - c) \left(\frac{0.22 - c}{2} \right) = 0.35c \left(\frac{c}{2} \right)$$

$$3.023 \times 10^{-4} m^2 - 2.009 \times 10^{-3} c m^2 + 0.175 c^2 - 0.077 c + 0.00847 = 0.175 c^2$$

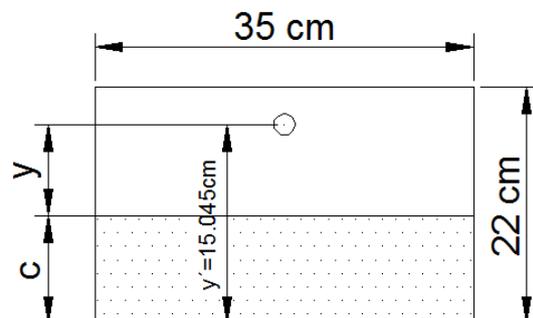
$$3.023 \times 10^{-4} m^2 - 2.009 \times 10^{-3} c m^2 + 0.175 c^2 - 0.077 c + 0.00847 - 0.175 c^2 = 0$$

$$0.0087723 - 0.079009 c = 0$$

$$0.079009 c = 0.0087723$$

$$c = \frac{0.0087723}{0.079009}$$

$$c = 0.11103 m$$



Cálculo del momento de inercia.

$$I_{transformada} = (2.009 \times 10^{-3} m^2)(0.15045 m - c)^2 + \frac{(0.35 m)(c)^3}{3}$$

$$I_{transformada} = (2.009 \times 10^{-3} m^2)(0.15045m - 0.11103m)^2 + \frac{(0.35m)(0.11103m)^3}{3}$$

$$I_{transformada} = 2.389 \times 10^{-4} m^4$$

Cálculo de tensión en acero, fs.

$$fs = \left[\frac{M \cdot y}{I} \right] n$$

Donde:

$$y = y' - c$$

$$y = 0.15045m - 0.11103m$$

$$y = 0.03942m$$

$$M = 4.003 \times 10^3 Nm/m + 2.129 \times 10^4 Nm/m$$

$$M = 2.529 \times 10^4 Nm/m$$

Nota: El momento anterior se deberá reducir al momento aplicado únicamente en la sección.

$$fs = \left[\frac{M \cdot y}{I} \right] n$$

$$fs = \left[\frac{2.529 \times 10^4 Nm/m \cdot 0.35m \cdot 0.03942m}{2.389 \times 10^{-4} m^4} \right] (7)$$

$$fs = 1.461 \times 10^6 N/m^2$$

Condiciones.

$$fs < 0.6 fy$$

$$1.461 \times 10^6 N/m^2 < 2.52 \times 10^8 N/m^2 \quad \text{OK!!}$$

$$fsa > fs$$

$$1.532 \times 10^8 N/m^2 > 1.461 \times 10^6 N/m^2 \quad \text{OK!!}$$

5.3.1.2.4.1.4.3. Diseño Estructural de Sección Longitudinal.

Distribución de refuerzo inferior.

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo (AASHTO LRFD sección 9.7.3.2):

- Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$1750/\sqrt{S} \leq 50 \text{ por ciento}$$

- Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$3840/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud de tramo efectiva (mm).

Por lo tanto se utilizará la expresión en la cual la armadura principal es perpendicular al tráfico.

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\frac{3840}{\sqrt{(2500-169.3-169.3)mm}} \leq 67\%$$

$$82.59688 \leq 67\%$$

Se utilizará el 67% de acero longitudinal.

Refuerzo transversal = #6 con un espaciamiento de 35 cm = 8.2 cm²/m

Refuerzo longitudinal requerido = 0.67 (8.2) = 5.494 cm²/m

Utilizar varillas #6; diámetro varilla = 1.91 cm, área varilla = 2.87 cm²

Espaciamiento requerido = 2.87 cm²/5.494 cm²/m = 0.522 m

Utilizar varillas #6 con un espaciamiento de 50 cm.

5.3.1.2.4.1.4.4. Armadura por contracción y temperatura

La armadura para contracción y temperatura, el área de la armadura en cada dirección deberá satisfacer. El acero se deberá distribuir uniformemente en ambas caras:

$$A_{ST} \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

Donde:

$$A_g = 1000mm * 220mm. \text{ Área Bruta de la Sección (mm}^2\text{)}$$

$$f_y = 420MPa. \text{ Tensión de fluencia especificada de las barras de armadura (MPa)}$$

$$A_{ST} = 0.75 \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{ST} = 0.75 \frac{1000mm * 220mm}{420MPa}$$

$$A_{ST} = 392.857 \text{ mm}^2$$

$$A_{ST} = 3.93 \text{ cm}^2$$

Para una sola cara:

$$\frac{3.93 \text{ cm}^2}{2} = 1.965 \text{ cm}^2$$

Se colocarán varillas #4 con diámetro de 1.27 cm y un área de 1.27 cm².

$$\text{Espaciamiento} = \frac{1.27 \text{ cm}^2}{1.965 \text{ cm}^2/m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.646 \text{ m}$$

$$\text{Espaciamiento} = 0.50 \text{ m}$$

$$A_{scal} = 2 \text{ varillas \#4} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST.req.} < A_{STcal}$$

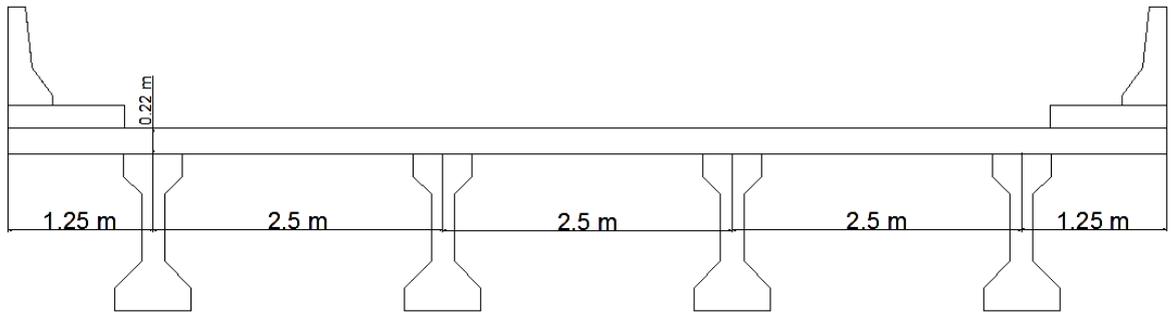
$$1.965 \text{ cm}^2 < 2.541 \text{ cm}^2 \text{ Cumple!!!.}$$

Se requerirán varillas #4 @ 50cm.

5.3.1.3. Diseño de Vigas.

5.3.1.3.1. Diseño de Vigas Longitudinales Preesforzadas.

5.3.1.3.1.1. Modelo de análisis.



5.3.1.3.1.2. Pre-dimensionamiento de Vigas Longitudinales Preesforzadas

Como se determino en el diseño de la losa de concreto reforzado la viga que se utilizará es la viga aashto tipo IV con las dimensiones siguientes:

- **Propiedades de la viga tipo IV**

$$\text{Area} = 5.09 \times 10^{-1} \text{m}^2 = 5090 \text{cm}^2$$

$$\text{Inercia} = 1.085 \times 10^7 \text{cm}^4$$

$$Cb = 62.81 \text{cm}$$

$$\text{Peso de Viga}(W_{vl}) = 0.822 \text{KLb/ft}$$

- **Datos para diseño.**

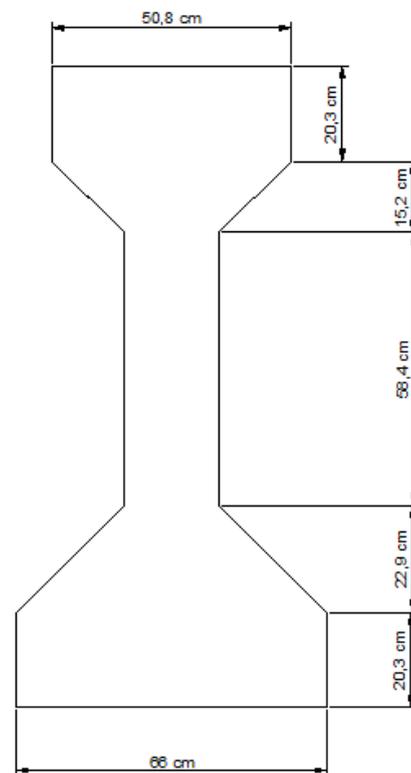
Grosor de la losa: 22 cm

Longitud de claro: 18.34 m

Espesor de capa de rodamiento: 5 cm

Espaciamiento entre Vigas: 2.50 m

Recubrimiento: 7.5 cm por estar ubicado en zona costera (aashto lrfd S5.12.3).



Resistencia a la compresion de concreto reforzado (f'_c): $28 \text{ MPa} = 280 \text{ Kg/cm}^2$

Resistencia a la compresion de concreto preesforzado (f'_c): $400 \text{ Kg/cm}^2 =$

40 MPa

Resistencia a la compresion inicial de concreto preesforzado (f'_{ci}) = 28 MPa

- **Características de acero reforzado**

Diámetro: $\frac{3}{4} \text{ pulg} = 19.1 \text{ mm}$

Area de varilla = 2.87 cm^2

f'_y = Tensión de fluencia mínima especificada de la armadura de compresión (MPa)

$f'_y = 420 \text{ MPa}$

- **Características de acero pretensado**

Grado de torón: 270

Diámetro: $\frac{1}{2} \text{ pulg} = 12.70 \text{ mm}$

Area de toron = 98.7 mm^2

Resistencia a la tracción f_{pu} : 1860 MPa

Tensión de fluencia del acero de pretensado, f_{py} : $85\% f_{pu}$

$f_{py} = 0.85 * 1860 \text{ MPa}$

$f_{py} = 1581 \text{ MPa}$

5.3.1.3.1.3. Factores de distribución.

- **Cálculo de Módulos de elasticidad.**

Modulo de Elasticidad para Concreto Reforzado

$$E_d = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'c} \quad (\text{AASHTO LRFD S5.4.2.4})$$

Donde:

$$f'c = 28 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$E_d = 0.043 * \gamma^{1.5} \sqrt{f'c}$$

$$E_d = 0.043 * (2400 \text{ Kg/m}^3)^{1.5} \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$E_d = 26,752.4976 \text{ MPa}$$

$$E_d = 2.675 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Modulo de Elasticidad para Concreto Preesforzado

$$E_b = 8500 \sqrt{f'c} + 110,000 \quad (\text{AASHTO LRFD S5.4.2.4})$$

Donde:

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

$$E_b = 8500 \sqrt{f'c} + 110,000$$

$$E_b = 8500 \sqrt{(400 \text{ Kg/cm}^2)} + 110,000$$

$$E_b = 2.80 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_b = 2.80 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de Relación Modular.**

$$n = \frac{E_b}{E_d}$$

$$n = \frac{2.80 \times 10^4 \text{ MPa}}{2.675 \times 10^4 \text{ MPa}}$$

$$n = 1.047$$

- **Cálculo de Distancia (e_g) entre el centro de gravedad de la viga longitudinal(CGV) y el centro de la gravedad la losa(CGL).**

$$e_g = CGV + CGL$$

$$e_g = 62.8142 \text{ cm} + 11.00 \text{ cm}$$

$$e_g = 73.8142 \text{ cm}$$

- **Cálculo de parámetro de rigidez longitudinal (Kg).**

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

Donde:

I= Inercia de viga ($1.085 \times 10^7 \text{ cm}^4$)

A= Área de Viga (5090 cm^2)

$$e_g = 73.8142 \text{ cm}$$

$$Kg = 1.047 (1.085 \times 10^7 \text{ cm}^4 + (5090 \text{ cm}^2)(73.8142 \text{ cm})^2)$$

$$Kg = 4.040 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$Kg = 4.040 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

5.3.1.3.1.4. Diseño de Vigas Interiores.

5.3.1.3.1.4.1. Factores de distribución para vigas interiores.

5.3.1.3.1.4.1.1. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en Vigas interiores (AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.2b-1).

- **Rango de aplicabilidad**

$$1100 \leq S \leq 4900$$

S= Separación entre vigas (mm)

$$S = 2500 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

t_s = Espesor de losa (mm)

$$t_s = 220 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$6000 \leq L \leq 73,000$$

L= Longitud el claro del puente (mm)

$$L = 18,340 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$N_b \geq 4$$

N_b = Número de Vigas

$$N_b = 4 \text{ vigas} \quad \text{Cumple!!}$$

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

K_g = Parámetro de Rigidez longitudinal (mm^4)

$$K_g = 4.040 \times 10^{11} mm^4 \quad \text{Cumple!!}$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para un carril cargado.**

$$D_{CM1} = 0.06 + \left[\frac{S}{4300} \right]^{0.4} * \left[\frac{S}{L} \right]^{0.3} * \left[\frac{K_g}{L * t_s^3} \right]^{0.1}$$

Donde:

$$\frac{K_g}{L * t_s^3} = 1.0 \text{ (AASHTO LRFD S4.6.2.2.2b)}$$

$$D_{CM1} = 0.06 + \left[\frac{2500mm}{4300} \right]^{0.4} * \left[\frac{2500mm}{18340mm} \right]^{0.3} * [1.0]^{0.1}$$

$$D_{CM1} = 0.6594$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para dos carriles cargados.**

$$D_{CM2} = 0.075 + \left[\frac{S}{2900} \right]^{0.6} * \left[\frac{S}{L} \right]^{0.2} * \left[\frac{Kg}{L * t_s^3} \right]^{0.1}$$

$$D_{CM2} = 0.7354$$

Se utilizará el factor de distribución para dos carriles por ser el mayor, por lo cual se obtendrá un valor más conservador.

5.3.1.3.1.4.1.2. Distribución de las Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas interiores (AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.3a-1).

- **Rango de aplicabilidad**

$$1100 \leq S \leq 4900$$

$$S = 2500 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

$$t_s = 220 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$6000 \leq L \leq 73,000$$

$$L = 18,340 \text{ mm} \quad \text{Cumple!!}$$

$$N_b \geq 4$$

$$N_b = 4 \text{ vigas} \quad \text{Cumple!!}$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para un carril cargado.**

$$D_{CC1} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$D_{CC1} = 0.6889$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para dos carriles cargados.**

$$D_{CC2} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left[\frac{S}{10700} \right]^{2.0}$$

$$D_{CC2} = 0.8399$$

Se utilizará el factor de distribución para dos carriles por ser el mayor, por lo cual se obtendrá un valor más conservador.

5.3.1.3.1.4.2. Calculo de Momentos para vigas interiores

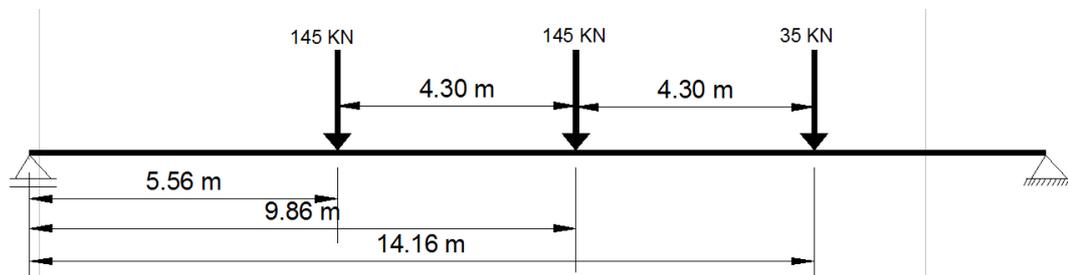
5.3.1.3.1.4.2.1. Cálculo de Momento debido a la carga viva.

Según la norma AASHTO LRFD (A.3.6.1.3.1): La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores:

$$M_{LL} = M_{(camion+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL} = M_{(Tandem+IM)} + M_{(carril)}$$

- **Camión de diseño.**



Esquema de ubicación de la carga viva de camión de diseño.

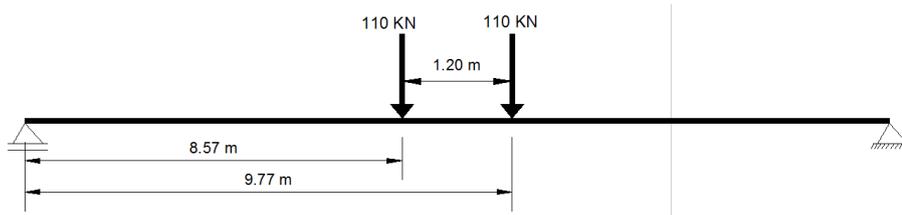
Momento debido a carga viva debido a camión de diseño se generó con hoja de cálculo de Excel.

$$M_{camion} = 1091.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{camion+IM} = 1.33(1091.1 \text{ KN.m})$$

$$M_{camion+IM} = 1451.163 \text{ KN.m}$$

- **Tándem de diseño**



Esquema de ubicación de la carga viva de tándem de diseño.

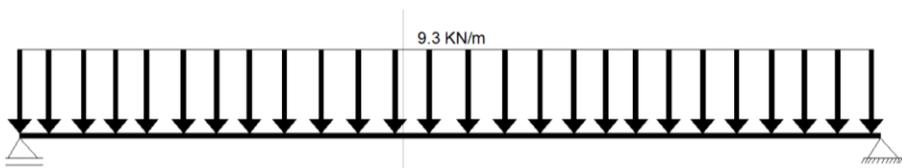
Momento debido a carga viva debido a tándem de diseño se generó con hoja de cálculo de excel.

$$M_{tandem} = 942.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{tandem+IM} = 1.33(942.7 \text{ KN.m})$$

$$M_{tandem+IM} = 1253.79 \text{ KN.m}$$

- **Carga de carril.**



Esquema de ubicación de la carga viva de carril.

$$M_{carril} = 782.03 \text{ KN.m}$$

Momentos por carga viva:

$$M_{LL1} = M_{(camion+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL1} = 1451.163 \text{ KN.m} + 782.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL1} = 2.233 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL2} = M_{(Tandem+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL2} = 1253.79 \text{ KN.m} + 782.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL2} = 2.036 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

Teniendo estos valores calculados se toma el valor de M_{LL1} ; este valor se deberá afectar por el factor de distribución obtenido previamente.

$$M_{LL} = D_{CM2} * M_{LL1}$$

$$M_{LL} = 0.7354 * 2.233 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL} = 1.642 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

5.3.1.3.1.4.2.2. Cálculo de Cargas y Momentos por Cargas Muertas en Vigas Interiores.

- **Cálculo de Carga muerta debido a la losa.**

Se están analizando las vigas interiores por lo cual la sección de losa a considerar será:

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

$$\text{Ancho de losa} = \frac{1}{4} L$$

$$\text{Ancho de losa} = \frac{1}{4} * 18.34 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de losa} = 4.585 \text{ m}$$

-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

$$\text{Ancho de losa} = 12 * \text{Espesor losa} + \frac{1}{2} \text{ ala superior de viga}$$

$$\text{Ancho de losa} = 12 * 0.22\text{m} + \frac{1}{2} (0.508\text{m})$$

$$\text{Ancho de losa} = 2.894 \text{ m}$$

0

$$\text{Ancho de losa} = 12 * \text{Espesor losa} + \text{ancho del alma de viga}$$

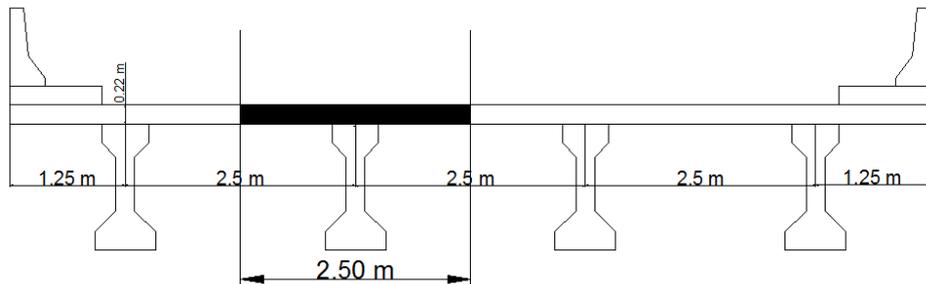
$$\text{Ancho de losa} = 12 * 0.22\text{m} + 0.230\text{m}$$

$$\text{Ancho de losa} = 2.87\text{m}$$

-El espaciamiento promedio de vigas adyacente

$$\text{Ancho de losa} = 2.50\text{ m}$$

Por lo tanto se utilizará para el diseño el ancho de losa colaborante de 2.5 metros.



Peso de la losa

$$\text{Peso de losa } (W_l) = \text{Espesor de losa}(e_l) * \gamma_c * \text{Ancho de losa}$$

$$W_l = 0.22\text{ m} * 24000\text{ N/m}^3 * 2.50\text{ m}$$

$$W_l = 13200\text{ N/m}$$

- **Cálculo de Momento generado por losa de Concreto.**

$$M_l = \frac{W_l * \text{dist}^2}{10}$$

$$M_l = \frac{13200\text{ N/m} * 18.34\text{m}^2}{10}$$

$$M_l = 443989.0\text{ N.m/m}$$

$$M_l = 443.989\text{ KN.m/m}$$

- **Cálculo de Carga muerta debido a capa de rodadura de asfalto.**

$$\text{Peso de asfalto } (W_{asf}) = \text{Espesor de asfalto}(e_{asf}) * \gamma_{asf} * \text{Ancho de asfalto}$$

$$W_{asf} = 0.05 \text{ m} * 22500 \text{ N/m}^3 * 2.50 \text{ m}$$

$$W_{asf} = 2812.50 \text{ N/m}$$

- **Cálculo de Momento generado por Capa de rodadura de Asfalto.**

$$M_{asf} = \frac{W_{asf} * dist^2}{10}$$

$$M_{asf} = \frac{2812.5 \text{ N/m} * 18.34 \text{ m}^2}{10}$$

$$M_{asf} = 94600 \text{ N.m/m}$$

$$M_{asf} = 94.60 \text{ KN.m/m}$$

- **Carga muerta de Viga Longitudinal.**

$$\text{Peso de Viga}(W_{vl}) = 0.822 \text{ KLb/ft}$$

$$W_{vl} = 11.9936 \text{ KN/m}$$

- **Cálculo de Momento generado por Viga Longitudinal.**

$$M_{vl} = \frac{W_{vl} * dist^2}{10}$$

$$M_{vl} = \frac{11.9936 \text{ KN/m} * 18.34 \text{ m}^2}{10}$$

$$M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m/m}$$

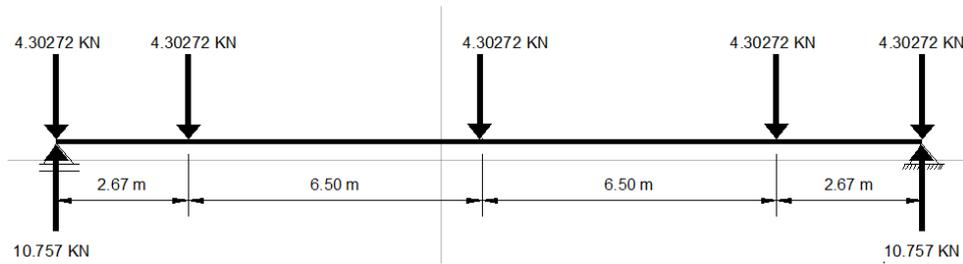
- **Cálculo de Carga muerta debido a Viga Transversal.**

$$W_{vt} = b_{vt} * h_{vt} * \gamma_c * \text{luz libre de losa}$$

$$W_{vt} = 0.20 \text{ m} * 0.45 \text{ m} * 24000 \text{ N/m}^3 * (2.5 \text{ m} - 0.508 \text{ m})$$

$$W_{vt} = 4302.72 \text{ N}$$

- **Cálculo de Momento generado por Viga Transversal.**



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.

$$M_{vt} = \frac{W_{vt} * dist}{5}$$

$$M_{vt} = \frac{4302.72 \text{ N} * 18.34 \text{ m}}{5}$$

$$M_{vt} = 15782.4 \text{ N.m}$$

$$M_{vt} = 15.7824 \text{ KN.m}$$

- **Resumen de Momentos para Viga Interior sin Factorar**

| Elementos | Momentos |
|---|---|
| Losa de Concreto Reforzado | $M_l = 443.989 \text{ KN.m}$ |
| Capa de Asfalto | $M_{asf} = 94.60 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Longitudinales Preesforzadas | $M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $M_{vt} = 15.7824 \text{ KN.m}$ |
| Carga Viva | $M_{LL} = 1.642 \times 10^3 \text{ KN.m}$ |

- **Momentos Factorados para Viga Interior**

$$M_u = 1.25 (M_l + M_{vl} + M_{vt}) + 1.50 (M_{asf}) + 1.75(M_{LL})$$

| Elementos | Momentos | Factor | Momento Factorado |
|-----------------------------------|------------------------------|--------|------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $M_l = 443.989 \text{ KN.m}$ | 1.25 | $M_l = 554.986 \text{ KN.m}$ |

| | | | |
|--|---------------------------------|------|--------------------------------|
| Capa de Asfalto | $M_{asf} = 94.60 \text{ KN.m}$ | 1.5 | $M_{asf} = 141.9 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Longitudinales Preesfocadas | $M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m}$ | 1.25 | $M_{vl} = 504.26 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $M_{vt} = 15.7824 \text{ KN.m}$ | 1.25 | $M_{vt} = 19.728 \text{ KN.m}$ |
| Carga Viva | $M_{LL} = 1642 \text{ KN.m}$ | 1.75 | $M_{LL} = 2873.5 \text{ KN.m}$ |

$$M_u = 4094.37 \text{ KN.m/m}$$

$$M_u = 417.79 \text{ T.m}$$

5.3.1.3.1.4.3. Cálculo de Cortantes para Vigas Interiores

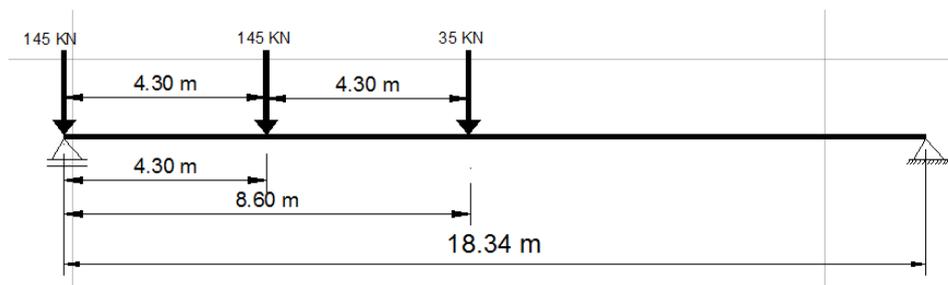
5.3.1.3.1.4.3.1. Cálculo de Cargas y Cortantes por carga Viva en Vigas Interiores

Según la norma AASHTO LRFD (A.3.6.1.3.1): La sollicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores:

$$V_{LL} = V_{(camion+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL} = V_{(Tandem+IM)} + V_{(carril)}$$

- **Camión de diseño.**



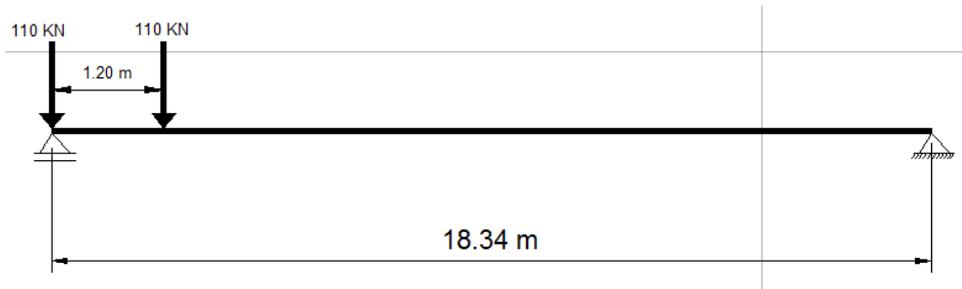
Esquema de ubicación de la carga viva de camión de diseño.

$$V_{camion} = 129.59 \text{ KN}$$

$$V_{camion+IM} = 1.33(129.59 \text{ KN})$$

$$V_{camion+IM} = 211.856 \text{ KN}$$

- **Tándem de diseño**



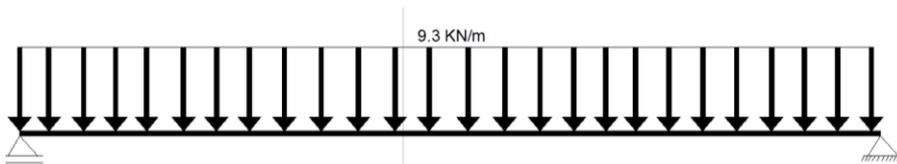
Esquema de ubicación de la carga viva de tándem de diseño.

$$V_{tandem} = 102.80 \text{ KN}$$

$$V_{tandem+IM} = 1.33(102.80 \text{ KN})$$

$$V_{tandem+IM} = 136.724 \text{ KN}$$

- **Carga de carril.**



Esquema de ubicación de la carga viva de carril.

$$V_{carril} = 85.281 \text{ KN}$$

Cortantes por carga viva:

$$V_{LL1} = V_{(camion+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL1} = 211.856 \text{ KN} + 85.281 \text{ KN}$$

$$V_{LL1} = 297.137 \text{ KN}$$

$$V_{LL2} = V_{(Tandem+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL2} = 136.724 \text{ KN} + 85.281 \text{ KN}$$

$$V_{LL2} = 222.005 \text{ KN}$$

Teniendo estos valores calculados se tomará el valor de $V_{LL1} = 297.137 \text{ KN}$; este valor se deberá afectar por el factor de distribución obtenido previamente.

$$V_{LL} = D_{CC2} * V_{LL1}$$

$$V_{LL} = 0.8399 * 297.137 \text{ KN}$$

$$V_{LL} = 249.5654 \text{ KN}$$

5.3.1.3.1.4.3.2 Cálculo de Cargas y Cortantes por Cargas Muertas en Vigas Interiores.

- **Carga muerta debido a la losa.**

$$W_l = 13200 \text{ N/m}$$

- **Cortante generado por losa de Concreto.**

$$V_l = 121.044 \text{ KN}$$

- **Carga muerta debido a capa de rodadura de asfalto.**

$$W_{asf} = 2812.50 \text{ N/m}$$

- **Cortante generado por Capa de rodadura de Asfalto.**

$$V_{asf} = 25.79 \text{ KN}$$

- **Carga muerta de Viga Longitudinal.**

$$\text{Peso de Viga}(W_{vl}) = 0.822 \text{ KLb/ft}$$

$$W_{vl} = 11.9936 \text{ KN/m}$$

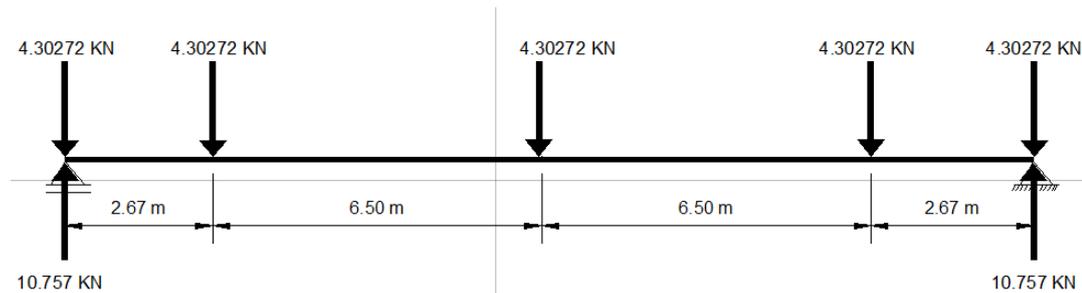
- **Cortante generado por Viga Longitudinal.**

$$V_{vl} = 109.98 \text{ KN}$$

- **Carga muerta debido a Viga Transversal.**

$$W_{vt} = 4302.72 \text{ N}$$

- **Cortante generado por Viga Transversal.**



$$V_{vl} = 6.4541 \text{ KN}$$

- **Resumen de Cortantes para Viga Interior sin Factorar**

| Elementos | Cortantes |
|---|--------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $V_l = 121.044 \text{ KN}$ |
| Capa de Asfalto | $V_{asf} = 25.79 \text{ KN}$ |
| Vigas Longitudinales Preesforzadas | $V_{vl} = 109.98 \text{ KN}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $V_{vt} = 6.4541 \text{ KN}$ |
| Carga Viva | $V_{LL} = 249.5654 \text{ KN}$ |

- **Cortantes para Viga Interior Factorados**

$$V_u = 1.25 (V_l + V_{vl} + V_{vt}) + 1.50 (V_{asf}) + 1.75(V_{LL})$$

| Elementos | Cortantes | Factor | Cortante Factorado |
|-----------------------------------|----------------------------|--------|----------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $V_l = 121.044 \text{ KN}$ | 1.25 | $V_l = 151.305 \text{ KN}$ |

| | | | |
|--|--------------------------------|------|-------------------------------|
| Capa de Asfalto | $V_{asf} = 25.79 \text{ KN}$ | 1.5 | $V_{asf} = 38.685 \text{ KN}$ |
| Vigas Longitudinales Preesfocadas | $V_{vl} = 109.98 \text{ KN}$ | 1.25 | $V_{vl} = 137.475 \text{ KN}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $V_{vt} = 6.4541 \text{ KN}$ | 1.25 | $V_{vt} = 8.0676 \text{ KN}$ |
| Carga Viva | $V_{LL} = 249.5654 \text{ KN}$ | 1.75 | $V_{LL} = 436.739 \text{ KN}$ |

$$V_u = 772.2716 \text{ KN}$$

$$V_u = 78.8 \text{ T}$$

5.3.1.3.1.4.4. Cálculo de Pérdidas de Pretensado

5.3.1.3.1.4.4.1. General

En lugar de un análisis más detallado, las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa, respecto de la tensión inmediatamente antes de la transferencia, se pueden tomar como:

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.5.1-1})$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del concreto (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

Estimaciones Refinadas de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

Se deben tener en cuenta criterios que se deben cumplir para el cálculo de pérdidas dependiendo del tiempo para elementos totalmente pretensados.

- Longitudes de tramo de no más de 75.000 mm: Cumple para el caso pues se tiene un tramo de 18340 mm.
- Resistencia mayor que 24 MPa en el momento del pretensado: Cumple pues se tienen un $f'ci = 28 MPa$.

5.3.1.3.1.4.4.1.1. Propiedades de las secciones Simple y Compuesta.

5.3.1.3.1.4.4.1.1.1. Sección Simple

| Sección Simple | |
|--|---------------------------------------|
| Área | 5090.31 cm ² |
| Inercia | 1.085x10 ⁷ cm ⁴ |
| Y _i (centro de gravedad medido desde el eje inferior) | 62. 81 cm |
| Y _s (centro de gravedad medido desde el eje superior) | 74.35 cm |
| Si (modulo de sección inferior) $S_i = \frac{I}{Y_i}$ | 172788.13 cm ³ |
| Ss (modulo de sección superior) $S_s = \frac{I}{Y_s}$ | 145969.37 cm ³ |

5.3.1.3.1.4.4.1.1.2. Sección Compuesta.

- Cálculos de la sección compuesta.

Datos:

Viga Aashto Tipo IV (propiedades detalladas anteriormente)

Losa de concreto reforzado con espesor de 22 cm

Ancho de losa contribuyente: 250 cm

Propiedades de la sección compuesta medidas desde el eje superior.

| Secciones | Área (cm ²) | \bar{y} (cm) | $\bar{y}.A$ (cm ³) | $\bar{y}^2.A$ (cm ⁴) | I_{cg} (cm ⁴) |
|------------------|-------------------------|----------------|--------------------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| I (losa) | 250*22= 5500 | 22/2= 11 | 60500 | 665500 | 221800 |
| II (viga) | 5090.31 | 96.35 | 490451.37 | 47254989.36 | 1.085x10 ⁷ |
| Σ | 10590.31 | | 550951.37 | 47920489.36 | 3.303x10 ³ |

Calculo de centro de gravedad para la sección compuesta (\bar{Y}).

- Desde eje superior

$$\bar{Y}_s = \frac{\Sigma \bar{y}.A}{\Sigma A}$$

$$\bar{Y}_s = \frac{550951.37 \text{ cm}^3}{10590.31 \text{ cm}^2}$$

$$\bar{Y}_s = 34.654 \text{ cm}$$

- Desde eje inferior.

$$\bar{Y}_i = H - \bar{Y}_s$$

Donde:

H= altura total de la sección

$$H= 137.10 \text{ cm} + 22 \text{ cm}$$

$$H= 159.10 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_i = 159.10 \text{ cm} - 34.654 \text{ cm}$$

$$\bar{Y}_i = 124.446 \text{ cm}$$

Calculo de inercia de la sección compuesta.

$$I_s = \Sigma I_{cg} + \Sigma \bar{y}^2 . A$$

$$I_s = 3.303 \times 10^3 \text{ cm}^4 + 47920489.36 \text{ cm}^4$$

$$I_s = 4.792 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

$$I_{CG} = I_s - (\bar{Y}_s^2 * A)$$

$$I_{CG} = 4.792 \times 10^7 \text{ cm}^4 - (34.654 \text{ cm}^2 * 10590.31 \text{ cm}^2)$$

$$I_{CG} = 4.756 \times 10^7 \text{ cm}^4$$

Calculo de Módulos de la sección compuesta.

- **Sección inferior**

$$S_{ic} = \frac{I_{CG}}{\bar{Y}_i}$$

$$S_{ic} = \frac{4.756 \times 10^7 \text{ cm}^4}{124.446 \text{ cm}}$$

$$S_{ic} = 3.821 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

- **Sección superior**

$$S_{sc} = \frac{I_{CG}}{\bar{Y}_s}$$

$$S_{sc} = \frac{4.756 \times 10^7 \text{ cm}^4}{34.654 \text{ cm}}$$

$$S_{sc} = 1.372 \times 10^6 \text{ cm}^3$$

| Sección Compuesta | |
|--------------------------|---|
| Área | 10590.31 cm ² |
| Inercia | 6.186 x 10 ⁷ cm ⁴ |
| \bar{Y}_i | 124.446 cm |
| \bar{Y}_s | 34.654 cm |
| S_{ic} | 3.821 x 10 ⁵ cm ³ |
| S_{sc} | 1.372 x 10 ⁶ cm ³ |

5.3.1.3.1.4.4.1.2. Calculo Fuerza inicial de preesfuerzo.

$$P_o = \frac{\left[\frac{M_1 + M_2}{S_i + S_{ic}} - f_p \right]}{\left[\frac{1 + e}{A_v + S_i} \right]}$$

Donde:

$M_1 =$ Momento debido a peso propio de viga y losa

$$M_1 = M_l + M_{vl}$$

$$M_1 = 554.986 \text{ KN.m} + 504.26 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 1059.256 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = 10801405.169 \text{ Kg.cm}$$

$M_2 =$ Momento debido a carga viva y capa de rodamiento de asfalto.

$$M_2 = M_{LL} + M_{asf}$$

$$M_2 = 2873.5 \text{ KN.m} + 141.9 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 3015.4 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 30748522.6861 \text{ Kg.cm}$$

$$S_i = 172788.13 \text{ cm}^3$$

$$S_{ic} = 3.821 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

$$f_p = 1.6 \sqrt{f'c}$$

Donde:

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

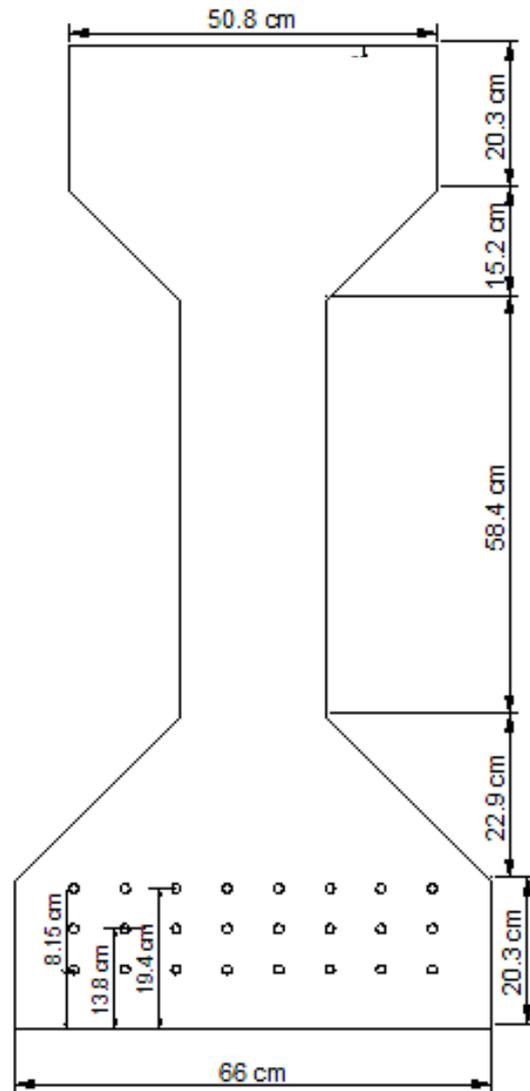
$$f_p = 1.6 \sqrt{400 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_p = 32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_v = 5090.31 \text{ cm}^2$$

$e =$ excentricidad propuesta.

$e = Y_i -$ recubrimiento



$$e = 62.81 \text{ cm} - 7.5 \text{ cm}$$

$$e = 55.31 \text{ cm}$$

- **Fuerza inicial de preesfuerzo.**

$$P_o = \frac{\left[\frac{M_1 + M_2}{S_i + S_{ic}} - f_p \right]}{\left[\frac{1}{A_v} + \frac{e}{S_i} \right]}$$

$$P_o = \frac{\left[\frac{10801405.169 \text{ Kg.cm} + 30748522.6861 \text{ Kg.cm}}{172788.13 \text{ cm}^3} - 32 \text{ Kg/cm}^2 \right]}{\left[\frac{1}{5090.31 \text{ cm}^2} + \frac{55.31 \text{ cm}}{172788.13 \text{ cm}^3} \right]}$$

$$P_o = \frac{110.98487 \text{ Kg/cm}^2}{0.0005166 \text{ cm}^{-2}}$$

$$P_o = 214837.1556 \text{ Kg}$$

$$P_o = 2105404.125 \text{ N}$$

$$P_o = 2105.4041 \text{ KN}$$

Para tener un pre-dimensionamiento en cuanto a los torones necesarios para la viga con las características ya especificadas se tiene:

$$N = \frac{P}{f_{py} * A_t}$$

Donde:

N = número de torones necesarios

P = fuerza inicial de preesfuerzo

$$P_o = 214837.1556 \text{ Kg}$$

$$f_{py} = 1581 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 15810 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 1581000 \text{ KN/m}^2$$

$$A_t = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 9.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

- **Número de torones requeridos**

$$N = \frac{P_o}{f_{py} * A_t}$$

$$N = \frac{214837.1556 \text{ Kg}}{15810 \text{ Kg/cm}^2 * 0.987 \text{ cm}^2}$$

$$N = 13.7677$$

Para el diseño se utilizarán 18 torones por las pérdidas que se obtendrán.

Se utilizarán torones # 4 con diámetro de 1.27 cm y área de 0.987 cm^2 en 3 capas de 6 torones.

Teniendo definido el número de torones a utilizar se procede a recalculer la fuerza inicial de preesfuerzo.

- **Fuerza inicial de preesfuerzo**

$$P_o = N * f_{py} * A_t$$

$$P_o = 18 * 1581000 \text{ KN/m}^2 * 9.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$P_o = 2809 \text{ KN para todos los torones}$$

$$P_o = 156.055 \text{ KN para cada uno de los torones}$$

$$P_o = 15922.92 \text{ Kg para cada uno de los torones}$$

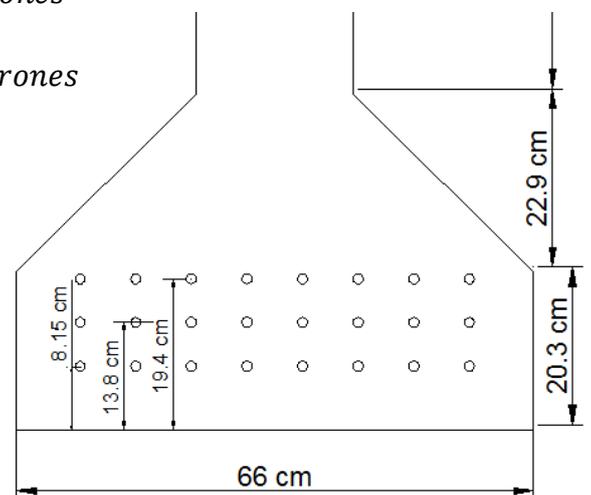
La excentricidad del preesfuerzo (e_{pres}) es:

$$e_{pres} = \frac{(6 * 8.15) + (6 * 13.8) + (6 * 19.4)}{18}$$

$$e_{pres} = 13.7833 \text{ cm}$$

Por tanto la excentricidad de diseño será:

$$e = Y_i - e_{pres}$$



$$e = 62.81 \text{ cm} - 13.7833 \text{ cm}$$

$$e = 49.0267 \text{ cm}$$

5.3.1.3.1.4.4.2. Cálculo de Pérdida por Acortamiento Elástico

En los elementos pretensados la pérdida por acortamiento elástico se deberá tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.5.2.3a-1})$$

Donde:

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa).

$$f_{cgp} = -\frac{P_o}{A_v} - \frac{P_o * e^2}{I_v} + \frac{M_{vl} * e}{I_v}$$

$$f_{cgp} = -\frac{2809 \text{ KN}}{0.509031 \text{ m}^2} - \frac{2809 \text{ KN} * (0.490267)^2}{0.1085 \text{ m}^2} + \frac{504.26 \text{ KN.m} * 0.490267 \text{ m}}{0.1085 \text{ m}^2}$$

$$f_{cgp} = 9462.6051 \text{ KN/m}^2$$

$$f_{cgp} = 9.4626051 \text{ MPa}$$

E_p = módulo de elasticidad del acero de pretensado (MPa)

$E_p = 197.000 \text{ MPa}$, para cables.

E_{ci} = módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (MPa)

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2} \sqrt{f'_{ci}}}{7.3}$$

$$E_{ci} = \frac{2400 \text{ Kg/cm}^3^{3/2} \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}}{7.3}$$

$$E_{ci} = 269,508.842 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{ci} = 26950.8842 \text{ MPa}$$

- **Calculo de pérdida por acortamiento elástico**

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{197.000 \text{ MPa}}{26950.8842 \text{ MPa}} * 9.4626051 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \mathbf{69.1678 \text{ MPa}}$$

5.3.1.3.1.4.4.3. Cálculo de Pérdida por Contracción

La pérdida de pretensado debida a la contracción, en MPa, se puede tomar como:

- Para elementos pretensados:

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H) \text{ (MPa)} \quad (\text{AASHTO LRFD 5.9.5.4.2-1})$$

Donde:

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

La humedad relativa, H, se puede obtener de estadísticas meteorológicas locales, los cuales fueron proporcionados por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales de El Salvador; H= 78%

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03H)$$

$$\Delta f_{pSR} = (117 - 1.03 * 78)$$

$$\Delta f_{pSR} = \mathbf{36.66 \text{ MPa}}$$

5.3.1.3.1.4.4.4. Cálculo de Pérdida por Fluencia Lenta de Concreto

La pérdida de pretensado debida a la fluencia lenta se puede tomar como:

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.5.4.3-1})$$

Donde:

f_{cgp} = tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia (MPa)

$$f_{cgp} = 9.4626051 \text{ MPa}$$

Δf_{cdp} = variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado.

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{CM} * e}{I_v}$$

Donde:

$$M_{CM} = M_l + M_{asf} + M_{vl} + M_{vt}$$

$$M_{CM} = 1220.874 \text{ KN.m}$$

$$e = 49.0267 \text{ cm}$$

I_v = Inercia de viga ($1.085 \times 10^7 \text{ cm}^4$)

$$I_v = (0.1085 \text{ m}^4)$$

- **Calculo de Δf_{cdp}**

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{CM} * e}{I_v}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{1220.874 \text{ KN.m} * 0.490267 \text{ m}}{0.1085 \text{ m}^4}$$

$$\Delta f_{cdp} = 5516.6289 \text{ KN/m}^2$$

$$\Delta f_{cdp} = 5.51663 \text{ MPa}$$

- **Pérdida por Fluencia Lenta de Concreto**

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = (12.0 * 9.4626051 \text{ MPa}) - (7.0 * 5.51663 \text{ MPa}) \geq 0$$

$$\Delta f_{pCR} = 74.935 \text{ MPa}$$

5.3.1.3.1.4.4.5. Cálculo de Pérdida por Relajación del Acero Después de la Transferencia.

Las pérdidas por relajación del acero de pretensado se pueden tomar como:

- Para pretensado con cables aliviados de tensiones:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ (MPa) (AASHTO LRFD 5.9.5.4.4c-1)}$$

Donde:

$$\Delta f_{pES} = \text{Pérdida por acortamiento elástico (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = \mathbf{69.1678 \text{ MPa}}$$

$$\Delta f_{pSR} = \text{Pérdida por contracción (MPa)}$$

$$\Delta f_{pSR} = \mathbf{36.66 \text{ MPa}}$$

$$\Delta f_{pCR} = \text{Pérdida por fluencia lenta del hormigón (MPa)}$$

$$\Delta f_{pCR} = \mathbf{74.935 \text{ MPa}}$$

- **Pérdida por Relajación del Acero Después de la Transferencia.**

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0.4 * 69.1678 \text{ MPa} - 0.2 * (36.66 \text{ MPa} + 74.935 \text{ MPa})$$

$$\Delta f_{pR2} = \mathbf{88.0139 \text{ MPa}}$$

5.3.1.3.1.4.4.6. Cálculo de Pérdidas Totales

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad \text{(AASHTO LRFD S5.9.5.1-1)}$$

Donde:

$$\Delta f_{pT} = \text{Pérdida total (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = \text{Pérdida por acortamiento elástico (MPa)}$$

$$\Delta f_{pES} = \mathbf{69.1678 \text{ MPa}}$$

$$\Delta f_{pSR} = \text{Pérdida por contracción (MPa)}$$

$$\Delta f_{pSR} = \mathbf{36.66 \text{ MPa}}$$

Δf_{pCR} = Pérdida por fluencia lenta del concreto (MPa)

$$\Delta f_{pCR} = 74.935 \text{ MPa}$$

Δf_{pR2} = Pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

$$\Delta f_{pR2} = 88.0139 \text{ MPa}$$

- **Cálculo de pérdidas totales**

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2}$$

$$\Delta f_{pT} = 69.1678 \text{ MPa} + 36.66 \text{ MPa} + 74.935 \text{ MPa} + 88.0139 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pT} = 268.7767 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pT} = 268776.7 \text{ KN/m}^2 * A_{ps}$$

$$\Delta f_{pT} = 268776.7 \text{ KN/m}^2 * 18 * 9.87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$\Delta f_{pT} = 477.5087 \text{ KN}$$

5.3.1.3.1.4.4.7. Calculo Fuerza final de preesfuerzo

$$P_f = P_o + \Delta f_{pT}$$

Donde:

P_f = Fuerza final de preesfuerzo

P_o = Fuerza inicial de preesfuerzo

$$P_o = 2809 \text{ KN}$$

Δf_{pT} = Pérdidas de preesfuerzo totales

$$\Delta f_{pT} = 477.5087 \text{ KN}$$

- **Fuerza final de preesfuerzo**

$$P_f = P_o + \Delta f_{pT}$$

$$P_f = 2809 \text{ KN} + 477.5087 \text{ KN}$$

$$P_f = 3286.5087 \text{ KN para los 18 torones}$$

5.3.1.3.1.4.5. Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado

5.3.1.3.1.4.5.1. Cálculo de tensión inicial en los tendones inmediatamente antes a la transferencia.

$$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 0.75 f_{pu} \quad (\text{AASHTO LRFD T5.9.3-1})$$

$$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 0.75 * 1860 \text{ MPa}$$

$$f_{pT} + \Delta f_{pES} = 1395 \text{ MPa}$$

5.3.1.3.1.4.5.2. Cálculo de tensión en los tendones después de todas las pérdidas

$$f_{pe} = 0.80 f_{py}$$

$$f_{pe} = 0.80 * 1581 \text{ MPa}$$

$$f_{pe} = 1264.8 \text{ MPa}$$

5.3.1.3.1.4.6. Límites para la tensión en el concreto pretensado

5.3.1.3.1.4.6.1. Tensiones temporarias antes de las pérdidas.

- **Fibra Inferior**

Para las tensiones a tracción se deberán tomar según lo indicado en la norma aashto lrfd en su tabla 5.9.4.1.2-1.

$$f_{ti} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa} \quad (\text{AASHTO LRFD T5.9.4.1.2-1})$$

$$f_{ti} = 0.25 \sqrt{28 \text{ MPa}} \leq 1.38 \text{ MPa}$$

$$f_{ti} = 1.323 \leq 1.38 \text{ MPa} \quad \text{Ok!!}$$

- **Fibra Superior**

El límite para la tensión a compresión en los elementos de concreto pretensado será de:

$$f_{ci} = 0.6 f'_{ci} \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.4.1.1})$$

$$f_{ci} = 0.6 (28 \text{ MPa})$$

$$f_{ci} = 16.80 \text{ MPa}$$

5.3.1.3.1.4.6.2. Tensiones en Estado Límite de Servicio después de las Pérdidas.

- **Fibra Inferior**

Caso I: Tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes

$$f_{cs} = 0.4 f'_c \quad (\text{AASHTO LRFD T 5.9.4.2.1-1})$$

$$f_{cs} = 0.4 * 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = 16 \text{ MPa}$$

Caso II: Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo (Carga Total).

$$f_{cs} = 0.6 * \phi_w * f'_c \quad (\text{AASHTO LRFD T 5.9.4.2.1-1})$$

Donde:

$$\phi_w = \text{factor de reduccion} = 1.0 \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.4.2.1})$$

$$f_{cs} = 0.6 * \phi_w * f'_c$$

$$f_{cs} = 0.6 * 1.0 * 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = 24.0 \text{ MPa}$$

- **Fibra Superior**

Tracción en la zona pre-comprimida, suponiendo secciones no fisuradas, se deberá tomar en cuenta la ubicación del puente; es decir es de suma importancia tomar en cuenta que estará ubicado en zona costera, por lo cual se utilizará el límite para la tensión de tracción para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas.

$$f_{ts} = 0.5\sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO LRFD T5.9.4.2.2-1})$$

$$f_{ts} = 0.5\sqrt{40\text{MPa}}$$

$$f_{ts} = 3.162 \text{ MPa}$$

5.3.1.3.1.4.7. Estado límite de Resistencia para Vigas Interiores

5.3.1.3.1.4.7.1. Estado Límite de Resistencia en Flexión

5.3.1.3.1.4.7.1.1. Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión.

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - k \frac{c}{d_p} \right] \quad (\text{AASHTO LRFD 5.7.3.1.1-1})$$

Donde:

$$k = 2 \left[1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right] \quad (\text{AASHTO LRFD 5.7.3.1.1-2})$$

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (MPa)

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$$

f_{py} = Tensión de fluencia del acero de pretensado (MPa)

$$f_{py} = 1581 \text{ MPa}$$

b = Ancho del ala comprimida (mm)

b_w = Ancho del alma (mm)

h_f = Altura del ala comprimida (mm)

dp = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el centro de los tendones de pretensado (mm)

c = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

β_1 = Factor para el diagrama de tensiones.

El factor β_1 se deberá tomar como 0.85 para hormigones cuyas resistencias no superan los 28 MPa. Para resistencias mayores que 28 MPa, a β_1 se le deberá aplicar una reducción de 0.05 por cada 7 MPa de resistencia en exceso de 28 MPa, excepto que β_1 no podrá ser menor que 0.65.

Para el caso será necesario realizar una interpolación pues el valor de $f'c = 40 \text{ MPa}$, por tanto tenemos:

Para 35 MPa se tiene un $\beta_1 = 0.80$ y para 42 MPa se tiene un $\beta_1 = 0.75$

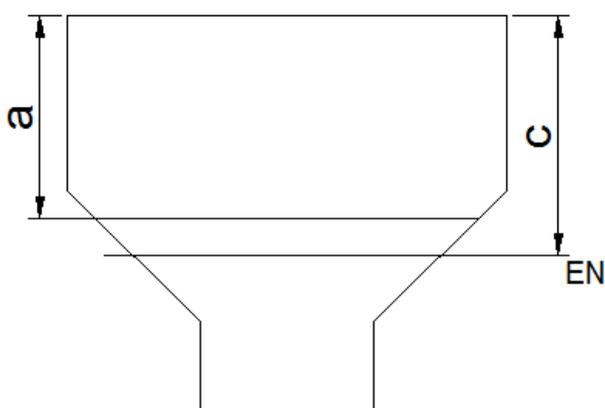
$\beta_1 = 0.76$ Para 40 MPa

| Lecho | Cantidad de Varillas | Calibre de varilla | Posición de centriode de varilla (y). (cm) | Área de Acero (As). (cm²) | Fuerza inicial de preesfuerzo (Kg) | Fuerza final de preesfuerzo (Kg) |
|--------------|-----------------------------|---------------------------|---|---|---|---|
| 1 | 6 | # 4 | 8.15 | 5.8798 | -15922.92 | -150489.8938 |
| 2 | 6 | # 4 | 13.8 | 5.8798 | -15922.92 | -143021.7251 |
| 3 | 6 | # 4 | 19.4 | 5.8798 | -15922.92 | -135619.6464 |
| Suma | 18 | | | 17.6394 | | -429131.27 |

| Lecho | Fuerza final de preesfuerzo (Kg) | Brazo de Palanca (cm) | Momento por Fuerzas de Tensión (Kg.cm) |
|-------------|----------------------------------|-----------------------|--|
| 1 | -150489.8938 | 101.86 | 15328900.58 |
| 2 | -143021.7251 | 96.21 | 13760120.17 |
| 3 | -135619.6464 | 90.61 | 12288496.16 |
| Suma | -429131.27 | | 41377516.91 |

5.3.1.3.1.4.7.1.2. Fuerza de compresión en el Concreto en la Resistencia Nominal a la Flexión.

Para la sección a compresion se tomará en cuenta la forma de la viga, por tanto se determinara el eje neutro tomando estas consideraciones.



Se realizó equilibrio de fuerzas para poder encontrar el valor de “c”.

| | |
|---|--------------------------|
| Fuerza de Compresión (Cc) = | 429131.261 kg |
| Momento por Fuerza de Compresión (MCc) = | 6340684.931 kg-cm |
| Eje neutro de la sección (c) = | 27.090 cm |

- **Resistencia a la Flexión Mayorada**

$$M_r = \phi M_n \quad (\text{AASHTO LRFD S5.7.3.2.1})$$

Donde

$$\phi = 1.00 \text{ estado limite de resistencia.}$$

$$M_n = M_{Tt} + MC_C$$

$$M_n = 41377516.91 \text{ Kg. cm} + 6340684.931 \text{ Kg. cm}$$

$$M_n = 47718201.84 \text{ Kg. cm}$$

$$M_n = 429.464 \text{ T. m}$$

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_r = 1.0 * 429.464 \text{ T. m}$$

$$M_r = 429.464 \text{ T. m}$$

$$M_u < M_r$$

$$M_r = 429.464 \text{ T. m}$$

$$M_u = 417.79 \text{ T. m}$$

$$417.79 \text{ T. m} < 429.464 \text{ T. m} \quad \text{Ok!!}$$

- **Comprobar si la sección no está sobre reforzada (S.5.7.3.3.1)**

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (\text{AASHTO LRFD S5.7.3.3.1})$$

$$d_e = H - e_{pres}$$

$$H = 1371 \text{ mm} \quad (\text{Altura de la viga})$$

$$e_{pres} = 13.78333 \text{ cm}$$

$$d_e = 1371 \text{ mm} - 137.8333 \text{ mm}$$

$$d_e = 1233.1667$$

$$c = 270.90 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{270.90 \text{ mm}}{1233.1667 \text{ mm}} = 0.21968$$

$$0.21968 \leq 0.42 \quad \text{OK!}$$

- **Comprobar si existe agrietamiento en el estado límite de servicio I**

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c \cdot A)^{\frac{1}{3}}} \leq 0.6 f_y \text{ (AASHTO LRFD S.5.7.3.4-1)}$$

Donde:

$$0.6 f_y = 2.520 \times 10^8 \frac{N}{m^2}$$

$$0.6 f_y = 252 \frac{N}{mm^2}$$

d_c = altura de concreto desde la fibra extrema comprimida, hasta el centro de la varilla ubicada más próxima a la misma.

$$d_c = 81.5 \text{ mm}$$

A = área de concreto.

$$A = (2 * 81.5 * 83.4) \text{ mm}^2$$

$$A = 13594.2 \text{ mm}^2$$

Z = parámetro relacionado con el ancho de fisura.

$$Z = 23,000 \frac{N}{mm} \text{ Para elemento en condiciones de exposición severas.}$$

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

$$f_{sa} = \frac{23,000 \frac{N}{mm}}{(81.5 \text{ mm} * 13594.2 \text{ mm}^2)^{\frac{1}{3}}}$$

$$f_{sa} = 222.275 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6f_y$$

$$222.275 \frac{N}{mm^2} \leq 252 \frac{N}{mm^2} \quad \text{OK!}$$

5.3.1.3.1.4.7.2. Estado Limite de Resistencia en Corte.

5.3.1.3.1.4.7.2.1. General

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (\text{AASHTO LRFD S5.8.2.1-2})$$

$$V_r \geq V_u$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia (AASHTO LRFD S5.5.4.2)

$$\phi = 0.90$$

V_n = resistencia nominal al corte (AASHTO LRFD S5.8.3.3)

$$V_u = 772.2716 \text{ KN}$$

5.3.1.3.1.4.7.2.2. Resistencia nominal al corte (AASHTO LRFD S5.8.3.3)

La resistencia nominal al corte se deberá determinar como:

$$V_n = 0.25 * f'c * d_v * b_v + V_p$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte

$$f'c = 420 \text{ MPa}$$

b_v = ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro (AASHTO LRFD S5.8.2.9).

$$b_v = 203 \text{ mm}$$

V_p = componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N).

$$V_p = 0.0 \text{ para aceros rectos.}$$

d_v = altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión (AASHTO LRFD S5.8.2.9).

$$d_v \geq \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - cg_c \end{cases}$$

$$d_e = d_p = 1233.1667 \text{ mm}$$

$$h = 1371 \text{ mm}$$

$$d_v = d_e - cg_c$$

cg_c = centro de gravedad del las fuerzas de compresión.

- **Cálculo de Centro de Gravedad (cg) para la sección a Compresión AII, medida desde el eje superior**

Al tener el valor de $c = 270.90 \text{ mm}$ podemos obtener el valor de a de la siguiente manera:

$$a = \beta_1 * c$$

$$a = 0.76 * 270.90 \text{ mm}$$

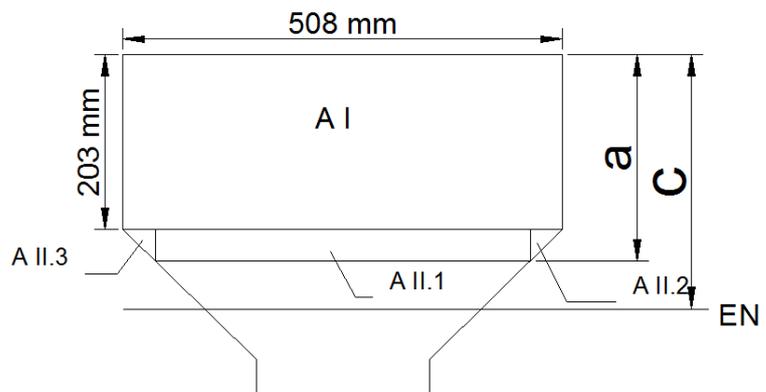
$$a = 205.884 \text{ mm}$$

$$b = 914 - 2a$$

$$b = 914 - 2(205.884)$$

$$b = 502.232 \text{ mm}$$

$$B = 508 \text{ mm}$$



| Secciones | Área (mm ²) | \bar{y} (mm) | $\bar{y}.A$ (mm ³) |
|--------------|-----------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| AII.1 | b x(a-203) =1448.437 | 203 + ((a - 203)/2) = 204.442 | = 296121.3572 |
| AII.2 | ((a-203) x (B-b)/2)/2= =4.1587 | 203 + ((a-203)/3) =203.9613 | = 848.2140 |
| AII.3 | ((a-203) x (B-b)/2)/2= =4.1587 | 203 + ((a-203)/3) =203.9613 | = 848.2140 |
| Σ | 1456.7544 | | 297817.7852 |

$$cg = \frac{\Sigma \bar{y}.A}{\Sigma A}$$

$$cg = \frac{297817.7852 \text{ mm}^3}{1456.7544 \text{ mm}^2}$$

$$cg = 204.44 \text{ mm}$$

- Calculo de cg_c medido desde el eje superior.

| Secciones | Área (mm ²) | \bar{y} (mm) | $\bar{y}.A$ (mm ³) |
|-----------------------------|-------------------------|----------------|--------------------------------|
| AF_{C1} | 101402 | 101.5 | 10292303 |
| AF_{C2} | 1456.7544 | 204.44 | 297817.7852 |
| Σ | 102858.7544 | | 10590120.79 |

$$cg_c = \frac{\Sigma \bar{y}.A}{\Sigma A}$$

$$cg_c = \frac{10590120.79 \text{ mm}^3}{102858.7544 \text{ mm}^2}$$

$$cg_c = 102.9579 \text{ mm}$$

- $d_v = 1233.1667 - (cg_c)$
- $d_v = 1233.1667 \text{ mm} - (102.9579 \text{ mm})$

- $d_v = 1130.2088 \text{ mm}$
- $d_v = 0.9d_e$
- $d_v = 0.9(1233.1667 \text{ mm})$
- $d_v = 1109.850 \text{ mm}$
- $d_v = 0.72h$
- $d_v = 0.72(1371\text{mm})$
- $d_v = 987.12 \text{ mm}$

Se tomará $d_v = 1130.2088 \text{ mm}$

- **Calculo de Resistencia nominal al corte.**

$$V_n = 0.25 * f'c * d_v * b_v + V_p$$

$$V_n = 0.25 * 420\text{MPa} * 1130.2088 \text{ mm} * 203\text{mm} + 0.0$$

$$V_n = 24090400.57 \text{ N}$$

La resistencia al corte mayorada, V_r , se tomará como:

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.9(24090400.57 \text{ N})$$

$$V_r = 21681360.51 \text{ N}$$

$$V_r = 21681.3605 \text{ KN}$$

Se debe cumplir

$$V_r \geq V_u$$

$$21681.3605 \text{ KN} \geq 772.2716 \text{ KN} \quad \text{OK!!}$$

5.3.1.3.1.4.7.3. Transferencia de Corte en las Interfases – Corte por Fricción.

Se deberá considerar la transferencia de corte en la interfase en un plano dado por:

- Una fisura existente o potencial,
- Una interfase entre diferentes materiales, o
- Una interfase entre dos hormigones colados en diferentes momentos.

La resistencia nominal al corte del plano de interfase se deberá tomar como:

$$V_n = CA_{CV} + \mu[A_{Vf} * f_y + P_C] \text{ (AASHTO LRFD sección 5.8.4.1-1)}$$

La resistencia nominal al corte utilizado en el diseño no deberá ser mayor que el menor valor entre las siguientes:

$$V_n \leq 0.2 * f'c * A_{CV} \text{ (AASHTO LRFD sección 5.8.4.1-2)}$$

O bien

$$V_n \leq 5.5 * A_{CV} \text{ (AASHTO LRFD sección 5.8.4.1-3)}$$

Donde:

V_n = Resistencia nominal al corte

A_{CV} = Área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte.

C = Factor de cohesión especificado en AASHTO LRFD sección 5.8.4.2.

μ = Coeficiente de fricción especificado en AASHTO LRFD sección 5.8.4.2.

P_C = Fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte; si la fuerza es de tracción

$$P_C = 0.0 \text{ N.}$$

Área de concreto

$$A_{CV} = (\text{base de viga patin superior})(\text{luz del puente})$$

$$A_{CV} = (508 \text{ mm})(18340 \text{ mm})$$

$$A_{CV} = 9316720 \text{ mm}^2$$

Área de armadura de corte

$$A_{Vf} = \frac{\text{Área de varilla}}{\text{Espaciamiento}}$$

Nota: Para el área de la armadura de corte únicamente se considerará una pata anclada, por lo cual, se tomará solo el área de una varilla # 5 (área de 1.99 cm^2) y se considerará un espaciamiento de 25 cm entre cada varilla.

$$A_{Vf} = \frac{1.99 \text{ cm}^2}{0.25 \text{ m}}$$

$$A_{Vf} = 7.96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{Vf} = 796 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Para el coeficiente de cohesión, c , y el coeficiente de fricción, μ , se deberá tomar los siguientes valores; para el concreto colado contra una superficie limpia de concreto endurecido:

$$c = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.0\lambda$$

Para λ se tomará el valor de 1.00, correspondiente a concreto de densidad normal.

Fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte.

$$P_C = \text{peso de la viga}$$

$$P_C = \text{Peso de Viga}(W_{vi}) = 0.822 \text{ KLb/ft}$$

$$P_C = 11.996 \text{ KN/m}$$

$$P_C = 220.0066 \text{ KN}$$

$$P_C = 220006.64 \text{ N}$$

Considerando todo el largo de viga tenemos:

$$V_n = c * A_{CV} + \mu(A_{Vf} * f_y + P_C)$$

$$V_n = 0.70 \text{ MPa} * 9316720 \text{ mm}^2 + 1.0(796\text{mm}^2 * 420\text{MPa} + 220006.64 \text{ N})$$

$$V_n = 6742926.64 \text{ N}$$

$$V_n = 6742.92664 \text{ KN}$$

Verificación

$$0.2 * f_c * A_{CV} = 0.2 * 28\text{MPa} * 9316720 \text{ mm}^2$$

$$0.2 * f_c * A_{CV} = 52173632 \text{ N}$$

$$0.2 * f_c * A_{CV} = 52173.632 \text{ KN}$$

Ó

$$5.5 * A_{CV} = 5.5 * 9316720 \text{ mm}^2$$

$$5.5 * A_{CV} = 51241960 \text{ N}$$

$$5.5 * A_{CV} = 51241.96\text{KN}$$

Tomando $V_n \leq 0.2 * f_c * A_{CV}$ ó $V_n \leq 5.5 * A_{CV}$

Condición 1.

$$V_n \leq 0.2 * f_c * A_{CV}$$

$$6742.92664 \text{ KN} \leq 52173.632 \text{ KN} \quad \text{ok!!}$$

Condición 2.

$$V_n \leq 5.5 * A_{CV}$$

$$6742.92664 \text{ KN} \leq 51241.96\text{KN} \quad \text{ok!!}$$

5.3.1.3.1.4.7.4. Zona de anclaje Pretensada (AASHTO LRFD S5.10.10)

La resistencia al desgarramiento por tracción de las zonas de anclaje pretensadas provista por la armadura vertical en los extremos de las vigas pretensadas en el estado límite de servicio se deberá tomar como:

$$P_r = \phi * f_s * A_s$$

Donde:

f_s = tensión en el acero no mayor que 140 MPa

$\phi = 1.0$ en límite de servicio

A_s = área total de la armadura vertical ubicada en una distancia $h/4$ a partir del extremo de la viga (mm²)

h = altura total del elemento prefabricado (mm)

$$\frac{h}{4} = \frac{1371 \text{ mm}}{4} = 342.75 \text{ mm}$$

La resistencia (P_r) no deberá ser menor que 4% de la fuerza de pretensado en el momento de la transferencia.

$$P_r = \phi * f_s * A_s$$

$$P_r = 0.04 P_0$$

Donde:

$$P_0 = 2809 \text{ KN}$$

Tenemos:

$$P_r = \phi * f_s * A_s$$

$$0.04 P_0 = \phi * f_s * A_s$$

$$A_s = \frac{0.04 P_0}{\phi * f_s}$$

$$A_s = \frac{0.04 (2809 \times 10^3 \text{ N})}{1.0 * 140 \text{ MPa}}$$

$$A_s = 802.5714 \text{ mm}^2/m$$

Se requiere espaciamiento de varilla #3 con áreas de 71 mm^2

$$\text{espaciamiento} = \frac{71 \text{ mm}^2}{802.5714 \text{ mm}^2/m} = 0.08846 \text{ m}$$

$$\text{espaciamiento} = 88.466 \text{ mm}$$

$$\text{espaciamiento} = 85 \text{ mm}$$

5.3.1.3.1.5. Diseño de Vigas Exteriores

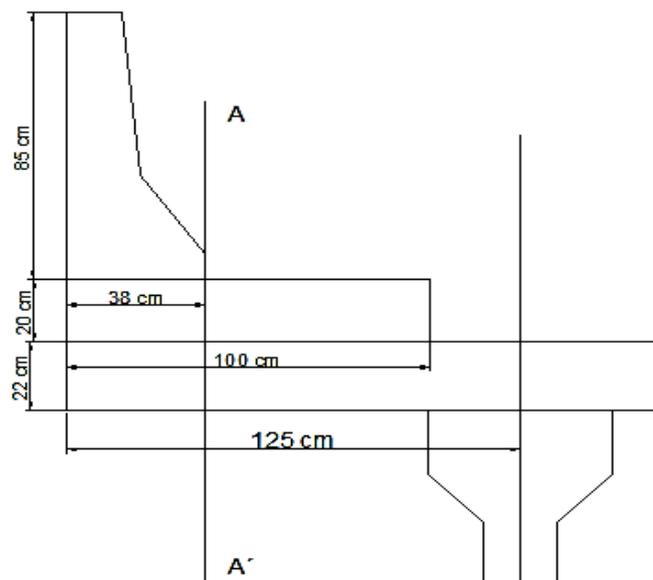
5.3.1.3.1.5.1. Factores de distribución para vigas exteriores.

5.3.1.3.1.5.1.1. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en Vigas exteriores (aashto lrfd Tabla 4.6.2.2.2d-1).

- **Rango de aplicabilidad**

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior del cordón o barrera.



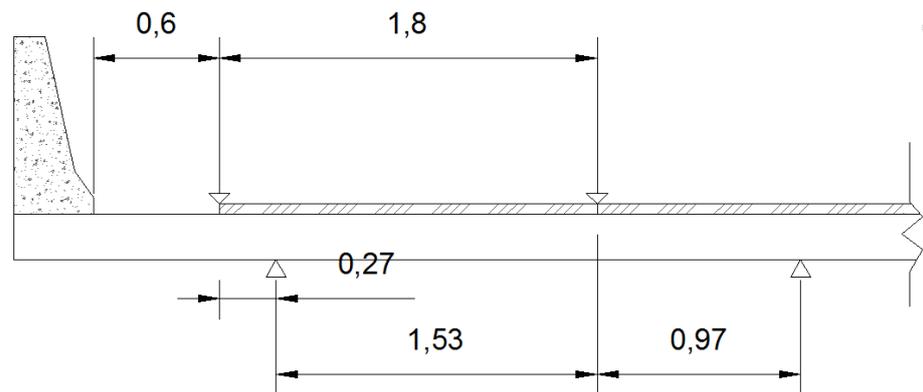
$$de = 125\text{cm} - 38\text{cm}$$

$$de = 87\text{cm}$$

$$de = 870\text{mm}$$

$$-300 \leq 870 \leq 1700$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para un carril cargado.**



Para un carril cargado en vigas exteriores aplicar ley de momentos

$$D_{M_1} = \frac{(0.97\text{m} + 1.8\text{m}) + 0.97\text{m}}{2.5\text{m}} = 1.496 \dots \dots \quad \frac{1.496}{2} = 0.748$$

La presencia de factores múltiples, m, se aplica a la reacción de vigas exteriores.

$$m_1 = 1.20$$

$$m_2 = 1.00$$

$$D_{M_1} = 1.20(0.748)$$

$$D_{M_1} = 0.897$$

- **Cálculo de Factor de Distribución para dos carriles cargados.**

$$g = e g_{interior}$$

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

$$de = 870\text{mm}$$

$$e = 0.77 + \frac{870}{2800}$$

$$e = 1.080$$

$$g = 1.080 (0.7387)$$

$$g = 0.798$$

$$g = (1)0.798$$

$$D_{M_2} = 0.798$$

| VIGA | UN CARRIL | DOS CARRILES | FACTOR DE DISEÑO |
|----------|-----------|--------------|------------------|
| EXTERIOR | 0.897 | 0.798 | 0.897 |

NOTA: Las vigas exteriores han sido diseñadas con el mismo análisis que se utilizó en las vigas interiores, por lo que se presentará de manera resumida los cálculos del diseño.

5.3.1.3.1.5.1.2. Distribución de las Sobrecargas por Carril para Cortante en Vigas exteriores (AASHTO LRFD Tabla 4.6.2.2.3b-1).

5.3.1.3.1.5.1.3. Cálculo de Momento debido a la carga viva.

Según la norma AASHTO LRFD (A.3.6.1.3.1): La solicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores:

$$M_{LL} = M_{(camion+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL} = M_{(Tandem+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{carril} = 782.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{camion+IM} = 1451.163 \text{ KN.m}$$

$$M_{tandem +IM} = 1253.79 \text{ KN.m} .$$

Momentos por carga viva:

$$M_{LL1} = M_{(camion+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL1} = 1451.163 \text{ KN.m} + 782.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL1} = 2.233 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL2} = M_{(Tandem+IM)} + M_{(carril)}$$

$$M_{LL2} = 1253.79 \text{ KN.m} + 782.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{LL2} = 2.036 \times 10^3 \text{ KN.m}$$

Teniendo estos valores calculados se toma el valor de M_{LL1} ; este valor se deberá afectar por el factor de distribución obtenido previamente.

$$M_{LL} = D_{M2} * M_{LL1}$$

$$M_{LL} = 0.897 (M_{LL1} = 2.233 \times 10^3 \text{ KN.m})$$

$$M_{LL} = 2003.00 \text{ KN.m}$$

5.3.1.3.1.5.2. Cálculo de Cargas y Momentos por Cargas Muertas en Vigas Exteriores.

- **Momentos para Viga Exterior Factorados**

$$M_u = 1.25 (M_l + M_{vl} + M_{vt} + M_a + M_b) + 1.50 (M_{asf}) + 1.75(M_{LL})$$

| Elementos | Momentos | Factor | Momento Factorado |
|---|-----------------------------------|--------|---------------------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $M_l = 443.989 \text{ KN.m/m}$ | 1.25 | $M_l = 554.986 \text{ KN.m}$ |
| Capa de Asfalto | $M_{asf} = 56.76 \text{ KN.m/m}$ | 1.5 | $M_{asf} = 85.14 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Longitudinales Preesforzadas | $M_{vl} = 403.411 \text{ KN.m/m}$ | 1.25 | $M_{vl} = 504.26 \text{ KN.m}$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $M_{vt} = 7.86 \text{ KN.m/m}$ | 1.25 | $M_{vt} = 9.83 \text{ KN.m}$ |
| Acera de concreto reforzado | $M_a = 161.45 \text{ KN.m/m}$ | 1.25 | $M_a = 201.81 \text{ KN.m}$ |
| Barrera de concreto reforzado | $M_b = 156.52 \text{ KN.m/m}$ | 1.25 | $M_b = 195.65 \text{ KN.m}$ |
| Carga Viva | $M_{LL} = 2003 \text{ KN.m}$ | 1.75 | $M_{LL} = 3505.25 \text{ KN.m}$ |

$$M_u = 5056.93 \text{ KN.m}$$

5.3.1.3.1.5.3. Cálculo de Cortantes para Vigas Exteriores

5.3.1.3.1.5.3.1. Cálculo de Cargas y Cortantes por carga Viva en Vigas Exteriores

Según la norma AASHTO LRFD (A.3.6.1.3.1): La solicitación extrema se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores:

$$V_{LL} = V_{(camion+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL} = V_{(Tandem+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{camion+IM} = 211.856 \text{ KN}$$

$$V_{tandem+IM} = 136.724 \text{ KN}$$

$$V_{carril} = 85.281 \text{ KN}$$

Cortantes por carga viva:

$$V_{LL1} = V_{(camion+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL1} = 211.856 \text{ KN} + 85.281 \text{ KN}$$

$$V_{LL1} = 297.137 \text{ KN}$$

$$V_{LL2} = V_{(Tandem+IM)} + V_{(carril)}$$

$$V_{LL2} = 136.724 \text{ KN} + 85.281 \text{ KN}$$

$$V_{LL2} = 222.005 \text{ KN}$$

Teniendo estos valores calculados se tomará el valor de $V_{LL1} = 297.137 \text{ KN}$; este valor se deberá afectar por el factor de distribución obtenido previamente.

$$V_{LL} = D_{V_1} * V_{LL1}$$

$$V_{LL} = 0.897 * 297.137 \text{ KN}$$

$$V_{LL} = 266.53 \text{ KN}$$

5.3.1.3.1.5.3.2 Cálculo de Cargas y Cortantes por Cargas Muertas en Vigas Exteriores.

- Cortantes para Viga Exterior Factorados

$$V_u = 1.25 (V_l + V_{vl} + V_{vt} + V_a + V_b) + 1.50 (V_{asf}) + 1.75(V_{LL})$$

| Elementos | Cortantes | Factor | Cortante Factorado |
|---|-------------------------|--------|----------------------|
| Losa de Concreto Reforzado | $V_l = 242.08KN$ | 1.25 | $V_l = 302.6 KN$ |
| Capa de Asfalto | $V_{asf} = 30.95KN$ | 1.5 | $V_{asf} = 46.43 KN$ |
| Vigas Longitudinales Preesforzadas | $V_{vl} = 219.96KN$ | 1.25 | $V_{vl} = 274.95 KN$ |
| Vigas Transversales Reforzadas | $V_{vt} = 3.21KN$ | 1.25 | $V_{vt} = 4.01 KN$ |
| Acera de concreto reforzado | $V_a = 88.032KN$ | 1.25 | $V_a = 110.04KN$ |
| Barrera de concreto reforzado | $V_b = 85.34KN$ | 1.25 | $V_b = 106.68 KN$ |
| Carga Viva | $V_{LL} = 266.53 KN KN$ | 1.75 | $V_{LL} = 466.43 KN$ |

$$V_u = 1311.14 KN$$

5.3.1.3.1.5.4. Cálculo de Pérdidas de Pretensado

- En elementos pretensados

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (\text{AASHTO LRFD S5.9.5.1-1})$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (MPa)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (MPa)

Δf_{pSR} = pérdida por contracción (MPa)

Δf_{pCR} = pérdida por fluencia lenta del concreto (MPa)

Δf_{pR2} = pérdida por relajación del acero después de la transferencia (MPa)

5.3.1.3.1.5.4.1. Cálculo de Pérdidas Totales

$$\Delta f_{pT} = 1016.74 \text{ KN}$$

5.3.1.3.1.5.4.2. Calculo Fuerza final de preesfuerzo

$$P_f = P_o + \Delta f_{pT}$$

$$P_f = 6166.22 \text{ KN Para 33 torones}$$

5.3.1.3.1.5.5. Estado límite de Resistencia para Vigas Exteriores.

5.3.1.3.1.5.5.1. Estado Limite de Resistencia en Flexión

5.3.1.3.1.5.5.1.1. Tensión en el Acero de Pretensado a la Resistencia Nominal a la Flexión.

| Lecho | Cantidad de Varillas | Calibre de varilla | Posición de centriode de varilla (y). (cm) | Área de Acero (As). (cm ²) | Fuerza inicial de preesfuerzo (Kg) | Fuerza final de preesfuerzo (Kg) |
|-------|----------------------|--------------------|--|--|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 11 | # 4 | 8.15 | 10.78 | -15922.92 | -184226.58 |
| 2 | 11 | # 4 | 13.8 | 10.78 | -15922.92 | -173972.77 |
| 3 | 11 | # 4 | 19.4 | 10.78 | -15922.92 | -163809.70 |
| Suma | 18 | | | 32.34 | | -522009.05 |

| Lecho | Fuerza final de preesfuerzo (Kg) | Brazo de Palanca (cm) | Momento por Fuerzas de Tensión (Kg.cm) |
|-------|----------------------------------|-----------------------|--|
| 1 | -184226.58 | 92.77 | 17090699.83 |
| 2 | -173972.77 | 87.127 | 15157725.53 |
| 3 | -163809.70 | 81.527 | 13354913.41 |
| Suma | -522009.05 | | 45603338.77 |

5.3.1.3.1.5.5.1.2 Fuerza de compresión en el Concreto en la Resistencia Nominal a la Flexión.

Para la sección a compresion se tomará en cuenta la forma de la viga, por tanto se determinara el eje neutro tomando estas consideraciones.

| | |
|--|--------------------|
| Fuerza de Compresión (Cc) = | 522009.039 kg |
| Momento por Fuerza de Compresión (MCc) = | 11070781.128 kg-cm |
| Eje neutro de la sección (c) = | 36.173 cm |

- **Resistencia a la Flexión Mayorada**

$$M_r = \phi M_n \quad (\text{aashto lrfd S5.7.3.2.1})$$

Donde

$$\phi = 1.00 \text{ estado limite de resistencia.}$$

$$M_n = M_{Tt} + MC_c$$

$$M_n = 45603338.77 \text{ Kg. cm} + 11070781.128 \text{ Kg. cm}$$

$$M_n = 56674119.9 \text{ Kg. cm}$$

$$M_n = 510.067 \text{ T. m}$$

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_r = 1.0 * 510.067 \text{ T. m}$$

$$M_r = 510.067 \text{ T. m}$$

$$M_u < M_r$$

$$M_r = 510.067 \text{ T. m}$$

$$M_u = 507.52 \text{ T. m}$$

$$507.52 \text{ T. m} < 510.067 \text{ T. m} \quad \text{Ok!!}$$

5.3.1.3.1.5.5.3. Estado Limite de Resistencia en Corte.

5.3.1.3.1.5.5.3.1 General

La resistencia al corte mayorada, V_r , se deberá tomar como:

$$V_r = \phi V_n \quad (\text{aashto lrfd S5.8.2.1-2})$$

$$V_r \geq V_u$$

$$V_u = 1311.14 \text{ KN}$$

$$\phi = 0.90$$

$$V_n = 23656452.75 \text{ N}$$

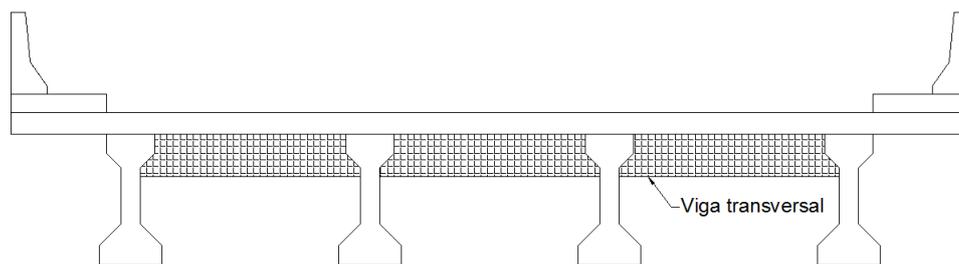
$$21290.80 \text{ KN} \geq 1311.14 \text{ KN} \quad \text{OK!!}$$

Se requieren varillas # 3 espaciadas a 48mm

5.3.1.3.2. Diseño de Vigas Transversales de Concreto Reforzado

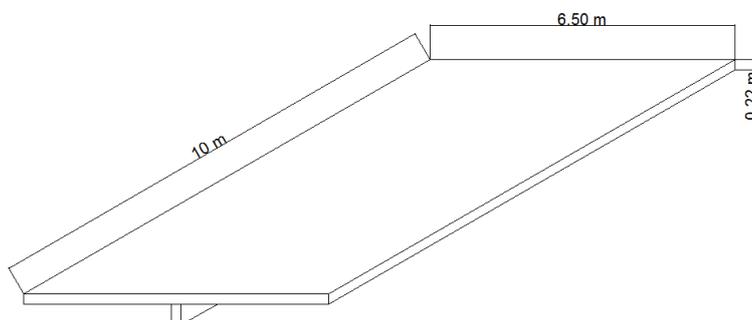
5.3.1.3.2.1. Modelo de Análisis

Para el diseño de Vigas Transversales se tomará una sección de losa cubriendo todo el ancho del puente, el cual es de 10 metros de ancho; así mismo, se tomarán las áreas de influencia para cada viga según corresponde, por ser un ancho de 10 metros y se considerarán 5 vigas transversales.



5.3.1.3.2.2. Cargas.

Analizando las cargas muertas



$$\text{carga de losa} = 6.5\text{m} \times 0.22\text{m} \times 10\text{m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{carga de losa} = 34,320\text{kg}$$

$$\text{carga de losa} = \frac{34,320\text{kg}}{10\text{m}}$$

$$\text{carga de losa} = 3,432 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 6.5\text{m} \times 0.05\text{m} \times 8\text{m} \times 2250 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 5850\text{kg}$$

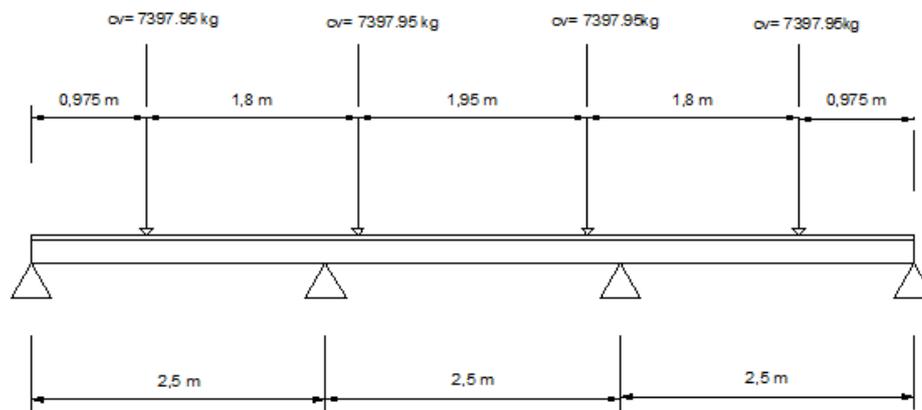
$$\text{carga capa asfáltica} = \frac{5850\text{kg}}{8\text{m}}$$

$$\text{carga capa asfáltica} = 731.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Analizando la carga viva

La carga vehicular será colocada al centro de cada carril, se tomarán los ejes de las ruedas traseras del camión de diseño. (145,000N separadas a 1.8metros)

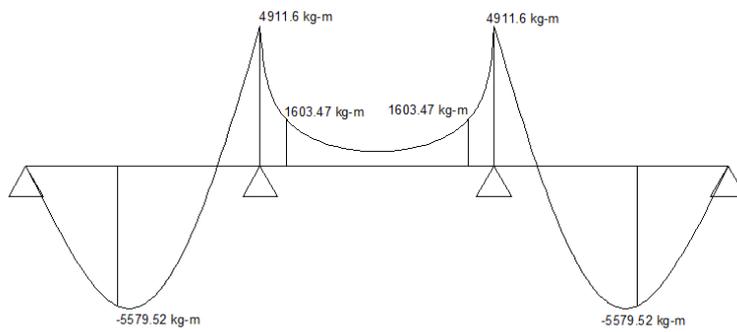
Esquema de cargas vivas y muertas en la viga



Carga distribuida de losa = 3432 kg/m

Carga distribuida de la capa asfáltica = 731.25 kg/m

Diagrama de momentos



Nota: el momento se calculó por medio del programa smartbar

5.3.1.3.2.3. Diseño Estructural de las vigas transversales

5.3.1.3.2.3.1. Datos para el diseño

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

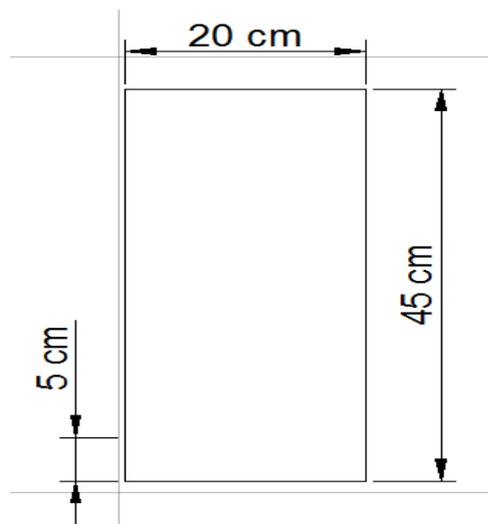
$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$b = 20cm$$

$$\text{Recubrimiento} = 5cm$$

$$d = 40cm$$

$$h = 45cm$$



5.3.1.3.2.3.2. Diseño para Momento Negativo

Calculo del área de acero para momento negativo:

$$M(-) = 5579.52kg-m$$

Calculo del índice de refuerzo

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{M}{0.53 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{5579.52 \times 100}{0.53 \cdot 280 \cdot 20 \cdot 40^2}}$$

$$w = 0.072$$

Calculo del porcentaje de acero.

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.072) \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 4.8 \times 10^{-3}$$

$$\rho = 0.0048$$

El porcentaje de acero obtenido debe de ser mayor que el mínimo y menor que el máximo.

Comparación de los porcentajes de acero permisibles.

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{4200}$$

$$\rho_{min} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.00345$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \left[\frac{6115}{6115 + f_y} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot (0.85) \cdot (280)}{4200} \left[\frac{6115}{6115 + 4200} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.0214$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.00345 < 0.0048 < 0.0214 \quad ok$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido es el correcto.

Calculo del área de acero.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = (0.0048)(20cm)(40cm)$$

$$A_s = 3.84cm^2$$

Usar tres varillas número cuatro.

5.3.1.3.2.3.3. Diseño para Momento Positivo.

Calculo del área de acero para momento positivo:

$$M(+) = 4911.6kg\cdot m$$

Calculo del índice de refuerzo

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{M}{0.53 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$w = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{4911.16 \times 100}{0.53 \cdot 280 \cdot 20 \cdot 40^2}}$$

$$w = 0.063$$

Calculo del porcentaje de acero.

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = (0.063) \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 4.2 \times 10^{-3}$$

$$\rho = 0.0042$$

El porcentaje de acero obtenido debe de ser mayor que el mínimo y menor que el máximo.

Comparación de los porcentajes de acero permisibles.

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{14.5}{4200}$$

$$\rho_{min} = 3.45 \times 10^{-3}$$

$$\rho_{min} = 0.00345$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \left[\frac{6115}{6115 + f_y} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.75 \frac{0.85 \cdot (0.85) \cdot (280)}{4200} \left[\frac{6115}{6115 + 4200} \right]$$

$$\rho_{max} = 0.0214$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

$$0.00345 < 0.0042 < 0.0214 \quad \text{ok}$$

Por lo tanto el porcentaje obtenido es el correcto.

Calculo del área de acero.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$A_s = (0.0042)(20\text{cm})(40\text{cm})$$

$$A_s = 3.36\text{cm}^2$$

Usar tres varillas número cuatro.

5.3.1.3.2.3.4. Diseño por Cortante.

El esfuerzo cortante último es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}$$

Donde:

$$V_u = 12466.48 \text{ Kg} \text{ Calculado por medio de programa Smarbart.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$v_u = \frac{12466.48 \text{ Kg}}{0.85 * 45 \text{ cm} * 20 \text{ cm}}$$

$$v_u = 16.296 \text{ Kg/cm}^2$$

La capacidad resistente del concreto simple es:

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

Donde:

$$f'c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$v_c = 8.868 \text{ Kg/cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos es:

$$s = \frac{A_v * F_y}{(v_u - v_c) * b}$$

Donde:

$$A_v = 2 * 0.71 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$v_u = 16.296 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 8.868 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = \frac{A_v * F_y}{(v_u - v_c) * b}$$

$$s = \frac{1.42 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{kg}{cm^2}}{(16.296 \text{ Kg/cm}^2 - 8.868 \text{ Kg/cm}^2) * 20 \text{ cm}}$$

$$s = 39.15 \text{ cm}$$

$$s = 35 \text{ cm}$$

Se requieren estribos cerrados de varilla # 3 con diámetro de 9.5 mm.

5.3.2 Diseño de Subestructura

5.3.2.1. Diseño de Apoyos Elastoméricos.

Diseño de dispositivo de elastómero de expansión reforzado con acero para apoyo de puente.

$$\text{Carga muerta } (P_D) = 356.71 \text{ KN}$$

$$\text{Carga muerta } (P_D) = 3,637.3 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Viva } (P_L) = 17,953.12 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga Total } (P_T) = 532.77 \text{ KN}$$

$$\text{Carga Total } (P_T) = 54,327.4 \text{ Kg}$$

5.3.2.1.1. Dimensiones preliminares

Esfuerzo de compresión para carga total en servicio

$$\sigma_s \leq 1.66 \text{ GS} \leq 112 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.2-1})$$

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A_{req}}$$

$$\sigma_s = \frac{54,327.4 \text{ Kg}}{112 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$\sigma_s = 485.07 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga I de 66cm se iniciará con un ancho de elastómero de :

$$W = 40 \text{ cm}$$

$$L = \frac{A}{W}$$

$$L = \frac{487.07 \text{ cm}^2}{40 \text{ cm}}$$

$$L = 12.13 \text{ cm}$$

Usando $L = 15 \text{ cm}$

$$A = 40 \times 15$$

$$A = 600 \text{ cm}^2 > A_{req}$$

5.3.2.1.2 Factor de Forma mínimo para carga total

$$\sigma_s \leq 1.66 \text{ GS} \leq 112 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{AASHTO LRFD Art. 14.7.5.3.2-1})$$

$$S_{min} \geq \frac{\sigma_s}{1.66 \text{ G}}$$

$$\sigma_s = \frac{54,327.4}{600 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_s = 90.55 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

De la tabla 14.7.6.2-1 AASHTO LRFD. Se ha seleccionado una Dureza = 60 en la escala Shore A.

Y un módulo de corte $G = 12 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

$$S_{min} = \frac{90.55 \frac{Kg}{cm^2}}{1.66 (12 \frac{Kg}{cm^2})}$$

$$S_{min} = 4.54$$

Para carga viva

$$\sigma_L \leq 0.66 GS \quad (\text{AASHTO LRFD Art. 14.7.5.3.2-2})$$

$$S_{min} \geq \frac{G_L}{0.66G}$$

$$S_{min} = \frac{17956.12/600}{0.66(12)}$$

$$S_{min} = 3.78$$

Se tomará como $S_{min} = 4.54$

5.3.2.1.3 Grosor de una capa interior de elastómeros

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad (\text{Art. 14.7.5.1-1 AASHTO LRFD})$$

$$h_{ri} = \frac{LW}{2S(L+W)}$$

h_{ri} = grosor de una capa de elastomero

Para carga total

$$h_{ri} = \frac{600cm^2}{2(4.54)(40cm + 15cm)} = 1.2cm$$

Para carga viva

$$h_{ri} = \frac{600cm^2}{2(3.78)(55cm)} = 1.44cm$$

Si se utiliza $h_{ri} = 1cm$ (10mm)

El factor de forma queda de la siguiente manera:

$$S_i = \frac{600cm^2}{2(1cm)(55cm)} = 5.45 > 4.54$$

5.3.2.1.4 Numero de capas interiores de elastómero (h)

- **Compresión y rotación combinadas**

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

$\sigma_s = 0.021$ Calculado con programa Smarbart.

$\beta = L$ ó W dependiente de l eje sobre el que rote = 15 cm

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

$$n > \left[\frac{(12)(15.45)(0.02)}{90.55}\right] \left[\frac{15}{1}\right]^2 = 3.41$$

Además debe satisfacer

$$\sigma_s < 1.875GS \left[1 - 0.2\left(\frac{\theta_s}{n}\right) \left(\frac{\beta}{h_{ri}}\right)^2\right]$$

$$n > -0.2\theta_s \frac{\left(\frac{\beta}{h_{ri}}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{1.875GS} - 1\right)}$$

$$n > -0.2(0.021) \frac{\left(\frac{15}{1}\right)^2}{\frac{90.55}{1.875(12 \times 5.45)} - 1} = 3.63cm$$

Se utilizaran 4 capas de elastómero internas de 10mm cada una y dos capas exteriores de 5mm (cumpliendo con el artículo 14.7.5.1AASHTO LRFD. Que cita “capas exteriores menores que el 70% de las capas interiores”)

5.3.2.1.1.5 Grosor total de elastómero

$$h_{rt} = 4(10mm) + 2(5mm)$$

$$h_{rt} = 50mm$$

Acortamiento de la viga

$$\text{variación por temperatura} = \Delta_{tem} = \alpha \Delta T L$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \text{ (Coeficiente térmico para una densidad normal de concreto)}$$

$$\Delta T = 10^\circ\text{C} \text{ (Variación de temperatura en la zona)}$$

$$L = 1834 \text{ cm}$$

$$\Delta_{tem} = 10.8 \times \frac{10}{^\circ\text{C}} \times 10^\circ\text{C} \times 1834 \text{ cm} = 0.2 \text{ cm}$$

Por contracción de fraguado.

Convencionalmente 0.25 mm/m

$$\text{Si } L = 18.34 \text{ m}$$

$$\Delta_{contracción} = \frac{0.25 \text{ mm}}{\text{m}} \times 18.34 \text{ m}$$

$$\Delta_{contracción} = 4.58 \text{ mm} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\Delta_T = \gamma (\Delta_{tem} + \Delta_{contracción})$$

$$\gamma = 1.2 \text{ Tabla 3.4.1.1 AASHTO LRFD}$$

$$\Delta_T = 1.2(0.2 + 0.45)$$

$$\Delta_T = 0.78 \text{ m}$$

Debe satisfacer

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \text{ (Art. 14.7.5.3.4-1)}$$

$$5.0 \geq 2(0.78) = 1.56$$

5.3.2.1.6 Capacidad rotacional del apoyo

Deflexión instantánea por compresión.

$$\delta = \sum \varepsilon_i h_{ri} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.3-2})$$

ε_i = deformación compresión en cada capa de elastómero, este dato es tomado de las curvas de esfuerzo – deformación (C14.7.6.3.3.1)

Usando:

$$\sigma_s = 90.55 \frac{kg}{cm^2} = 8.875 MPA$$

$$S = 5.45$$

Se obtiene

$$\varepsilon_i = 0.062$$

$$\delta = 51(0.062)(1cm) = 0.31cm$$

- **Capacidad rotacional**

$$\sigma_s = \frac{\delta}{\frac{L}{2}}$$

$$\sigma_s = \frac{2(0.31)}{15}$$

$$\sigma_s = 0.041 \text{ rad} > 0.027$$

5.3.2.1.1.7 Estabilidad del elastómero

$$2A \leq B \quad (\text{Art. 14.7.5.3.6-1})$$

$$A = \frac{\frac{1.92hrt}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{w}}}$$

$$A = \frac{\frac{1.92(5cm)}{15cm}}{\sqrt{1 + \frac{2(15)}{40}}} = 0.484$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2)\left(1 + \frac{L}{4W}\right)}$$

$$B = \frac{2.67}{(5.45+2)\left(1+\frac{15}{4(40)}\right)} = 0.328$$

$$2A \leq B$$

$$2(0.484) = 0.967 > 0.328 \text{ NO CUMPLE}$$

Art.14.7.5.3.6

Los apoyos rectangulares que no cumplen la ecuacion anterior deben cumplir :

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A-B} \quad \text{Ec.14.7.5.3.6-4 AASHTO LRFD}$$

4 capas internas de elastómero de 10mm

2 capas externas de elastómero de 5mm

5.3.2.2. Diseño de Estribos de Concreto Reforzado

5.3.2.2.1 Datos para diseño

Carga muerta (P_{DC}) = 12,365 kg/m

Carga viva (P_L) = 17,953 kg/m

Fuerza de Frenado (BR) = 132.61kg/m

Peso especifico de concreto $\gamma_{conc} = 2400 \text{ kg/cm}^3$

De estudio geotécnico:

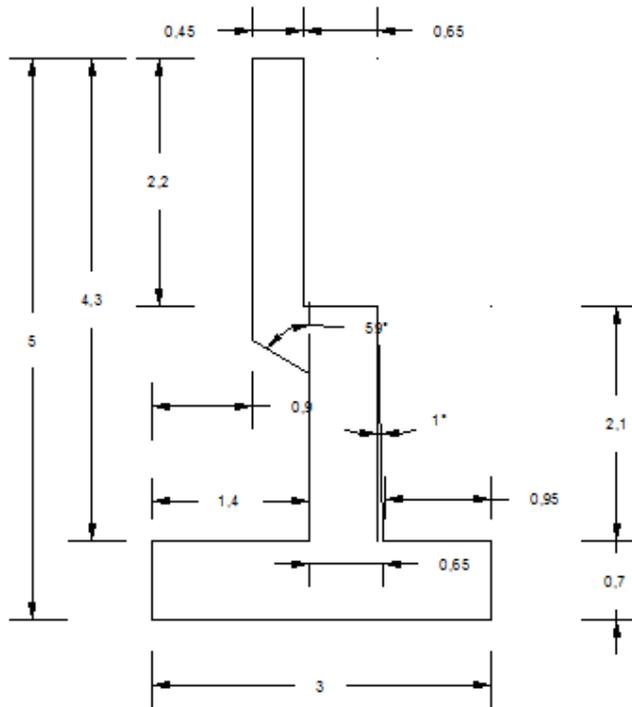
Altura de relleno (h)= 5mt

Peso especifico de suelo $\gamma_s=1631.55 \text{ kg/cm}^3$

Capacidad admisible (q_{adm}) =8.17kg/cm²

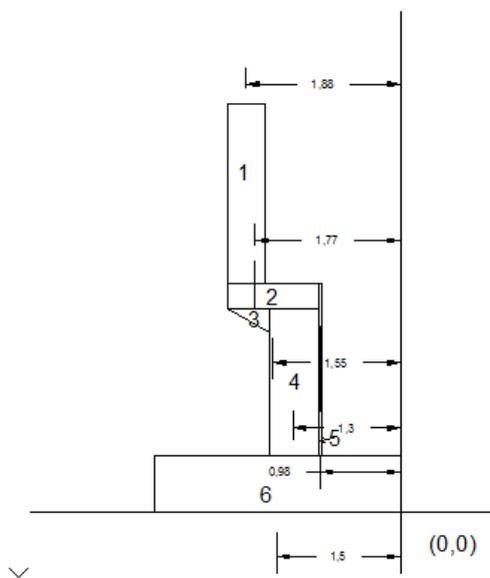
Angulo de fricción interna (ϕ_f) = 36°

5.3.2.2.2 Predimensionamiento



Analizando Estribo con puente

- **Cargas Verticales** (Considerando franjas de 1 metro de longitud de estribo)



Carga Muerta (DC)

- Peso propio estribo de concreto armado

| Elemento | Volumen (m³) | DC (Kg) | XA (m) | YA (m) | XA*DC (Kg-m) | YA*DC (Kg-m) |
|----------|--------------|-----------|--------|--------|--------------|--------------|
| 1 | 0.99 | 2376 | 1.88 | 3.9 | 4,466.88 | 9,266.40 |
| 2 | 0.33 | 792 | 1.55 | 2.65 | 1,227.60 | 2,098.80 |
| 3 | 0.075 | 180 | 1.77 | 2.4 | 318.60 | 432.00 |
| 4 | 1.08 | 2592 | 1.3 | 1.75 | 3,369.60 | 4,536.00 |
| 5 | 0.0575 | 138 | 0.98 | 1.4 | 135.24 | 193.20 |
| 6 | 2.1 | 5040 | 1.5 | 0.35 | 7,560.00 | 1,764.00 |
| □ | | 11,118.00 | | | 17,077.92 | 18,290.40 |

$$DC = 11,118.00\text{kg}$$

$$DC \text{ distribuida} = 11,118.00 \text{ kg/m}$$

$$X_A = \frac{17,077.92\text{Kg-m}}{11,118.00\text{kg}}$$

$$X_A = 1.54 \text{ m}$$

$$Y_A = \frac{18,290.40\text{Kg-m}}{11,118.00\text{kg}}$$

$$Y_A = 1.65 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio superestructura} = 12,365 \text{ kg/m}$$

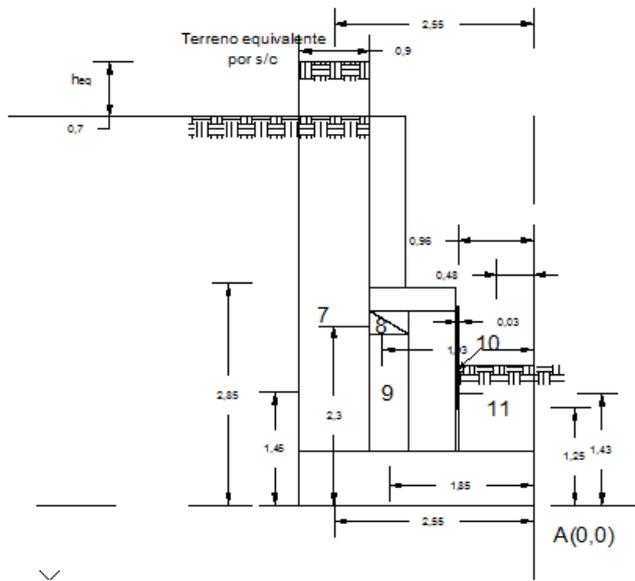
$$X_A = 1.325 \text{ m}$$

- Peso del terreno (Cargas EV)

| Elemento | Volumen (m³) | EV (Kg) | XA (m) | YA (m) | XA*EV (Kg-m) | YA*EV (Kg-m) |
|----------|--------------|----------|--------|--------|--------------|--------------|
| 7 | 3.87 | 6,314.10 | 2.55 | 2.85 | 16100.95 | 17995.18 |
| 8 | 0.075 | 122.37 | 1.93 | 2.3 | 236.17 | 281.44 |

| | | | | | | |
|-----------|--------|----------|------|------|-----------|-----------|
| 9 | 0.75 | 1,223.66 | 1.85 | 1.45 | 2263.78 | 1774.31 |
| 10 | 0.0144 | 23.49 | 0.96 | 1.43 | 22.55 | 33.60 |
| 11 | 1.045 | 1,704.97 | 0.48 | 1.25 | 818.39 | 2131.21 |
| □ | | 9,388.59 | | | 19,441.83 | 22,215.74 |

Peso específico de suelo $\gamma_s=1631.55 \text{ kg/cm}^3$



$$EV = 9,388.59 \text{ kg}$$

$$EV \text{ distribuida} = 9,388.59 \text{ kg/m}$$

$$x_A = \frac{19,441.83 \text{ Kg-m}}{9,388.59 \text{ kg}}$$

$$x_A = 2.07 \text{ m}$$

$$y_A = \frac{22,215.74 \text{ Kg-m}}{9,388.59 \text{ kg}}$$

$$y_A = 2.37 \text{ m}$$

Carga viva e impacto (Carga LL+IM)

$$LL + IM = 1.33(17,826 \text{ kg}) + 8,696 \text{ kg} \quad \text{Tabla 3.6.2.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$LL + IM = 32,405.6 \text{ kg}$$

Con 4 vigas y 10 metros de ancho de estribo para convertir en una carga distribuida

$$LL + IM = 32,405.6kg \frac{4v}{10m}$$

$$LL + IM = 12,962kg/m$$

$$x_A = 1.325m$$

Sobrecarga por carga viva en el terreno (Carga LS)

Altura equivalente de suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1):

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para $H = 5.00$ m, $h' = 0.70$ m.

Terreno equivalente extendido en 0.9 del talón del estribo:

$$LS_y = (0.7m)(0.9m)(1631.55kg/m^3)$$

$$LS = 1,027kg/m$$

$$x_A = 2.55m$$

Resumen de Cargas Verticales

| CARGA | TIPO | V(kg/m) | XA (m) | Mv (Kg-m/m) |
|--------|------|-----------|--------|-------------|
| DC | | 11,118.00 | 1.54 | 17,121.72 |
| PDC | | 12,365.00 | 1.325 | 16,383.63 |
| EV | | 9,388.59 | 2.07 | 19,434.38 |
| PLL+IM | | 12,962.25 | 1.325 | 17,174.98 |
| LSV | | 1,027.90 | 2.55 | 2,621.15 |
| □ | | 46,861.74 | | 72,735.86 |

- **Cargas Horizontales** (Considerando franjas de 1 metro de longitud de estribo)

Ecuación general de Empuje Lateral:

$$P = K_a H \gamma_s \quad \text{Ec. 3.11.5.1-1 AASHTO LRFD}$$

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$\phi_f =$ ángulo de fricción interna = 36°

$\delta =$ ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

$\beta =$ ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

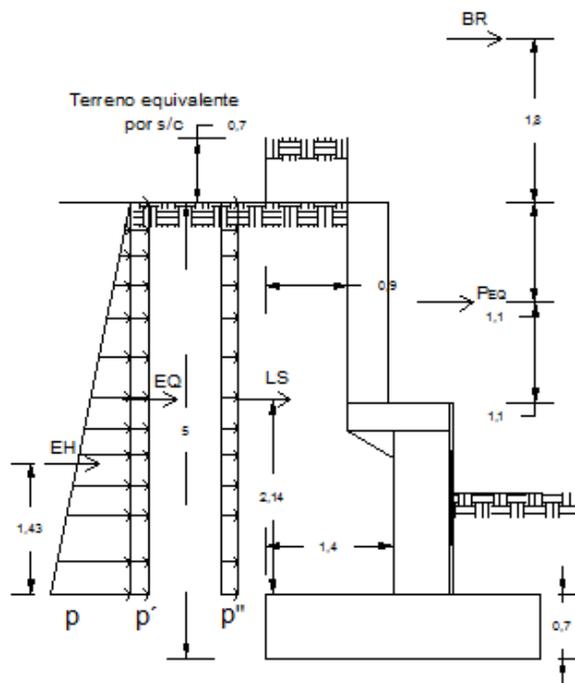
$\theta =$ ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Para $\delta = \beta = 0$ y $\theta = 90^\circ$, las fórmulas AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) se convierten en:

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right)$$

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{36^\circ}{2}\right)$$

$$k_a = 0.26$$



Cargas Actuantes

- Sobrecarga por carga viva en el terreno (Carga LS)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = K_a h' \gamma_s$$

$$p'' = 0.26(0.7m)(1631.55kg/m^3)$$

$$p'' = 296.94 \text{ kg/m}^2$$

$$LS_x = Hp''$$

$$LS_x = (5\text{m})(296.94 \text{ kg/m}^2)$$

$$LS_x = 1484.71 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 2.5\text{m}$$

- **Presión lateral del terreno (Cargas EH)**

Por 5.00 m de terreno:

$$p = K_a h' \gamma_s$$

$$p = 0.26(5.00)(1631.55 \text{ kg/m}^3)$$

$$p = 2,121 \text{ kg/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2}(5\text{m})(2,121 \text{ kg/m}^2)$$

$$EH = 5,302.5 \text{ kg/m}$$

$$YA = 1.67\text{m}$$

- **Acción Sísmica (Cargas EQ)**

Acción Sísmica del terreno (EQ_{terr})

Análisis de Mononobe-Okabe Anexo 11.1.1.1 AASHTO LRFD

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

ϕ_f = ángulo de fricción interna = 30°

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 0°

i = ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

β = ángulo de inclinación del muro con la vertical = 0°

A = coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0.40 (Norma de Diseño Sísmico en El Salvador)

$k_h =$ coeficiente de aceleración horizontal $= 0.5A = 0.5(0.4) = 0.20$

$k_v =$ coeficiente de aceleración vertical $= 0$

$$K_{AE} = 0.381$$

$$EQ_{terr} = \frac{1}{2}(K_{AE} - K_a)H^2\gamma_s \quad \text{A.11.1.1.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$EQ_{terr} = \frac{1}{2}(0.381 - 0.26)(5m)^2 \left(\frac{1631.55kg}{m^3}\right)$$

$$EQ_{terr} = 2,467.72kg/m$$

$$Y_A = 2.5m$$

- **Carga Sísmica por Superestructura (P_{EQ})**

$$P_{EQ} = P_{DC} * A * S$$

$$P_{EQ} = (12,365kg/m) * 0.4 * 1.2$$

$S =$ Factor de sitio $= 1.2$ (Tabla 3.10.5.1-1 AASHTO LRFD)

$$P_{EQ} = 5,935.2kg/m$$

$$Y_A = 3.9m$$

- **Fuerza inercial del Estribo (EQ_{estrib})**

$W =$ Peso del estribo y terreno tributario

$$W = 11,118kg/m + 9,838kg/m$$

$$W = 20,506.6kg/m$$

$Y_A =$ C.G. del estribo y terreno tributario

$$y_A = \frac{\left(\frac{11,118kg}{m} * 1.65m\right) + \left(\frac{9,838kg}{m} * 2.37m\right)}{20,506.6kg/m}$$

$$y_A = 1.98m$$

$$EQ_{estrib} = K_h W$$

$$EQ_{estrib} = 0.2 \left(\frac{20,506.6 \text{ kg}}{m} \right)$$

$$EQ_{estrib} = 4,101.32 \text{ kg/m}$$

- **Carga de Frenado (BR)**

Art. 3.6.4 AASHTO LRFD

$$BR = 648.11 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = 5 + 1.8m = 6.8m$$

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

| CARGA | TIPO | V(kg/m) | YA (m) | Mh (Kg-m/m) |
|----------|------|-----------|--------|-------------|
| LSH | | 1,484.71 | 2.5 | 3,711.78 |
| EH | | 5,302.50 | 1.67 | 8,855.18 |
| EQterr | | 2,467.72 | 2.5 | 6,169.30 |
| PEQ | | 5,935.20 | 3.9 | 23,147.28 |
| EQestrib | | 4,101.32 | 1.98 | 8,120.61 |
| BR | | 648.11 | 6.8 | 4,407.15 |
| □ | | 19,939.56 | | 54,411.29 |

a) ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA

Tomamos en cuenta los estados limites de Resistencia 1 y Evento Extremo 1 aplicables en este caso y con un valor: $n = n_{DN} n_{R1} = 1$.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento utilizamos los factores:

Caso Ia).

- Γ_{maximos} para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto (0,0) y deslizamiento en la base (EH y LS).
- Γ_{minimo} en las cargas verticales que generen estabilidad (DV y EV).

De esta manera se maximizaran las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura.

Caso Ib).

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores Γ_{maximos} en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizara para el estado l imite de Servicio I.

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | \square |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|--------------|-----------|-----------|
| CARGA | DC | PDC | PDW | EV | PLL+IM | LSV | Vu (kg) |
| V (Kg) | 11,118.00 | 12,365.00 | | 9,388.59 | 12,962.25 | 1,027.90 | 46,861.74 |
| Resistencia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 32,322.12 |
| Ia | 10,006.20 | 11,128.50 | 0.00 | 9,388.59 | 0.00 | 1,798.83 | |
| Resistencia | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 66,511.11 |
| Ib | 13,897.50 | 15,456.25 | 0.00 | 12,674.60 | 22,683.94 | 1,798.83 | |
| Ev. Extremo | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 31,037.24 |
| Ia | 10,006.20 | 11,128.50 | 0.00 | 9,388.59 | 0.00 | 513.95 | |
| Ev. Extremo | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 49,023.42 |
| Ib | 13,897.50 | 15,456.25 | 0.00 | 12,674.60 | 6,481.13 | 513.95 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 46,861.74 |
| | 11,118.00 | 12,365.00 | 0.00 | 9,388.59 | 12,962.25 | 1,027.90 | |

CARGAS VERTICALES (Vu)

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | \square |
|--------------|-----------|-----|-----------|-----------|--------------|-----------|------------|
| CARGA | DC | PDC | PDW | EV | PLL+IM | LSV | Mvu (kg-m) |

| | | | | | | | |
|--------------------|-----------|-----------|------|-----------|-----------|----------|------------|
| Mv (kg-m) | 17,121.72 | 16,383.63 | | 19,434.38 | 17,174.98 | 2,621.15 | 72,735.86 |
| Resistencia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 54,176.20 |
| Ia | 15,409.55 | 14,745.26 | 0.00 | 19,434.38 | 0.00 | 4,587.00 | |
| Resistencia | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 102,761.32 |
| Ib | 21,402.15 | 20,479.53 | 0.00 | 26,236.42 | 30,056.22 | 4,587.00 | |
| Ev. | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 50,899.77 |
| Extremo Ia | 15,409.55 | 14,745.26 | 0.00 | 19,434.38 | 0.00 | 1,310.57 | |
| Ev. | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 78,016.16 |
| Extremo Ib | 21,402.15 | 20,479.53 | 0.00 | 26,236.42 | 8,587.49 | 1,310.57 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 72,735.86 |
| | 17,121.72 | 16,383.63 | 0.00 | 19,434.38 | 17,174.98 | 2,621.15 | |

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | □ |
|--------------------|-----------|-----------|-----------|----------|----------|-----------|-----------|
| CARGA | LS | EH | EQterr | PEQ | EQestrib | BR | Hu (kg) |
| H (Kg) | 1,484.71 | 5,302.50 | 2,467.72 | 5,935.20 | 4,101.32 | 648.11 | 19,939.56 |
| Resistencia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 14,781.90 |
| Ia | 1,336.24 | 4,772.25 | 1,604.02 | 5,935.20 | 0.00 | 1,134.19 | |
| Resistencia | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 28,509.62 |
| Ib | 1,855.89 | 6,628.13 | 3,701.58 | 8,012.52 | 7,177.31 | 1,134.19 | |
| Ev. | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 13,971.76 |
| Extremo Ia | 1,336.24 | 4,772.25 | 1,604.02 | 5,935.20 | 0.00 | 324.06 | |
| Ev. | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 22,572.83 |
| Extremo Ib | 1,855.89 | 6,628.13 | 3,701.58 | 8,012.52 | 2,050.66 | 324.06 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 19,939.56 |
| | 1,484.71 | 5,302.50 | 2,467.72 | 5,935.20 | 4,101.32 | 648.11 | |

CARGAS HORIZONTALES H_u

MOMENTO DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) M_{hu}

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | \square |
|-------------|----------|-----------|--------------------|-----------|----------------------|----------|---------------|
| CARGA | LSH | EH | EQ _{terr} | PEQ | EQ _{estrib} | BR | MHU (kg-m) |
| MH (kg-m) | 3,711.78 | 8,855.18 | 6,169.30 | 23,147.28 | 8,120.61 | 4,407.15 | 54,411.29 |
| Resistencia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 46,180.09 |
| Ia | 3,340.60 | 7,969.66 | 4,010.05 | 23,147.28 | 0.00 | 7,712.51 | |
| Resistencia | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 78,135.05 |
| Ib | 4,639.72 | 11,068.97 | 9,253.95 | 31,248.83 | 14,211.07 | 7,712.51 | |
| Ev. | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 40,671.15 |
| Extremo Ia | 3,340.60 | 7,969.66 | 4,010.05 | 23,147.28 | 0.00 | 2,203.57 | |
| Ev. | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 62,475.35 |
| Extremo Ib | 4,639.72 | 11,068.97 | 9,253.95 | 31,248.83 | 4,060.31 | 2,203.57 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 54,411.29 |
| | 3,711.78 | 8,855.18 | 6,169.30 | 23,147.28 | 8,120.61 | 4,407.15 | |

b) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

Vuelco alrededor del punto A

Calculo de e_{max} :

- Estado limite de Resistencia. AASHTO LRFD Art. 11.6.3.3

En las fundaciones en suelo, la resultante de las fuerzas de reacción debe mantenerse dentro del medio central del ancho de la base. $e \leq \frac{B}{4}$

Es decir, $e_{max} = B/4 = 0.25(3) = 0.75m$

- **Estado limite de Evento Extremo. AASHTO LRFD Art. 11.6.5**

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0 interpolar linealmente entre los valores especificados en el articulo.

Es decir, $e_{max} = (11/30)B = 11/30(3) = 1.1m$

VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO A

| Estado | Vu (kg) | Mvu (kg-m) | Mhu (kg-m) | xo=Mvu-Mhu/Vu | e= l (B/2-xo) l | emax (m) |
|-----------------------|-----------|------------|------------|---------------|-----------------|----------|
| Resistencia Ia | 32,322.12 | 54,176.20 | 46,180.09 | 0.24738817 | 0.65261183 | 0.75 |
| Resistencia Ib | 66,511.11 | 102,761.32 | 78,135.05 | 0.37025802 | 0.62974198 | 0.75 |
| Ev. Extremo Ia | 31,037.24 | 50,899.77 | 40,671.15 | 0.32955935 | 1.07044065 | 1.1 |
| Ev. Extremo Ib | 49,023.42 | 78,016.16 | 62,475.35 | 0.31700798 | 1.08299202 | 1.1 |

B=3

Deslizamiento en base del Estribo

Analizar Resistencia y Evento Extremo

Art.10.6.3.3

$$Q_R = \phi_\tau Q_\tau$$

ϕ_τ Tabla 10.5.5 – 1 AASHTO LRFD

$$Q_\tau = V \tan \delta \quad \text{Ec. 10.6.3.3-2 AASHTO LRFD}$$

$$\tan \delta = \tan \phi_f$$

$$\tan \delta = 0.726$$

Factores para ϕ_τ

Limite de Resistencia $\phi_\tau=0.8$ Tabla 10.5.5-1 AASHTO LRFD

Limite de Resistencia $\phi_\tau=1.0$ Art. 11.6.5 AASHTO LRFD

| Estados | Vu (kg/m) | RESISTENTE (Kg/m) | ACTUANTE Hu (kg/M) | |
|-------------------|--------------|----------------------|-----------------------|--------|
| Resistencia Ia | 32,322.12 | 18772.6852 | 14,781.90 | CUMPLE |
| Resistencia Ib | 66,511.11 | 38629.6531 | 28,509.62 | CUMPLE |
| Evento Extremo Ia | 31,037.24 | 22533.0372 | 13,971.76 | CUMPLE |
| Evento Extremo Ib | 49,023.42 | 35591.0053 | 22,572.83 | CUMPLE |

Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad del carga factorada del terreno (q_R)

- 1) Estado limite de Resistencia, con $\phi_b=0.45$ Tabla 10.5.5-1 AASHTO LRFD)

$$q_R = \phi_b q_n$$

$$q_n = FS q_{adm}$$

FS= Factor de Seguridad =3

$q_{adm}=8.17 \text{ kg/cm}^2$ (Estudio geotécnico proporcionado por Ministerio de Obras Publicas)

$$q_R = 0.45(3 * 8.17)$$

$$q_R = 11.03 \text{ kg/cm}^2$$

- 2) Estado limite de Evento Extremo, con $\phi_b=1$. (Art. 11.6.5 AASHTO LRFD)

$$q_R = 1.0(3 * 8.17)$$

$$q_R = 24.51 \text{ kg/m}^2$$

3) Estado limite de Servicio.

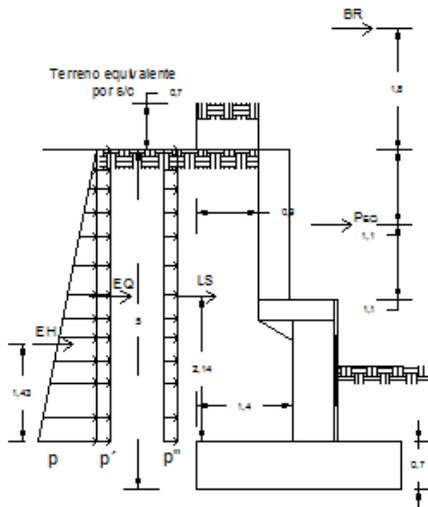
$$q_{adm} = 8.17 \text{ kg/m}^2$$

$$q < q_R$$

| Estados | Vu (kg/m) | Mvu (kg-m) | Mhu (kg-m) | xo=Mvu-Mhu/Vu | e= l (B/2-xo) l | q=Vu/B-2e (kg/m2) | qR (kg/m2) | |
|-------------------|-----------|------------|------------|---------------|-----------------|-------------------|------------|--------|
| Resistencia la | 32,322.12 | 54,176.20 | 46,180.09 | 0.247 | 1.253 | 65,326.72 | 110,300.00 | CUMPLE |
| Resistencia lb | 66,511.11 | 102,761.32 | 78,135.05 | 0.370 | 0.370 | 89,817.24 | 110,300.00 | CUMPLE |
| Evento Extremo la | 31,037.24 | 50,899.77 | 40,671.15 | 0.330 | 0.330 | 47,089.00 | 245,100.00 | CUMPLE |
| Evento Extremo lb | 49,023.42 | 78,016.16 | 62,475.35 | 0.317 | 0.317 | 77,322.06 | 245,100.00 | CUMPLE |
| Servicio l | 46,861.74 | 72,735.86 | 54,411.29 | 0.391 | 0.391 | 59,920.19 | 81,700.00 | CUMPLE |

CALCULO DEL ACERO

1) Diseño de Pantalla



Cargas en base de la pantalla

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA kg/m | CARGA Vu (kg) | Yp (m) | M (kg-m) |
|----------------|-----------------------------------|----------------------|---------------|-----------------|
| LS | 296.94 | 1,276.85 | 2.15 | 2,745.23 |
| EH | 1,824.07 | 3,921.76 | 1.43 | 5,621.18 |
| EQterr | 424.45 | 1,825.13 | 2.15 | 3,924.02 |
| PEQ | - | 5,935.20 | 3.20 | 18,992.64 |
| EQestri | - | 2,747.63 | 2.66 | 7,315.47 |
| BR | - | 648.11 | 6.1 | 3,953.47 |

$$K_a=0.26$$

$$K_{AE}=0.381$$

$$\text{PESO ESPECIFICO SUELO} = 1631.55 \text{ kg/m}$$

$$K_h = 0.5A = 0.2$$

$$D=0.7\text{m}$$

Donde EQestrib:

W= Peso de Estribo y terreno tributario sobre Pantalla

$$W = 6,078\text{kg/m} + 7,660\text{kg/m}$$

$$W = 13,738.13\text{kg/m}$$

$$EQ_{estrib} = K_h W$$

$$EQ_{estrib} = 0.2\left(\frac{13,738.13\text{kg}}{\text{m}}\right)$$

$$EQ_{estrib} = 2,747\text{kg/cm}$$

$$Y_p=2.66\text{m}$$

d) Acero por flexion

Momento de diseño en la base de la pantalla

Estado límite de Resistencia I, con $n = nDnRnI=1$:

$$M_u = n(1.75M_{LS} + 1.5M_{EH} + 1.75M_{BR}) \quad \text{Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$M_u = 1(1.7 * 2,745 + 1.5 * 5,621 + 1.75 * 3,953)$$

$$M_u = 20,154.5 \text{ kg.m}$$

Estado límite de Evento Extremo I, con $n = nDnRnI=1$:

$$M_u = n(0.5M_{LS} + 1.5M_{EH} + 1.0M_{EQ} + 0.5M_{BR})$$

$$M_u = 42,013 \text{ kg - m}$$

Con $M_u = 42,013 \text{ kg/m}$, probamos un A_s de varillas $\phi 1''$.

Recubrimiento=7.5cm (Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

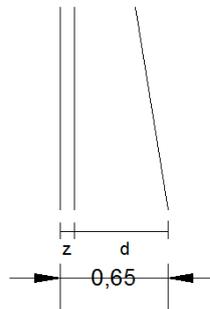
Φ de varilla = 2.54cm

$$z = 7.5 + \frac{2.54}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d = 65 - 8.77 = 56.23 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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



b= tomando 1 m lineal de estribo = 100cm

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

$$a = \frac{A_s (4200 \text{ kg/cm}^2)}{0.85 (280 \text{ kg/cm}^2) (100)}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y (d - a/2)}$$

$\Phi_f = 1$ Art. 11.6.5 AASHTO LRFD

$$A_s = \frac{42 \times 10^5 \text{ kg-cm}}{1(4200 \text{ kg/cm}^2)(56.23 - a/2)}$$

Resolviendo las ecuaciones tenemos:

$$A_s = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$a = 3.23 \text{ cm}$$

Separación para varillas $\phi 1" = 5.1/18.31 = 0.25 \text{ cm}$

$A_{s\text{maximo}}$ Art. 5.7.3.3.1 AASHTO LRFD

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.23}{0.85} = 3.8$$

$$d_e = 56.23 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 3.8/56.23 = 0.07 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

$A_{s\text{minimo}}$ Art. 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.22M_{cr}$ y $1.33M_u$:

- $1.22M_{cr} = 1.2fr \cdot S$

Donde:

$$fr = 0.63\sqrt{f'c} \text{ Mpa} = 2.01\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 2.01\sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(65)^2}{6} = 70,416.7 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 28,417 \text{ kg.m}$$

- 1.33Mu

$$1.33Mu = 1.33(42,013)$$

$$1.33Mu = 55,877kg - m$$

El menor valor es 28,417kg-m y el acero calculado de 18.31cm² que resiste Mu=42,013kg-m > 28,417kg-m

Se usara 1φ1" @ 0.25m

e) A_s de Temperatura

$$A_{temp} = \frac{0.756Ag}{f_y} \quad \text{Ec. 5.10.8.2-1 AASHTO LRFD}$$

$$A_{S_{temp}} = 0.0018Ag$$

Debido a que la variación de la sección es mínima, podemos considerar un grosor uniforme de 65cm.

$$A_{S_{temp}} = 0.0018(65 * 100) = 11.7cm^2$$

$$A_{S_{temp}} = \frac{11.7cm^2}{2} = 5.85cm^2/capa$$

Utilizando varillas φ 5/8" la separación será:

$$s = \frac{2}{5.85} = 0.3$$

$$s_{max} = 3t = 3(0.65) = 1.65m \quad \text{Art. 5.10.8 AASHTO LRFD}$$

$$s_{max} = 0.45m$$

Nota: El Acero de temperatura se colocara por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno en ambos sentidos.

f) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4 AASHTO LRFD)

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{z}{(d \cdot A)^{1/3}} \quad \text{Ec. 5.7.3.4 AASHTO LRFD}$$

Para el acero principal:

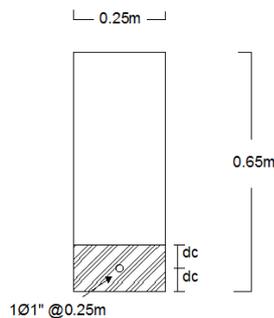
$$d_c = \text{recubrimiento} + \phi/2$$

Recubrimiento $\leq 5\text{cm}$ Art. 5.7.3.4 AASHTO LRFD

$$d_c = 5\text{cm} + \frac{2.54\text{cm}}{2} = 6.27\text{cm}$$

b = espaciamiento del acero = 25cm

n_v = número de varillas = 1



$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{(2 \cdot 6.27)25}{1}$$

Art. 5.7.3.4 AASHTO LRFD

$$A = 313.5\text{cm}^2$$

$$Z = 30,600\text{kg/cm}$$

Art. 5.7.3.4 AASHTO LRFD

Entonces

$$f_{sa} = \frac{30,600\text{kg/cm}}{(6.27 \cdot 313.5\text{cm}^2)^{1/3}}$$

$$f_{sa} = 2,442\text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6f_y = 0.6(4,200\text{kg/cm}^2) = 2,520\text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2,520 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de Servicio

$$f_s = \frac{M_s c}{I} n$$

Para el diseño por Estado Limite de Servicio 1 $n=n_D n_R n_I=1$

$$M_s = n(1.0M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{BR}) \quad \text{Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$M_s = 12,319 \text{ kg} - \frac{m}{m}$$

Para un ancho tributario de 0.25m

$$M_s = 12,319 \text{ kg} - \frac{m}{m} * 0.25 \text{ m}$$

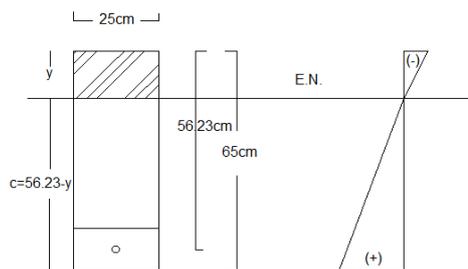
$$M_s = 3,080 \text{ kg} - m$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} = 2,039,400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Art. 5.4.3.2 AASHTO LRFD}$$

$$E_c = 15,344 \sqrt{f'_c} = 15,344 \sqrt{280}$$

$$E_c = 256,754 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8$$



Área de acero transformada

$$A_{s_{tr}} = n A_s$$

$$A_{s_{tr}} = 8(5.1 \text{ cm}^2) = 40.8 \text{ cm}^2$$

Momento respecto al eje neutrón de sección transformada

$$C = T$$

$$25y\left(\frac{y}{2}\right) = 40.8(56.23 - y)$$

$$12.5y^2 + 40.8y - 2,294.18 = 0$$

$$y = 12 \text{ cm}$$

$$c = 44.23 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3}$$

$$I = 40.8\text{cm}(244.23\text{cm}) + \frac{(25)(12)^3}{3}$$

$$I = 94,216.75\text{cm}^4$$

$$f_s = \frac{(3,080\text{kg-m})(44.23 \text{ cm})}{94,216.75\text{cm}^4} (8)$$

$$f_s = 1,156.72\text{kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,156\text{kg/cm}^2 < f_{sa} = 2,520\text{kg/cm}^2 \text{ CUMPLE}$$

g) Revisión por Corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención, sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

Cargas en la base de la pantalla

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA kg/m | CARGA Vu (kg) | Yp (m) | M (kg-m) |
|-------|---------------------------|---------------|--------|----------|
| LS | 296.94 | 1,276.85 | 2.15 | 2,745.23 |
| EH | 1,824.07 | 3,921.76 | 1.43 | 5,621.18 |

| | | | | |
|----------------|--------|----------|------|-----------|
| EQterr | 424.45 | 1,825.13 | 2.15 | 3,924.02 |
| PEQ | - | 5,935.20 | 3.20 | 18,992.64 |
| EQestri | - | 2,747.63 | 2.66 | 7,315.47 |
| BR | - | 648.11 | 6.1 | 3,953.47 |

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia 1, con $n=n_D n_R n_I=1$, es:

$$V_u = n(1.75V_{LS} + 1.5V_{EH} + 1.75V_{BR}) \quad \text{Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$V_u = n(1.75(1,276.85) + 1.5(3,921.76) + 1.7(5648.11))$$

$$V_u = 9,251kg$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo 1, con $n=n_D n_R n_I=1$, es:

$$V_u = n(0.5V_{LS} + 1.5V_{EH} + 0.5V_{EQ} + 0.5V_{BR})$$

$$V_u = 17,353kg$$

El cortante Resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 5.8.2.1-2 AASHTO LRFD}$$

$$\phi = 1 \quad \text{Art. 5.8.2.1-2 AASHTO LRFD}$$

Tomando V_n como el menor valor entre

- $V_n = V_c + V_s + V_p$ Ec. 5.8.3.3-1 AASHTO LRFD
- $V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$ Ec. 5.8.3.3-2 AASHTO LRFD

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v + V_p$$

Para $\beta=2$ (Art. 5.8.3.4 AASHTO LRFD)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_v d_v + V_p$$

b_v =longitud de tramo de pantalla (100cm)

$$d_e=56.23\text{cm}$$

d_v =peralte de corte efectivo = $d_e - a/2 = 56.23 - 3.23/2$ (Art. 5.8.2.9 AASHTO LRFD)

$$d_v=54.62\text{cm}$$

d_v no debe ser menor que :

$$0.9d_e = 0.9(56.23) = 50.61\text{cm} \quad \mathbf{5.3.2.2.} \quad 0.72h = 0.72(65) = 46.8 \text{ cm}$$

CUMPLE

Con $V_p=0$ (Reaccion por pretensado) y $V_s=0$ (Reaccion por armadura de corte)

Menor valor de V_n

$$\bullet \begin{cases} V_n = 0.83(2)\sqrt{280}(100)(54.62) = 48,440\text{kg} \\ V_n = 0.25(280)(100)(54.62) = 382,340\text{kg} \end{cases}$$

$$V_n=48,440\text{kg}$$

La resistencia del concreto al corte

$$V_r = \phi V_n$$

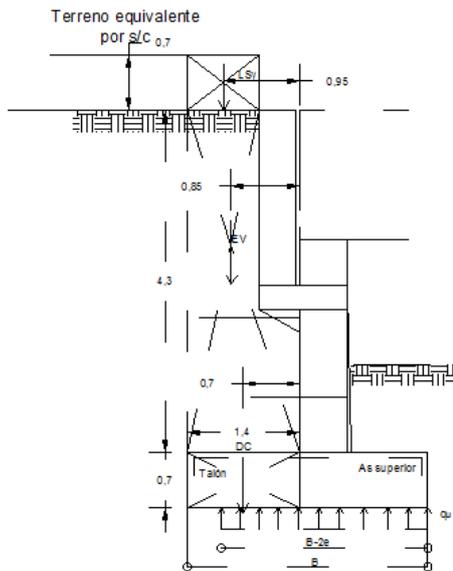
$$V_r = 1(48,440\text{kg})$$

$$V_r = (48,440\text{kg})$$

$$48,440\text{kg} > 17,353\text{kg} \quad \text{CUMPLE}$$

Diseño de Cimentación

d) Acero en la parte superior de la Zapata



Momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, Estado limite de Resistencia lb
 $n=n_D n_{RN} n_I=1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS})$$

Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD

$$M_{DC} = DC * brazo$$

$$DC = (1.4 * 0.7 * 1 * 2400) = 2,352kg$$

$$M_{DC} = 2,352kg(0.7) = 1,646kg - m$$

$$M_{EV} = EV * brazo = 7,660kg(0.85)$$

$$M_{EV} = 6,511kg - m$$

$$M_{LS} = LS * brazo = 1,028kg(0.95)$$

$$LS = (0.9 * 0.7 * 1 * 1631.55) = 2,352kg$$

$$M_{LS} = 976.5kg - m$$

$$M_u = 1(1.25(1,646kg - m) + 1.35(6,511kg - m) + 1.75(976.5kg - m))$$

$$M_u = 17,050kg - m$$

Omitimos estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.

Utilizando acero $\phi 1''$ y $r=7.5cm$ Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD

$$Z = \text{recub} + \phi/2 = 7.5\text{cm} + 2.54/2 = 8.77\text{cm}$$

$$d = 70 - 8.77 = 61.23\text{cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi_f f_y (d - a/2)}$$

$$\phi_f = 0.9$$

$$A_s = \frac{1,255,684\text{kg-cm}}{0.9(4200\text{kg/cm})(61.23 - a/2)}$$

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

$$a = \frac{A_s (4200\text{kg/cm}^2)}{0.85 (280\text{kg/cm}^2) (100)}$$

Resolviendo las ecuaciones por igualacion, tenemos:

$$A_s = 8\text{cm}^2$$

$$a = 1.41\text{cm}$$

Utilizando varillas ϕ 1", la separación será

$$S = 5.1/8 = 0.6\text{m}$$

Usar $s=0.45$ para cubrir el espaciamiento mínimo (Art. 5.10.8 AASHTO LRFD)

$A_{S\text{maximo}}$ Art. 5.7.3.3.1 AASHTO LRFD

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.41}{0.85} = 1.66\text{cm}$$

$$d_e = 61.23\text{cm}$$

$$c/d_e = 1.66/61.23 = 0.03 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

$A_{S\text{minimo}}$ Art. 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.22Mcr y 1.33Mu:

- $1.22M_{cr} = 1.2f_r * S$

Donde:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2.01\sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(70)^2}{6} = 88,666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 32,928 \text{ kg} - m$$

- $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33(12,556.7 \text{ kg} - m)$$

$$1.33M_u = 16,700 \text{ kg} - m$$

El menor valor es 16,700kg-m y el acero calculado de 8 cm^2 que resiste $M_u = 17,050 \text{ kg-m} > 16,700 \text{ kg-m}$

Se usara $1\phi 1" @ 0.45\text{m}$

e) A_s de Temperatura

$$A_{temp} = 0.0015A_g \quad \text{Ec. 5.10.8.2-2 AASHTO LRFD}$$

$$A_{temp} = 0.0015(100 * 70)$$

$$A_{temp} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{temp} = \frac{10.5 \text{ cm}^2}{2} = 5.25 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Utilizando varillas $\phi 5/8"$ la separación será:

$$s = \frac{2}{5.25} = 0.35$$

Usar 1 varilla $\phi 5/8" @ 0.35\text{cm}$

Nota: El Acero de temperatura se colocara por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero de flexion, tanto en el talon como en la punta del cimientto.

f) Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado limite de Resistencia 1, con $n=n_D n_R n_I=1$, es:

$$V_u = n(1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS}) \quad \text{Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD}$$

$$V_u = n(1.25(2,352) + 1.35(6,511) + 1.75(976.5))$$

$$V_u = 13,438.7kg$$

Se omite el estado límite de Evento Extremo pues no gobierna el diseño

• Cortante Resistente del Concreto

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 5.8.2.1-2 AASHTO LRFD}$$

$$\Phi = 0.9 \quad \text{Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD}$$

Tomando V_n como el menor valor entre

- $V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ec. 5.8.3.3-1 AASHTO LRFD}$

- $V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad \text{Ec. 5.8.3.3-2 AASHTO LRFD}$

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v + V_p$$

Para $\beta=2$ (Art. 5.8.3.4 AASHTO LRFD)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v + V_p$$

b_v =longitud de tramo de zapata (100cm)

$$d_e = 61.23cm$$

$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_c - a/2 = 61.23 - 1.41/2$ (Art. 5.8.2.9 AASHTO LRFD)
 $d_v = 60.52 \text{ cm}$

d_v no debe ser menor que :

$$0.9d_c = 0.9(61.23) = 55.1 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(70) = 50.4 \text{ cm}$$

CUMPLE

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(100)(60.52) + V_p$$

$$V_c = 53,726 \text{ kg}$$

Con $V_p = 0$ (Reaccion por pretensado) y $V_s = 0$ (Reaccion por armadura de corte)

Menor valor de V_n

$$\bullet \begin{cases} V_n = 53,726 \text{ kg} \\ V_n = 424,060 \text{ kg} \end{cases}$$

$$V_n = 53,726 \text{ kg}$$

La resistencia del concreto al corte

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.9(53,726 \text{ kg})$$

$$V_r = 48,353 \text{ kg}$$

$$48,353 \text{ kg} > 13,438 \text{ kg} \quad \text{CUMPLE}$$

g) Acero en el fondo de zapata

Para el estado limite de Evento extremo la, con $q_u = 47,089 \text{ kg}$ despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de la zapata (DC), el momento actuante en la cara de la pantalla es:

$$M_u = 47,089 \text{ kg} \left(\frac{0.72}{2} \right) 1 = 11,536.8 \text{ kg.m}$$

Utilizando varilla $\phi 5/8" @ 0.25 \text{ cm}$

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 / 0.25 = 8 \text{ cm}^2$$

Siendo:

Recubrimiento=7.5cm Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD

$$Z = \text{recub} + \emptyset/2 = 7.5 + 1.59/2 = 8.3\text{cm}$$

$$d = 70 - 8.3 = 61.7\text{cm}$$

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

$$a = \frac{8(4200\text{kg/cm}^2)}{0.85(280\text{kg/cm}^2)(100)}$$

$$a = 1.41\text{cm}$$

$\Phi_f = 1$ Art. 11.6.5 AASHTO LRFD

$$M_u = \Phi_f f_y A_s (d - a/2)$$

$$M_u = 1 \left(\frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (8)(61.7 - 1.41/2)$$

$$M_u = 20,049\text{kg} - m > 11,536.8\text{kg} - m$$

$A_{S\text{maximo}}$ Art. 5.7.3.3.1 AASHTO LRFD

Una sección no sobre reforzada cumple con $c/d_e \leq 0.42$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.41}{0.85} = 1.66\text{cm}$$

$$d_e = 61.7\text{cm}$$

$$c/d_e = 1.66/61.7 = 0.03 < 0.42 \quad \text{CUMPLE}$$

$A_{S\text{minimo}}$ Art. 5.7.3.3.2 AASHTO LRFD

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.22Mcr y 1.33Mu:

- 1.22Mcr=1.2fr*S

Donde:

$$fr = 2.01\sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 2.01\sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100(70)^2}{6} = 81,666.7 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 32,957.4 \text{ kg.m}$$

- $1.33M_u$

$$1.33M_u = 1.33(11,536.8 \text{ kg.m})$$

$$1.33M_u = 15,344 \text{ kg.m}$$

El menor valor es 15,344kg-m y el acero calculado de 8.0cm^2 que resiste $M_u=20,049\text{kg} - m > 15,344\text{kg-m}$

Se usara $1\phi 5/8" @ 0.25\text{m}$

h) Revision de la punta por Corte:

Calculo de d_v (Art. 5.8.2.9 AASHTO LRFD)

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_c - a/2 = 61.7 - 1.41/2$$

$$d_v = 61 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que :

$$0.9d_c = 0.9(61.70) = 55.53 \text{ cm}$$

$$0.72h = 0.72(70) = 50.4 \text{ cm}$$

CUMPLE

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_u = q_u(L_{punta} - d_v)$$

$$V_u = 47,089 \text{ kg} (95 - 61)$$

$$V_u = 16,010\text{kg/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 5.8.2.1-2 AASHTO LRFD}$$

$$\phi_f = 1 \quad \text{Art. 11.6.5 AASHTO LRFD}$$

Siendo V_n el menor de

- $V_n = V_c + V_s + V_p \quad \text{Ec. 5.8.3.3-1 AASHTO LRFD}$
- $V_n = 0.25f'_{cb_v}d_v + V_p \quad \text{Ec. 5.8.3.3-2 AASHTO LRFD}$

$$V_c = 0.53\sqrt{280}(100)(61) + V_p$$

$$V_c = 54098\text{kg}$$

Con $V_p=0$ (Reaccion por pretensado) y $V_s=0$ (Reaccion por armadura de corte)

Menor valor de V_n

- $\begin{cases} V_n = 54098\text{kg} \\ V_n = 427,000\text{kg} \end{cases}$

$$V_n = 54,098\text{kg}$$

La resistencia del concreto al corte

$$V_r = 1.0(54,098\text{kg})$$

$$V_r = 54,098\text{kg}$$

$$54,098\text{kg} > 16,010\text{kg/m} \quad \text{CUMPLE}$$

CAPITULO VI:
ANALISIS COMPARATIVO

6.1 COMPARACIÓN DE DISEÑOS AASHTO STANDARD VRS AASHTO LRFD

Tabla 6.1. Tabla Resumen de aceros de refuerzo de cada estructura con sus respectivos espaciamientos para los diseños con las normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD.

| | AASHTO STANDARD | | AASHTO LRFD | |
|--|---|---------------------|---|---------------------|
| TIPO DE ACERO | ACERO DE REFUERZO Y/O PREESFORZADO (Varilla) | METRADO (ml) | ACERO DE REFUERZO Y/O PREESFORZADO | METRADO (ml) |
| LOSA DE CONCRETO REFORZADO | | | | |
| Tramo Central Losa de Concreto Reforzado | | | | |
| Transversal | # 6 @ 30 cm | 955.50 | # 6 @ 35 cm | 787.50 |
| Longitudinal | # 6 @ 45 cm | 311.80 | # 6 @ 50 cm | 275.10 |
| Temperatura | # 4 @ 25 cm | 568.55 | # 4 @ 50 cm | 275.10 |
| Voladizo Losa de Concreto Reforzado | | | | |
| Transversal | # 6 @ 25 cm | 183.75 | # 6 @ 15 cm | 342.50 |
| Longitudinal | # 6 @ 35 cm | 73.50 | # 6 @ 20 cm | 110.10 |
| Temperatura | # 4 @ 25 cm | 91.70 | # 4 @ 50 cm | 36.70 |
| BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | |
| Transversal | # 5 @ 50 cm | 82.55 | # 5 @ 35 cm | 117.90 |
| Longitudinal | 12 # 4 @ 15 cm | 220.10 | 12 # 4 @ 15 cm | 220.10 |
| Temperatura | ----- | ----- | ----- | ----- |
| Interface y Gancho | # 5 @ 30 cm | 61.50 | # 5 @ 35 cm | 52.5 |
| ACERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | |
| Transversal | # 6 @ 50 cm | 37.0 | # 6 @ 50 cm | 37.0 |
| Longitudinal | ----- | ----- | ----- | ----- |
| Temperatura | # 4 @ 30 cm | 55.00 | # 4 @ 30 cm | 55.00 |
| VIGAS TRANSVERSALES DE CONCRETO REFORZADO | | | | |

| | | | | |
|---|--|---------------|---|---------------|
| Transversal | # 3 @ 35 cm | 26.75 | # 3 @ 35 cm | 26.40 |
| Longitudinal | 3 varillas # 4 Cada viga | 73.50 | 3 varillas # 4 Cada Viga | 73.50 |
| Temperatura | ----- | ----- | ----- | ----- |
| VIGAS LONGITUDINALES DE CONCRETO PRETENSADO | | | | |
| Transversal | # 3 @ 65 cm | | # 3 @ 8.5 cm En 34.30 cm en cada apoyo | 29.20 |
| Longitudinal | 18 Torones # 13 Cada Viga | 330.50 | 18 torones # 13 Cada Viga Interior | 330.50 |
| | | | 33 torones # 13 Viga Exterior | 605.50 |
| Temperatura | ----- | ----- | ----- | ----- |
| ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | | | | |
| Pantalla de Estribo de Concreto Reforzado | | | | |
| Transversal | # 8 @ 25 cm | 410.10 | # 8 @ 25 cm | 410.10 |
| Longitudinal | # 8 @ 25 cm | | # 8 @ 25 cm | |
| Temperatura | # 5 @ 30 cm | 360.0 | # 5 @ 30 cm | 360.0 |
| Cimentación de Estribo de Concreto Reforzado | | | | |
| Transversal | # 8 @ 25 cm | 143.5 | # 8 @ 45 cm | 80.5 |
| Longitudinal | ----- | ----- | # 5 @ 25 cm | 143.5 |
| Temperatura | # 5 @ 15 cm | 238 | # 5 @ 35 cm | 200.0 |

Tabla 6.2. Tabla Resumen y comparación del metraje de acero de refuerzo estructural para cada elemento con las normativas aplicadas.

Nota: Para el cálculo de acero de la tabla para vigas transversales, acera, barrera y estribos solamente se ha indicado la cantidad de un elemento.

| | | AASHTO STANDARD | AASTHO LRFD |
|---------------------|-----------------------|--------------------|-----------------|
| ESTRUCTURA | CALIBRE DE VARILLA | METRADO (ml) | METRADO (ml) |
| LOSA CENTRAL | # 4 | 568.55 | 275.10 |
| | # 6 | 1267.30 | 1062.60 |
| VOLADIZO | # 4 | 91.70 | 36.70 |
| | # 6 | 257.25 | 452.60 |
| BARRERA | # 4 | 220.10 | 220.10 |
| | # 5 | 144.05 | 170.40 |
| ACERA | # 4 | 55.00 | 55.00 |
| | # 6 | 37.00 | 37.00 |
| VIGA TRANSVERSAL | # 3 | 26.75 | 26.40 |
| | # 4 | 73.50 | 73.50 |
| ESTRIBO | # 5 | 798 | 703.5 |
| | # 8 | 553.5 | 490.5 |

Tabla 6.3. Tabla Resumen de metraje, cantidad de varillas de 6 metros y su equivalente en quintales de acero de refuerzo con la norma AASHTO ESTÁNDAR.

Nota: Para la obtención del acero necesario se a considerado en su totalidad la cantidad de elementos en cada uno de los apartados.

| ESTRUCTURA | CALIBRE DE VARILLA | AASHTO STANDARD | | |
|---------------------------|-----------------------|-----------------|----------------------|--------------------|
| | | METRADO (ml) | CANTIDAD VARILLAS | QUINTALES ACERO |
| LOSA CENTRAL | # 4 | 568.55 | 95 | 12.70 |
| | # 6 | 1267.30 | 212 | 63.85 |
| VOLADIZO (2 unidades) | # 4 | 183.4 | 31 | 4.14 |
| | # 6 | 514.50 | 86 | 25.9 |

| | | | | |
|--|-----|--------|-----|------|
| BARRERA (2 unidades) | # 4 | 440.20 | 74 | 9.89 |
| | # 5 | 288.10 | 48 | 10 |
| ACERA (2 unidades) | # 4 | 110.0 | 19 | 2.54 |
| | # 6 | 74.00 | 13 | 3.92 |
| VIGA TRANSVERSAL (5 unidades) | # 3 | 133.75 | 23 | 1.73 |
| | # 4 | 367.50 | 62 | 8.29 |
| ESTRIBO (2 unidades) | # 5 | 1596 | 266 | 56 |
| | # 8 | 1107 | 185 | 97 |

Tabla 6.4. Tabla Resumen de metraje, cantidad de varillas de 6 metros y su equivalente en quintales de acero de refuerzo con la norma AASHTO LRFD.

Nota: Para la obtención del acero necesario se a considerado en su totalidad la cantidad de elementos en cada uno de los apartados.

| | AASHTO LRFD | | | |
|----------------------------------|---------------------------|---------------------|--------------------------|------------------------|
| ELEMENTOS | CALIBRE DE VARILLA | METRADO (ml) | CANTIDAD VARILLAS | QUINTALES ACERO |
| LOSA CENTRAL | # 4 | 275.10 | 46 | 6.15 |
| | # 6 | 1062.60 | 178 | 53.61 |
| VOLADIZO (2 unidades) | # 4 | 73.40 | 13 | 1.74 |
| | # 6 | 905.20 | 151 | 45.48 |
| BARRERA (2 unidades) | # 4 | 440.2 | 74 | 9.89 |
| | # 5 | 340.80 | 57 | 11.90 |

| | | | | |
|--|-----|--------|-----|------|
| ACERA (2 unidades) | # 4 | 110.00 | 19 | 2.54 |
| | # 6 | 74.00 | 13 | 3.92 |
| VIGA TRANSVERSAL (5 unidades) | # 3 | 132 | 22 | 1.66 |
| | # 4 | 367.5 | 62 | 8.29 |
| ESTRIBO (2 unidades) | # 5 | 1407 | 235 | 49.1 |
| | # 8 | 981 | 164 | 86 |

Tabla 6.5. Tabla Comparación de Cantidades de quintales de acero requeridos en cada diseño.

| | | AASHTO STANDARD | AASTHO LRFD |
|-----------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| ESTRUCTURA | CALIBRE DE VARILLA | QUINTALES DE ACERO | QUINTALES DE ACERO |
| LOSA CENTRAL | # 4 | 12.70 | 6.15 |
| | # 6 | 63.85 | 53.61 |
| VOLADIZO | # 4 | 4.14 | 1.74 |
| | # 6 | 25.9 | 45.48 |
| BARRERA | # 4 | 9.89 | 9.89 |
| | # 5 | 10 | 11.90 |
| ACERA | # 4 | 2.54 | 2.54 |
| | # 6 | 3.92 | 3.92 |
| VIGA TRANSVERSAL | # 3 | 1.73 | 1.66 |
| | # 4 | 8.29 | 8.29 |
| ESTRIBO | # 5 | 56 | 49.1 |

| | | | |
|--|-----|----|----|
| | # 8 | 97 | 86 |
|--|-----|----|----|

Tabla 6.6. Tabla de Cantidades de Concreto requerido en cada elemento de diseño.

| | AASHTO STANDARD | AASTHO LRFD |
|-------------------------|--|--|
| ELEMENTO | VOLUMEN DE CONCRETO (m³) | VOLUMEN DE CONCRETO (m³) |
| LOSA CENTRAL | 31.47 | 30.26 |
| VOLADIZO | 8.88 | 10.09 |
| BARRERA | 7.11 | 7.11 |
| ACERA | 7.34 | 7.34 |
| VIGA TRANSVERSAL | 3.51 | 3.38 |
| ESTRIBOS | 99.40 | 92.6 |

6.2 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE COSTOS.

El factor económico es uno de los más importantes aspectos que se deben considerar a la hora de ejecutar un proyecto, es por esto que se hace necesario para cumplir con los objetivos del presente trabajo, realizar un análisis de costos que lleve a obtener un dato de cuanto costaría la construcción de un puente con las características anteriormente descritas con las metodologías utilizadas para el diseño estructural del mismo.

Para la realización del presupuesto se tuvieron en cuenta parámetros como:

- Los precios utilizados para la realización de precios unitarios y el presupuesto son los correspondientes al año en que se desarrolla el trabajo de grado, el cual es 2014; éstos fueron proporcionados mediante cotizaciones efectuados a diversos proveedores.
- Las cantidades de obra de los puentes fueron calculados mediante los análisis estructurales con cada una de las normativas en estudio.

| PRESUPUESTO DISEÑO CON LA NORMA AASHTO STANDARD | | | | |
|---|--------|----------|-----------------|-------------------|
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUB TOTAL SIN IVA |
| 1.0 OBRAS PRELIMINARES | | | | \$ 7.000,00 |
| 1.1. TOPOGRAFIA | SG | 1,00 | \$ 5.500,00 | \$ 5.500,00 |
| 1.2. INSTALACIONES PROVISIONALES | SG | 1,00 | \$ 1.500,00 | \$ 1.500,00 |
| 2.0 TERRACERIA | | | | \$ 1.908,20 |
| 2.1 EXCAVACION Y DESALOJO | M3 | 115,50 | \$ 6,94 | \$ 801,57 |
| 2.2. RELLENO CON MATERIAL SELECTO | M3 | 19,50 | \$ 11,75 | \$ 229,13 |
| 2.3. COMPACTACION DE SUELO CEMENTO | M3 | 19,50 | \$ 45,00 | \$ 877,50 |
| 3.0 ESTRUCTURA DE PUENTE | | | | \$ 87.029,55 |
| 3.1. LOSA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 15.325,45 |
| 3.1.1. LOSA TRAMO CENTRAL | | | | \$ 11.136,51 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 31,47 | \$ 52,25 | \$ 1.644,31 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 12,70 | \$ 124,00 | \$ 1.574,80 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 63,85 | \$ 124,00 | \$ 7.917,40 |
| 3.1.2. LOSA EN VOLADIZO | | | | \$ 4.188,94 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 8,88 | \$ 52,25 | \$ 463,98 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 4,14 | \$ 124,00 | \$ 513,36 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 25,90 | \$ 124,00 | \$ 3.211,60 |

| | | | | |
|--|------------|--------------|---------------------|---------------------|
| 3.2. VIGAS PRETENSADAS | | | | \$ 40.000,00 |
| 3.2.1. VIGAS EXTERIORES PRETENSADAS (Vigas con 18 Torones # 13 grado 270) | C/U | 4,00 | \$ 10.000,00 | \$ 40.000,00 |
| 3.3. VIGAS DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 1.425,88 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 3,51 | \$ 52,25 | \$ 183,40 |
| Acero # 3. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 1,73 | \$ 124,00 | \$ 214,52 |
| Acero # 4. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 8,29 | \$ 124,00 | \$ 1.027,96 |
| 3.4. ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 24.165,65 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 99,40 | \$ 52,25 | \$ 5.193,65 |
| Acero # 5. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 56,00 | \$ 124,00 | \$ 6.944,00 |
| Acero # 8. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 97,00 | \$ 124,00 | \$ 12.028,00 |
| 3.5. BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 2.837,86 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 7,11 | \$ 52,25 | \$ 371,50 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 9,89 | \$ 124,00 | \$ 1.226,36 |
| Acero # 5. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 10,00 | \$ 124,00 | \$ 1.240,00 |
| 3.6. ACERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 1.184,56 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 7,34 | \$ 52,25 | \$ 383,52 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 2,54 | \$ 124,00 | \$ 314,96 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 3,92 | \$ 124,00 | \$ 486,08 |

| | | | | |
|----------------------------------|------------|----------------------|--------------------|---------------------|
| 3.7. APOYOS ELASTOMERICOS | C/U | 8,00 | \$ 261,27 | \$ 2.090,16 |
| 4.0 PAVIMENTOS | | | | \$ 3.588,33 |
| Mezcla asfáltica en caliente | M3 | 7,15 | \$ 376,22 | \$ 2.689,97 |
| Riego de imprimación de liga | m2 | 143,05 | \$ 2,19 | \$ 313,28 |
| Perfilado de capas asfálticas | m2 | 143,05 | \$ 4,09 | \$ 585,07 |
| 5.0 OBRAS EXTERIORES | | | | \$ 1.650,00 |
| 5.1. SEÑALIZACION | SG | 1,00 | \$ 1.200,00 | \$ 1.200,00 |
| 5.2. ROTULO | SG | 1,00 | \$ 450,00 | \$ 450,00 |
| 6.0 OTROS | | | | \$ - |
| | | SUB TOTAL | | \$101.176,07 |
| | | IVA | | \$13.152,89 |
| | | TOTAL CON IVA | | \$114.328,96 |

| PRESUPUESTO CON LA NORMA AASHTO LRFD | | | | |
|---|---------------|-----------------|------------------------|--------------------------|
| DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUB TOTAL SIN IVA |
| 1.0 OBRAS PRELIMINARES | | | | \$ 7.000,00 |
| 1.1. TOPOGRAFIA | SG | 1,00 | \$ 5.500,00 | \$ 5.500,00 |
| 1.2. INSTALACIONES PROVISIONALES | SG | 1,00 | \$ 1.500,00 | \$ 1.500,00 |
| 2.0 TERRACERIA | | | | \$ 1.908,20 |
| 2.1 EXCAVACION Y DESALOJO | M3 | 115,50 | \$ 6,94 | \$ 801,57 |
| 2.2. RELLENO CON MATERIAL SELECTO | M3 | 19,50 | \$ 11,75 | \$ 229,13 |

| | | | | |
|---|-----|-------|--------------|--------------|
| 2.3. COMPACTACION DE SUELO CEMENTO | M3 | 19,50 | \$ 45,00 | \$ 877,50 |
| 3.0 ESTRUCTURA DE PUENTE | | | | \$ 94.723,14 |
| 3.1. LOSA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 15.373,81 |
| 3.1.1. LOSA TRAMO CENTRAL | | | | \$ 8.991,33 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 30,26 | \$ 52,25 | \$ 1.581,09 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 6,15 | \$ 124,00 | \$ 762,60 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 53,61 | \$ 124,00 | \$ 6.647,64 |
| 3.1.2. LOSA EN VOLADIZO | | | | \$ 6.382,48 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 10,09 | \$ 52,25 | \$ 527,20 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 1,74 | \$ 124,00 | \$ 215,76 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 45,48 | \$ 124,00 | \$ 5.639,52 |
| 3.2. VIGAS PRETENSADAS | | | | \$ 50.000,00 |
| 3.2.1. VIGAS EXTERIORES PRETENSADAS (Vigas con 33 Torones # 13 grado 270) | C/U | 2,00 | \$ 15.000,00 | \$ 30.000,00 |
| 3.2.2. VIGAS INTERIORES PRETENSADAS (Vigas con 18 Torones # 13 grado 270) | C/U | 2,00 | \$ 10.000,00 | \$ 20.000,00 |
| 3.3. VIGAS DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 1.410,41 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 3,38 | \$ 52,25 | \$ 176,61 |
| Acero # 3. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 1,66 | \$ 124,00 | \$ 205,84 |
| Acero # 4. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 8,29 | \$ 124,00 | \$ 1.027,96 |
| 3.4. ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 21.590,75 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 92,60 | \$ 52,25 | \$ 4.838,35 |
| Acero # 5. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 49,10 | \$ 124,00 | \$ 6.088,40 |
| Acero # 8. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 86,00 | \$ 124,00 | \$ 10.664,00 |
| 3.5. BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 3.073,46 |

| | | | | |
|---|------------|-------------|----------------------|---------------------|
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 7,11 | \$ 52,25 | \$ 371,50 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 9,89 | \$ 124,00 | \$ 1.226,36 |
| Acero # 5. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 11,90 | \$ 124,00 | \$ 1.475,60 |
| 3.6. ACERA DE CONCRETO REFORZADO | | | | \$ 1.184,56 |
| Concreto f'c= 280 Kg/cm2 | M3 | 7,34 | \$ 52,25 | \$ 383,52 |
| Acero # 4. Varilla corrugada grado 60 | QQ | 2,54 | \$ 124,00 | \$ 314,96 |
| Acero # 6. Varilla Corrugada grado 60. | QQ | 3,92 | \$ 124,00 | \$ 486,08 |
| 3.7. APOYOS ELASTOMERICOS | C/U | 8,00 | \$ 261,27 | \$ 2.090,16 |
| 4.0 PAVIMENTOS | | | | \$ 3.452,21 |
| Mezcla asfáltica en caliente | M3 | 6,88 | \$ 376,22 | \$ 2.588,39 |
| Riego de imprimación de liga | m2 | 137,55 | \$ 2,19 | \$ 301,23 |
| Perfilado de capas asfálticas | m2 | 137,55 | \$ 4,09 | \$ 562,58 |
| 5.0 OBRAS EXTERIORES | | | | \$ 1.650,00 |
| 5.1. SEÑALIZACION | SG | 1,00 | \$ 1.200,00 | \$ 1.200,00 |
| 5.2. ROTULO | SG | 1,00 | \$ 450,00 | \$ 450,00 |
| 6.0 OTROS | | | | \$ - |
| | | | SUB TOTAL | \$108.733,54 |
| | | | IVA | \$14.135,36 |
| | | | TOTAL CON IVA | \$122.868,90 |

PRESUPUESTO CON NORMA AASHTO STANDARD

| DESCRIPCION | SUB TOTAL SIN IVA |
|---|-------------------|
| 1.0 OBRAS PRELIMINARES | \$ 7.000,00 |
| 2.0 TERRACERIA | \$ 1.908,20 |
| 3.0 ESTRUCTURA DE PUENTE | \$ 87.029,55 |
| 3.1. LOSA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 15.325,45 |
| 3.2. VIGAS PRETENSADAS | \$ 40.000,00 |
| 3.3. VIGAS DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.425,88 |

| | |
|-------------------------------------|---------------------|
| 3.4. ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 24.165,65 |
| 3.5. BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 2.837,86 |
| 3.6. ACERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.184,56 |
| 3.7. APOYOS ELASTOMERICOS | \$ 2.090,16 |
| 4.0 PAVIMENTOS | \$ 3.588,33 |
| 5.0 OBRAS EXTERIORES | \$ 1.650,00 |
| 6.0 OTROS | \$ - |
| SUB TOTAL | \$101.176,07 |
| IVA | \$13.152,89 |
| TOTAL CON IVA | \$114.328,96 |

PRESUPUESTO CON NORMA AASHTO LRFD

| DESCRIPCION | SUB TOTAL SIN IVA |
|---|---------------------|
| 1.0 OBRAS PRELIMINARES | \$ 7.000,00 |
| 2.0 TERRACERIA | \$ 1.908,20 |
| 3.0 ESTRUCTURA DE PUENTE | \$ 94.723,14 |
| 3.1. LOSA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 15.373,81 |
| 3.2. VIGAS PRETENSADAS | \$ 50.000,00 |
| 3.3. VIGAS DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.410,41 |
| 3.4. ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 21.590,75 |
| 3.5. BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 3.073,46 |
| 3.6. ACERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.184,56 |
| 3.7. APOYOS ELASTOMERICOS | \$ 2.090,16 |
| 4.0 PAVIMENTOS | \$ 3.452,21 |
| 5.0 OBRAS EXTERIORES | \$ 1.650,00 |
| 6.0 OTROS | \$ - |
| SUB TOTAL | \$108.733,54 |
| IVA | \$14.135,36 |
| TOTAL CON IVA | \$122.868,90 |

**COMPARACIÓN DE PRESUPUESTOS CON NORMAS AASHTO STANDARD
Y AASHTO LRFD.**

| DESCRIPCION | SUB TOTAL SIN IVA | SUB TOTAL SIN IVA |
|--|--------------------------|--------------------------|
| 1.0 OBRAS PRELIMINARES | \$ 7.000,00 | \$ 7.000,00 |
| 2.0 TERRACERIA | \$ 1.908,20 | \$ 1.908,20 |
| 3.0 ESTRUCTURA DE PUENTE | \$ 87.029,55 | \$ 94.723,14 |
| 3.1. LOSA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 15.325,45 | \$ 15.373,81 |
| 3.2. VIGAS PRETENSADAS | \$ 40.000,00 | \$ 50.000,00 |
| 3.3. VIGAS DIAFRAGMAS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.425,88 | \$ 1.410,41 |
| 3.4. ESTRIBOS DE CONCRETO REFORZADO | \$ 24.165,65 | \$ 21.590,75 |
| 3.5. BARRERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 2.837,86 | \$ 3.073,46 |
| 3.6. ACERA DE CONCRETO REFORZADO | \$ 1.184,56 | \$ 1.184,56 |
| 3.7. APOYOS ELASTOMERICOS | \$ 2.090,16 | \$ 2.090,16 |
| 4.0 PAVIMENTOS | \$ 3.588,33 | \$ 3.452,21 |
| 5.0 OBRAS EXTERIORES | \$ 1.650,00 | \$ 1.650,00 |
| SUB TOTAL | \$101.176,07 | \$108.733,54 |
| IVA | \$13.152,89 | \$14.135,36 |
| TOTAL CON IVA | \$114.328,96 | \$122.868,90 |

CAPITULO VII:

**CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES**

7.1 CONCLUSIONES

Al revisar los objetivos planteados al comienzo de esta memoria, se puede decir que se concretaron de buena manera. Se estudiaron las disposiciones de la norma AASHTO LRFD y se aplicaron al diseño de distintos modelos, comparándolas posteriormente con el diseño según la norma AASHTO STANDARD.

- Los valores obtenidos para la carga viva en el diseño con la norma LRFD difieren de la norma AASHTO STANDARD debido a que utilizan vehículos de diseño distintos en sus respectivos análisis. En LRFD se considera la carga de camión más la carga de carril, a diferencia de la norma Standard que considera solo la carga de camión. Esto provoca mayores solicitaciones finales sobre los elementos, lo que no se traduce en mayor cantidad de armadura.
- En la norma de diseño AASHTO LRFD se analizan los estados límites de resistencia, servicio y evento extremo con sus respectivos factores de carga y en la norma AASHTO STANDARD se analizan los estados de servicio y resistencia elástica sin factorar cargas; esto conlleva a obtener patrones de carga distintos con cada método.
- Se obtuvieron diferentes valores en la cantidad de acero requerido en los elementos de concreto reforzado del puente utilizando la norma AASHTO STANDARD.
- Los factores reductores de capacidad afectan el análisis del cortante y momento flexionante según la norma AASHTO LRFD a diferencia de la normativa STANDARD, donde la capacidad resistente es igual a la capacidad nominal.

7.2 RECOMENDACIONES.

La normativa para el diseño de puentes AASHTO LRFD cumple con criterios de seguridad, serviciabilidad que hoy en día se requieren, mientras que la norma AASHTO STANDARD usa criterios que en la actualidad no son aceptable.

Realizar el diseño de la sección transversal de la estructura con el acero principal perpendicular al tráfico, facilitando la determinación de los efectos causados por la carga viva.

BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway And Transportation Officials (1996): Standard specifications for bridges: Washington - USA.
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2004): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington – USA
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2007): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington - USA.
- Richard M. Barker (1997): Design of Highway Bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications.
- RAMIREZ CORIA, PAOLA ELIZABETH Y LEON AVILA, NIKHY JEAHSON. Apoyo didáctico en la asignatura de puentes civ 312. Universidad Mayor de San Simón Facultad de Ciencias y Tecnología Carrera de ingeniería civil Colombia 2010.
- GÓMEZ JOHNSON, RONALD CESAR. Comparación entre las filosofías de diseño por esfuerzos admisibles, factores de carga y Factores de carga y resistencia en el diseño de superestructuras de puentes vehiculares bajo la acción de cargas gravitacionales. Universidad Nacional Autónoma de México, 2008.
- Norma técnica de diseño por sismo de la Republica de El Salvador. ASOCIACION SALVADOREÑA DE INGENIEROS Y ARQUITECTOS Y MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR.1997
- TEODORE E HARMSSEN. Design of Pre Stressed Concrete (2nd Ed.) Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 3a edicion 2002
- Arthur H. Nilson Design of Pre Stressed Concrete (2nd Ed.) 1987

ANEXOS.



ANEXO 1. Fotografía 1 Puente Conchaliíto.



ANEXO 2. Fotografía 2 Puente Conchaliíto.



ANEXO 3. Fotografía 3 Puente Conchaliíto.



ANEXO 4. Fotografía 4 Puente Conchaliíto.

características en G. 40 y G. 60.

| Número Designación | Diámetro Nominal (pulg.) | Varillas por quintal | | |
|--------------------|--------------------------|----------------------|-------|--------|
| | | 6 mts | 9 mts | 12 mts |
| 3 | 3/8 | 13.29 | 8.86 | 6.65 |
| 4 | 1/2 | 7.48 | 4.99 | 3.74 |
| 5 | 5/8 | 4.79 | 3.20 | 2.40 |
| 6 | 3/4 | 3.32 | 2.22 | 1.66 |
| 7 | 7/8 | 2.45 | 1.63 | 1.22 |
| 8 | 1 | 1.87 | 1.25 | 0.94 |
| 9 1 | 1/8 | 1.47 | 0.98 | 0.74 |
| 10 1 | 1/2 | 1.16 | 0.77 | 0.58 |
| 11 1 | 3/8 | 0.94 | 0.63 | 0.47 |

ANEXO 5. Tabla de número de varillas por quintal en aceros de refuerzo grado 40 y grado 60, para varillas corrugadas.

| ESPECIFICACIONES | | | | | | |
|------------------|--------|-------|--------------|-----------------|------------|---------------|
| VARILLA No | MEDIDA | | PESO kg/m | PERIMETRO mm | ÁREA cm | PIEZAS ton |
| | mm | pulg. | | | | |
| 2.5 | 7.9 | 5/16 | 0.384 | 24.8 | 0.49 | 217+-7 |
| 3 | 9.5 | 3/8 | 0.557 | 29.8 | 0.71 | 149+-4 |
| 4 | 12.7 | 1/2 | 0.996 | 39.9 | 1.27 | 84+-2 |
| 5 | 15.9 | 5/8 | 1.560 | 50.0 | 1.99 | 54+-1 |
| 6 | 19.1 | 3/4 | 2.250 | 60.0 | 2.87 | 37+-1 |
| 8 | 25.4 | 1 | 3.975 | 79.8 | 5.07 | 21 |
| 10 | 31.8 | 1 1/4 | 6.225 | 99.9 | 7.94 | 13 |
| 12 | 38.1 | 1 1/2 | 8.938 | 119.7 | 11.40 | 9 |

ANEXO 6. Tabla de propiedades de varillas de acero de refuerzo grado 60.

| TABLA 1 Requisitos de Resistencia a la Rotura | | | | | |
|---|-----------------------------|---|--|---------------------------------------|--|
| Designación de Torón N° | Diámetro de Torón, mm [in.] | Resistencia a la Rotura Mínima del Torón, kN [lb] | Área de Acero del Torón, mm ² [in. ²] | Peso del Torón kg/1000 m [lb/1000 ft] | |
| Grado 1725 [250] | | | | | |
| 6 | 6.4 [0.250] | 40.0 [9 000] | 23.2 [0.036] | 182 [122] | |
| 8 | 7.9 [0.313] | 64.5 [14 500] | 37.4 [0.058] | 294 [197] | |
| 9 | 9.5 [0.375] | 89.0 [20 000] | 51.6 [0.080] | 405 [272] | |
| 11 | 11.1 [0.438] | 120.1 [27 000] | 69.7 [0.108] | 548 [367] | |
| 13 | 12.7 [0.500] | 160.1 [36 000] | 92.9 [0.144] | 730 [490] | |
| 15 | 15.2 [0.600] | 240.2 [54 000] | 139.4 [0.216] | 1094 [737] | |
| Grado 1860 [270] | | | | | |
| 9 | 9.53 [0.375] | 102.3 [23 000] | 54.8 [0.085] | 432 [290] | |
| 11 | 11.11 [0.438] | 137.9 [31 000] | 74.2 [0.115] | 582 [390] | |
| 13 | 12.70 [0.500] | 183.7 [41 300] | 98.7 [0.153] | 775 [520] | |
| 13a | 13.20 [0.520] | 200.2 [45 000] | 107.7 [0.167] | 844 [568] | |
| 14 | 14.29 [0.563] | 230.0 [51 700] | 123.9 [0.192] | 970 [651] | |
| 15 | 15.24 [0.600] | 260.7 [58 600] | 140.0 [0.217] | 1102 [740] | |
| 18 | 17.78 [0.700] | 353.2 [79 400] | 189.7 [0.294] | 1487 [1000] | |

ANEXO 7. Tabla con características de los aceros de pressfuerzo según la norma ASTM A 416/A416M – 06.