

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO GUARIO EN
EL TRAMO VIAL LOCAL 05 (L005), EN LA PROGRESIVA 9+025,
ENTRE LOS MUNICIPIOS ANACO- SANTA ANA
DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Autor (es):

**Valecillos, Génesis Dayathna
Betancourt Mayo, Fernando Soléxis**

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como
Requisito para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Marzo de 2020.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO GUARIO EN
EL TRAMO VIAL LOCAL 05 (L005), EN LA PROGRESIVA 9+025,
ENTRE LOS MUNICIPIOS ANACO- SANTA ANA
DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Ing. Cabrera, Daniel

Tutor Académico

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como
Requisito para optar al Título de:

INGENIERO CIVIL

Cantaura, Marzo de 2020.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO GUARIO EN
EL TRAMO VIAL LOCAL 05(L005), EN LA PROGRESIVA 9+025,
ENTRE LOS MUNICIPIOS ANACO- SANTA ANA
DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

El Jurado hace constar que asignó a esta tesis la clasificación de:

APROBADO

Jurado calificador:

Ing. González, Anabel

Jurado Principal

Ing. Cermeño, Carlos

Jurado Principal

Trabajo de Grado presentado ante la Universidad de Oriente como
Requisito para optar al Título de:

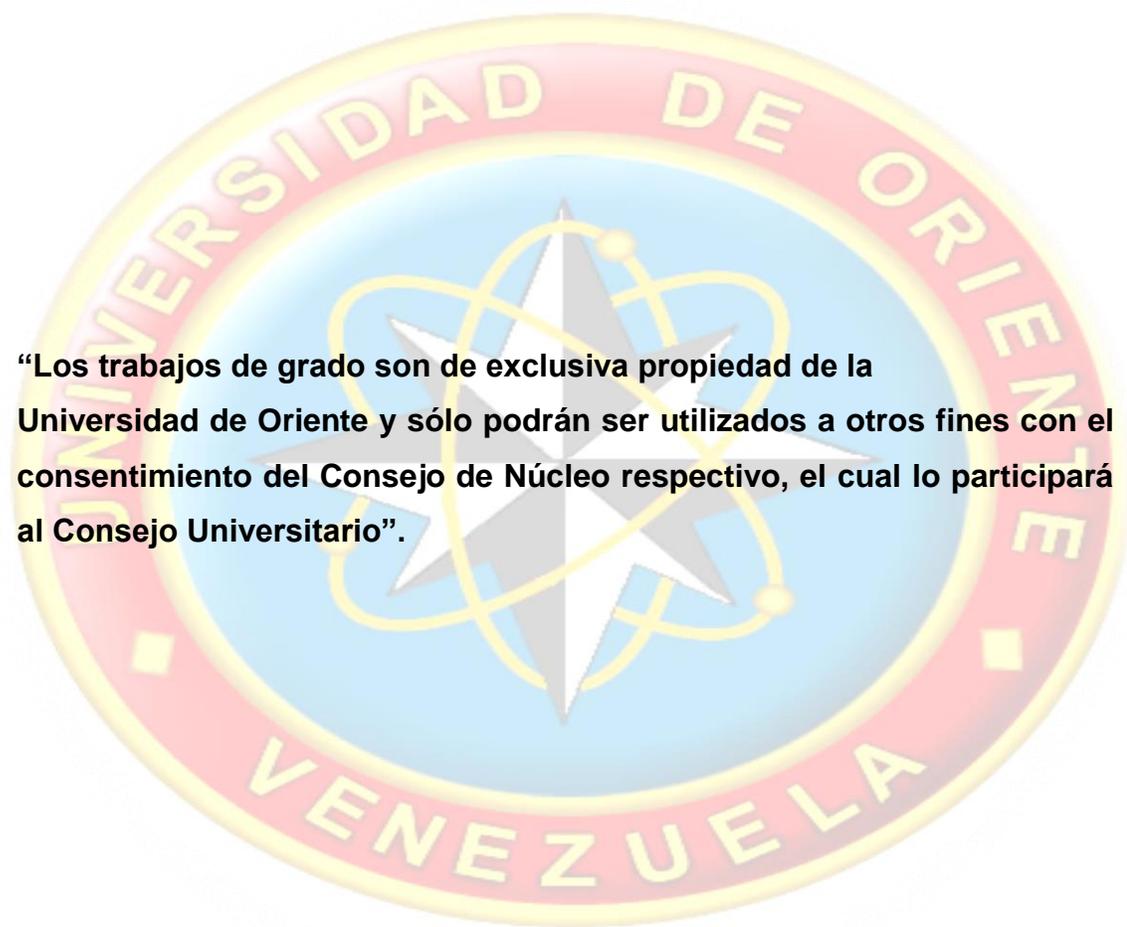
INGENIERO CIVIL

Cantaura, Marzo de 2020.

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 41 del Reglamento de trabajos de grado:

“Los trabajos de grado son de exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del Consejo de Núcleo respectivo, el cual lo participará al Consejo Universitario”.



DEDICATORIA

Dedico este proyecto logrado a mis padre y autores de vida Carlos Betancourt e Isabel Mayo, por su amor, lucha y sacrificio constante, por ellos he logrado llegar hasta aquí y convertirme en lo que soy, es un privilegio y un orgullo para mi ser uno de sus hijos.

A mi hermana Yesica Betancourt, por haber sido mi principal compañera de lucha dentro y fuera de las aulas de clase, y por su apoyo moral brindado a lo largo de esta etapa.

A mi hermano el pequeño Carlos Eduardo, quien con su entusiasmo trajo alegría a nuestras vidas, espero que este proyecto sea un ejemplo para ti y algún día seas tú el que obtenga el privilegio de ser todo un profesional.

A mi segunda casa la Universidad De Oriente – Extensión Cantaura, por acobijarme y darme la oportunidad de formarme profesionalmente.

Y que nadie se quede por fuera, este trabajo de grado va dedicado a todos mis familiares, amigos y demás personas que han apoyado y hecho que este trabajo se realice con éxito.

Fernando S. Betancourt, M.

DEDICATORIA

Principalmente le dedico a Dios todo Poderoso por haberme dado la vida quien como guía ha estado presente bendiciéndome y dándome fuerza y fortaleza para continuar con mis metas trazadas.

A mis padres a quienes le debo lo que soy .A mi Mamá Maritza por ayudarme a construir mi sueños, por ser una mujer excepcional. A mi Papá Pedro por apoyarme en cada momento de mi vida. Les dedico este gran logro, por sus apoyos, consejos, comprensión, amor y por ser el pilar más importante de mi vida. Me ha dado todo lo que soy como persona, mis valores, mis principios, mi carácter, mi empeño, mi perseverancia para conseguir mis objetivos. A mi hermano Adrián por estar siempre presente y brindándome su apoyo.

A mis Abuelos Aura y Eduviges que fueron unos segundos padres para mí y que siempre tuvieron una palabra amor, aliento, consejos, luz y sabiduría; y que desde el cielo sé que están muy contentos por este gran logro que he consiguiendo en mi vida profesional.

También les dedico este estudio a mis familiares los que de una manera u otra han puesto en mi dedicación, valentía y motivación y que siempre ha tenido consejos positivos para mi vida.

A mi compañero de Tesis Fernando Betancourt que ha sido un pilar en este trabajo de grado y que siempre he contado con él.

A mis amigos que siempre están ahí para lo que necesito y por su gran apoyo que he tenido de ellos a lo largo de la carrera, siempre los llevare en mi corazón.

Génesis Dayathná Valecillos.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a Dios por darme la sabiduría y entendimiento necesario durante todos estos años para lograr esta meta propuesta, importante para mi formación profesional.

En cuanto a todas las personas involucradas en ese proyecto sé que me faltaran paginas para agradecerles a cada una de ellas, pero si es importante resaltar el reconocimiento especial, el cual es para mi madre y mi padre que con esfuerzo y dedicación ayudaron a culminar mi carrera universitaria y me dieron el apoyo suficiente para no decaer cuando todo parecía complicado e imposible.

Asimismo agradezco infinitamente a mis hermanos quienes con palabras me hacen sentir orgulloso de lo que soy y de lo que les puedo enseñar.

A toda mi familia en general por permanecer juntos en todo momento, gracias en especial a mis primos hermanos Néstor y Antonio Martínez por brindar ese apoyo incondicional.

A esos amigos y compañeros con todos los que compartí dentro y fuera de las aulas, esos amigos, los queridos compañeros de la escudería “MKS” como nos hacían llamar.

Por último y no menos importante a mi compañera de tesis y a nuestro tutor el profesor e ingeniero Daniel Cabrera, a la querida universidad de oriente y todas las autoridades que hacen vida en ella, e infinitas gracias a todos aquellos que formaron parte de este importante logro.

Fernando S. Betancourt M.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios todo Poderoso quien con su bendición, apoyo y fortaleza llena siempre mi vida y por guiarme en mi camino y a toda mi familia por estar siempre presentes.

Gracias a mis padres Maritza y Pedro y a mis abuelos Aura y Eduvigis por ser los principales motores de mi sueño, por su esfuerzo y dedicación me ayudaron a culminar mi carrera universitaria y me dieron sus apoyos para continuar creciendo profesionalmente. A mi hermano Adrián por su cariño y apoyo, durante este proceso.

Agradecerle a mi Familiares que siempre haya estado pendiente en mi crecimiento y que siempre haya confiado en mí y en lo que se puede lograr con dedicación y esmero.

A mis amigos (as) por estar presentes y por brindarme sus consejos y apoyos a lo largo de mi carrera que se han convertido en amigos de la vida.

Agradezco a mi Tutor de Tesis al profesor Daniel Cabrera, que gracias a sus consejos, conocimiento, motivación y correcciones hoy puedo culminar este trabajo de grado.

Agradezco a la Empresa PDVSA Gas (Anaco) específicamente al departamento de Construcción quien nos brindó información con respecto a nuestro trabajo de grado que fue de gran ayuda a la realización de esta tesis.

Y también agradezco a todos los profesores que con su sabiduría, conocimientos y apoyo motivaron a desarrollarme profesionalmente.

Genesis Dayathna Valecillos.

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
EXTENSIÓN CANTAURA
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**PROPUESTA DE PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO GUARIO EN EL
TRAMO VIAL LOCAL 05(L005), EN LA PROGRESIVA 9+025, ENTRE LOS
MUNICIPIOS ANACO- SANTA ANA
DEL ESTADO ANZOÁTEGUI.**

Tutor:

Ing. Cabrera, Daniel.

Autor (es):

Valecillos, Génesis.

Betancourt, Fernando.

Fecha: Marzo de 2020

RESUMEN

En este trabajo de investigación se efectúa una propuesta de puente vehicular sobre el río Guario ubicado en la vial local 05 (I005), en la progresiva 9+025, entre los municipios Anaco - Santa Ana del estado Anzoátegui. Esta propuesta surge como una alternativa para la solución y mejora del puente que se encuentra actualmente en servicio con un visible y acelerado deterioro, en esta propuesta se efectuaron actividades como: inspección visual y levantamiento planialtimétrico, para el diseño se tomaron como referencia los criterios de las normas de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes mediante el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, por sus siglas en inglés (AASHTO LRFD), y cuyos datos se plasmaron en el *software* de dibujo AutoCAD 2014. Este trabajo se basa en una investigación de campo ya que recolecta datos directamente de los sujetos investigados y posee un nivel de investigación de tipo descriptivo.

Palabras claves: Puente, diseño, estructura, inspección visual, levantamiento, AutoCAD 2014, Factores de Carga y Resistencia.

ÍNDICE GENERAL

RESOLUCIÓN.....	iv
DEDICATORIA.....	v
DEDICATORIA.....	vi
AGRADECIMIENTOS	vii
AGRADECIMIENTO.....	viii
ÍNDICE GENERAL	x
INDICE DE TABLAS.....	xiv
INDICE DE FIGURAS	xv
INTRODUCCION.....	xvii
CAPÍTULO I	18
EL PROBLEMA.....	18
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	18
1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	21
1.3 DESCRIPCIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO.....	22
1.3.1. Ubicación Geográfica	22
1.3.2. Límites.....	22
➤ Limita al Norte con el Municipio Libertad	22
1.3.3. Economía	23
1.3.4. Temperatura.....	23
1.3.5. Hidrografía.....	23
1.4 Descripción del puente	24
1.5 Descripción hidrológica.....	24

CAPÍTULO II.....	26
MARCO TEÓRICO.....	26
2.1 Antecedentes de la Investigación.	26
2.2 Bases teóricas	28
2.2.1 Puentes	28
2.2.2 Tipología Estructural.	28
2.2.3 Partes constitutivas de un puente	30
2.2.4 Estudios básicos de ingeniería en diseño de puentes.....	32
2.2.5 Cargas de diseño	35
2.2.6 Consideraciones para el diseño	36
2.2.7 Aplicación de las normas AASHTO LRFD al diseño estructural de puentes.	44
2.2.8 Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)	45
2.2.9 Diseño por factores de carga (LFD)	45
2.2.10 Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)	45
2.2.11 Factores de Resistencia.....	47
2.2.12 Factores y combinaciones de cargas	48
2.2.13 Estados límites	49
2.2.14 Análisis y diseño del tablero	51
2.2.15 Anchos de Faja equivalentes interiores.....	54
2.2.16 Vigas diafragma	57
2.2.17 Vigas presforzadas.....	58
2.2.18 Barreras de concreto	64

2.2.19 Dispositivos de apoyo.....	65
CAPÍTULO III.....	66
MARCO METODOLÓGICO.....	66
3.1 Tipo de investigación	66
3.2 Nivel de investigación	66
3.3 Técnicas a utilizar	67
Entre las técnicas de estudio utilizadas, se destacan las siguientes:	67
3.4 Instrumentos	67
CAPÍTULO IV	69
ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS.	69
4.1 Inspección visual para determinar las condiciones actuales del puente	69
4.2 levantamiento planialtimetrico del puente sobre el rio Guarario y las áreas aledañas.....	75
4.3 Estructura del puente según las diferentes tipologías existentes, teniendo en cuenta los niveles hidrológicos presentes según los criterios de la norma AASTHO LRFD.	76
4.4 Propuesta para mejora de la estructura, según norma AASHTO LRFD.....	78
4.4.1 Diseño de tablero simplemente apoyado de 50 mts de longitud con dos tramos de dos vías.	79
4.4.2. DISEÑO DE BARRERAS DE CONCRETO.....	95
4.4.3. DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO.	104
4.4.4. Diseño de viga principal presforzada	112

4.4.5. Diseño de vigas diafragma	125
4.4.6. Diseño de dispositivo elastómetro de expansión reforzado con acero para el apoyo del puente	134
4.4.7. Muestra de cálculo estribos existentes.....	142
4.4.8. Detalles de pila central existente.....	159
CAPITULO V	160
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	160
5.2 Conclusiones	160
5.2 Recomendaciones	161
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
HOJAS DE METADATOS.....	165

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Incremento de carga viva por efectos dinámicos.....	44
Tabla 2. Factor de resistencia.....	47
Tabla 3. Combinación de carga y factores de carga.....	49
Tabla 4. Máximos momentos por sobrecarga, por unidad de ancho.....	52
Tabla 5. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por carga.....	53
Tabla 6. Factor de presencia múltiple.....	54
Tabla 7. Fajas equivalentes.....	55
Tabla 8. Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas, elementos totalmente pretensados.....	59
Tabla 9. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas, elementos totalmente pretensados, estado límite de servicio.....	60
Tabla 10. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas, elementos totalmente pretensados.....	61
Tabla 11. Valores de K.....	62
Tabla 12. Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores.....	62
Tabla 13. Continuación tabla 12.....	63
Tabla 14. Fuerzas de diseño para las barreras de tráfico vehicular.....	64
Tabla 15. Momentos negativos de diseño por losa.....	82
Tabla 16. Momentos en losa por carga de asfalto.....	84
Tabla 17. Resumen de momentos negativos por cargas en (B)	84
Tabla 18. Estado límite de resistencia.....	85
Tabla 19. Resumen de momentos positivos por cargas en F.....	85
Tabla 20. Resultados de acero en diseño de losa.....	95

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación geográfica del Municipio Anaco.....	22
Figura 2 Ubicación geográfica del puente sobre el rio Guario.....	24
Figura 3 Ubicación geográfica de la cuenca del rio Guario	25
Figura 4 partes de un puente.....	28
Figura 5 superestructuras de un puente, componentes principales.....	30
Figura 6 Viento en la infraestructura.....	39
Figura 7 Características del camión de diseño.....	42
Figura 8 Características de camión de diseño con respecto al tándem	43
Figura 9. Valor de constantes para los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.....	57
Figura 10 Puentes de vigas presforzadas.....	58
Figura 11. Límites de tensión para los tendones de pretensado.....	59
Figura 12 Fractura transversal presente en el pavimento que da acceso al puente principal.....	72
Figura 13 Nivel del puente principal con respecto al cauce del rio.....	72
Figura 14 Vista diagonal de la estructura del puente del puente principal....	73
Figura 15 Puente principal sobre el rio Guario.....	73
Figura 16 Pila central de la segunda estructura del puente sobre el rio Guario.....	74
Figura 17 Imagen frontal del estribo principal de la segunda estructura del puente sobre el rio Guario.....	74
Figura 18 Rango de utilización más frecuente de tipologías de obra de paso en función de luz.....	77
Figura 19 Sección longitudinal de diseño.....	79
Figura 20 Sección transversal de diseño.....	79
Figura 21 Sección transversal de losa apoyada sobre cuatro vigas.....	80
Figura 22 Diagrama de momentos resultantes.....	81
Figura 23 Diagrama de momentos en losa por carga de asfalto.....	83

Figura 24 Sección de losa apoyada en vigas..... 90
Figura 25 Perfil de diseño, barrera tipo New Jersey..... 95

INTRODUCCIÓN

En Venezuela, las construcciones de las primeras estructuras de puentes carreteros iniciaron como construcciones informales típicas de vías de penetración, construidas por necesidades urbanas o rurales, estas estructuras informales son identificadas como puentes menores debido a las dimensiones que presentan, y fueron construidas durante el auge de la exploración petrolera.

Hoy en día podemos encontrar en diferentes arterias viales muchas de estas estructuras informales, que hasta la presente fecha se encuentran en servicio, como lo es el caso del puente sobre el río Guarío, ubicado en la vía local que comunica los municipios Anaco – Santa Ana del estado Anzoátegui, siendo este puente el responsable del inicio de esta propuesta, debido a que presenta un avanzado y acelerado deterioro que es muy fácil de apreciar visualmente sin necesidad de estudios tan profundos, lo que pone en riesgo la comunicación de los municipios o aun peor la vida de algunos de los usuarios que transitan en esta arteria vial.

Por tal razón el objetivo principal de este estudio es plantear una propuesta de mejora que sea segura para garantizar el desplazamiento de la población y basada en las normas de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes mediante el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, por sus siglas en inglés (AASTHO LRFD), partiendo desde la identificación del tipo de estructura existente, continuando con diferentes estudios topográficos para garantizar una óptima ubicación y un diseño acorde a las condiciones presentes en esta vía local.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Los puentes son estructuras viales que se construyen según la topografía del terreno, u otro tipo de obstáculo dando así continuidad a una vía. Se diseñan o elaboran por necesidades que apuntan al crecimiento y desarrollo de la infraestructura vial de un país, permitiendo no sólo interconectar áreas específicas sino crear enlaces económicos, sociales y urbanísticos. La importancia de los puentes se evidencia en el desarrollo y progreso representado en las sociedades.

De igual manera ocurre en nuestro país o en cualquier parte del mundo, considerando a los puentes estructuras esenciales para el progreso de diferentes comunidades, pero cabe señalar que estas estructuras tan importantes pueden poner en riesgo la seguridad de los usuarios si no son construidas correctamente; por lo tanto, se han establecido diferentes manuales o normas para la construcción y diseño de puentes como lo es el manual de diseño de puentes presentado por el Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC), los cuales son modificados con el paso del tiempo, provocando esto que en un país subdesarrollado como Venezuela, algunas estructuras viales pudieran quedar por debajo de los límites establecidos en las normas actualmente.

Es necesario recalcar que tal es el caso del puente ubicado en el río Guarío, en el tramo vial local 05 (I005), en las progresivas 9+025, entre los municipios Anaco-Santa Ana del Estado Anzoátegui, el cual presenta un gran deterioro que se evidencia visualmente, y por lo cual se presume que ha

alcanzado su límite de servicio, lo cual genera un sentido de inseguridad para los usuarios respecto a la estructura.

El propósito de este trabajo es evaluar las condiciones de servicio de este puente, con el fin de encontrar sus patologías más relevantes para poder generar una propuesta que satisfaga de manera segura la comunicación entre los municipios, siendo esta comunicación importante debido a los diferentes centros operacionales que existen en la zona, dando así, continuidad al desarrollo socio-económico sustentable y beneficioso de las comunidades.

Por otra parte, para la elaboración de este proyecto, se hará una recopilación de información sobre el puente actual, cuya información será aportada por parte de diferentes organismos que fueron los encargados en ejecutar la obra en su momento, como lo fue la empresa nacional Petróleos de Venezuela S.A (PDVSA), todo esto para encontrar los parámetros de diseño utilizados en el puente actual y compararlos con los nuevos criterios de las normas de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes mediante el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, por sus siglas en inglés (AASTHO LRFD), y así verificar si se encuentra dentro de los nuevos límites de servicio establecidos.

En este sentido, se enlazarán diversos estudios que garanticen una óptima ubicación y funcionamiento, esto a través de diferentes estudios topográficos e hidrológicos. Posteriormente, se buscará determinar el vehículo de diseño y con ello el tren de carga que se debe implementar de acuerdo a las cargas o los vehículos que por allí transiten, para obtener el cálculo de una estructura mediante el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, en sus siglas en inglés (LRFD).

Además, se cumplirán diversos lineamientos establecidos en los manuales de seguridad para el diseño y construcción de puentes como lo es el manual de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes, en sus siglas en inglés AASHTTO, lo cual permitirá determinar el tipo de estructura a ejecutar. Una vez calculado, diseñado u obtenido la estructura a implementar, se procederá a plasmar los datos y detalles en el programa comercial AutoCAD, para finalmente presentar la propuesta de estructura que se considere más conveniente y factible para las comunidades o usuarios que serán beneficiados con dicha obra.

Es importante señalar que se busca evaluar el estado del puente existente para generar una propuesta viable y así beneficiar a las comunidades en diversos sentidos, y que todos los trabajos de desarrollo o elaboración del proyecto estarán centrados únicamente en la progresiva 9+025, del tramo vial local 5 (I005), entre los municipios Anaco – Santa Ana del estado Anzoátegui, también hay que resaltar la producción agrícola y ganadera que se encuentra en crecimiento en las zonas aledañas, y por estas razones, se busca obtener un acceso seguro por este tramo vial hacia ambos municipios.

En cuanto a la originalidad del tema, ya existen diferentes trabajos con los cuales se guarda relación; entre ellos, el de Serpa y Samper (2014), donde se hace una evaluación, diagnóstico y propuesta de intervención de un puente, además de diversos informes realizados por PDVSA, los cuales serán tomados como guía. Hay que destacar que la realización de este proyecto servirá como base para los estudiantes de la Universidad de Oriente, Extensión Cantaura, ya que en la misma actualmente no se cuenta con un proyecto basado en el análisis y diseño de puentes carreteros que contribuyan al mejoramiento de una estructura vial.

1.2 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

Objetivo general

Proponer un puente vehicular sobre el río Guarío en el tramo Vial Local 05(1005), en la progresiva 9+025, entre los municipios Anaco- Santa Ana del estado Anzoátegui.

Objetivos específicos

- Realizar una inspección visual para determinar las condiciones actuales del puente tanto en la infraestructura, superestructura y sus patologías.
- Efectuar el levantamiento planialtimétrico del puente sobre el río Guarío en el tramo vial local 05 (1005) en las progresivas 9+025 entre los municipios Anaco-Santa Ana del Estado Anzoátegui, y las áreas aledañas.
- Examinar la estructura del puente según las diferentes tipologías existentes, teniendo en cuenta los niveles hidrológicos presentes según los criterios de la norma AASTHO LRFD.
- Generar propuesta para mejora de la estructura, según norma AASHTO LRFD.
- Elaborar los planos de ingeniería con el uso del programa AutoCAD 2014

1.3 DESCRIPCIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO

1.3.1. Ubicación Geográfica

El municipio Anaco es uno de los 21 municipios que forman parte del Estado Anzoátegui, Venezuela. Está ubicado en la región de los llanos orientales en el centro de dicho estado a una altitud de 220 metros sobre el nivel del mar posee una superficie de 795 km² en una zona de mesa que se extiende por los llanos altos orientales, su ubicación geográfica es excelente ya que se encuentra enclavada en la vía de acceso entre la región nororiental y las demás regiones del país lo que le permite tener accesibilidad hacia los puertos de Guanta y Puerto la Cruz, así como hacia Guayana y las regiones centro del país. (Ver Figura 1).

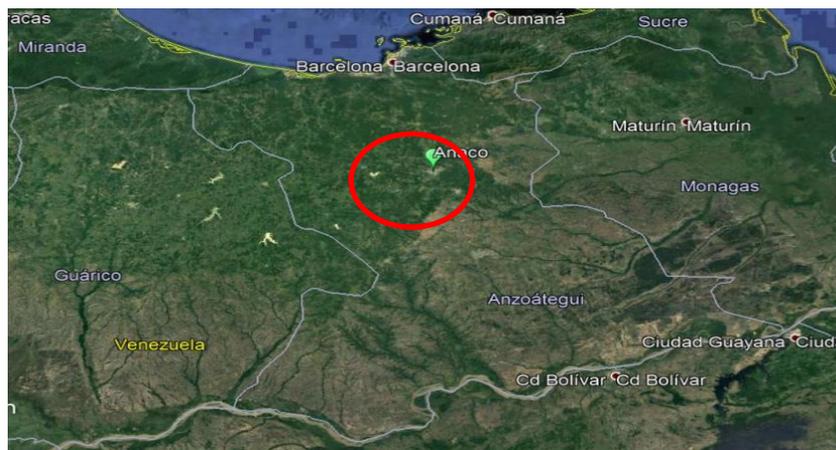


Figura 1. Ubicación Geográfica del Municipio Anaco.

Fuente: Google Earth, Editado por los Autores.

1.3.2. Límites

- Limita al Norte con el Municipio Libertad
- Al sur con el Municipio Freites
- Al este con el Estado Monagas
- Al oeste Municipio Santa Ana

1.3.3. Economía

Anaco es el producto de la explotación petrolera y de las consiguientes transformaciones económicas y sociales que de ella derivan, la presencia de las empresas petroleras y de servicios ligadas a ellas estimulo la construcción, estos hechos determinaron que Anaco se convirtiera rápidamente en un centro densamente poblado, donde por encima de la actividad petrolera sobresale el dinámico desarrollo del comercio y de los servicios de la población, Anaco tiene la disponibilidad de importantes reservas petroleras y gasíferas en la región del estado Anzoátegui.

1.3.4. Temperatura

Tiene diversos climas, A continuación la temperatura promedio durante el año:

- Media: 27°
- Máxima: 34°
- Mínima: 20,5°

Como es de observar, es este asentamiento, existe una temperatura inestable. Esto debido a las estaciones que se dan en Venezuela, como lo son la época de sequía y la época de lluvia. De allí depende, en cierto modo, estos cambios.

1.3.5. Hidrografía

Los ríos y quebradas que surten los alrededores de la ciudad; son el Guarío, situado al sur y el Anaco situado al norte; sus caudales son de escasa importancia y de carácter intermitente, la dirección de drenaje es de Este a Oeste y las aguas desembocan en el rio Aragua tributario del Guere por cuyo cause cae en el Unare, el cual finalmente desemboca en el Mar Caribe.

1.4 Descripción del puente

El puente del río Guarío es un puente menor que posee una longitud de 25 mts, fue construido en su totalidad con elementos metálicos, está ubicado al sur-oeste de la población de Anaco, en la vía hacia Santa Ana, estado Anzoátegui específicamente en el tramo Vial Local 05(1005), en la progresiva 9+025. (Ver Figura 2).

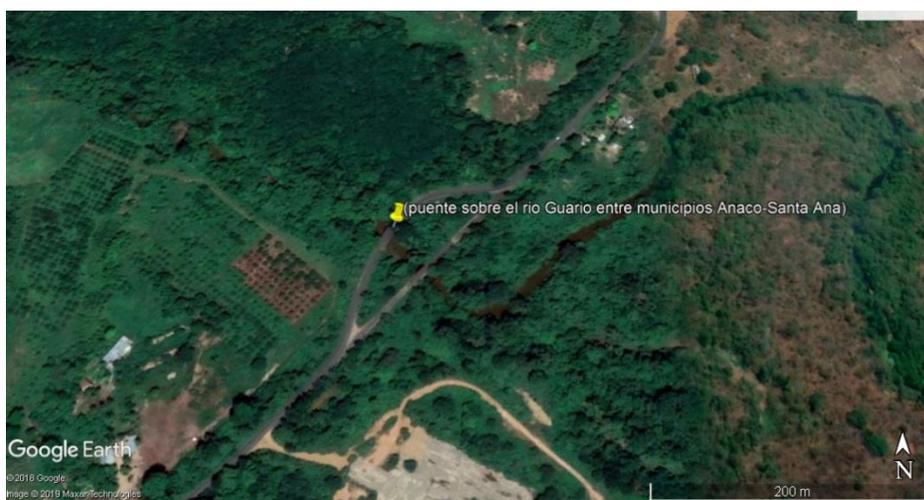


Figura 2. Ubicación Geográfica del puente sobre el río Guarío.

Fuente: Google Earth, Editado por los Autores.

1.5 Descripción hidrológica

La cuenca del río Guarío está ubicada en el Municipio Anaco. Su cabecera está situada en el Hato El Corozo, su desembocadura es en el río Aragua, con una dirección en sentido este-oeste hasta la desembocadura en el río Aragua ubicado en el Municipio Foráneo San Joaquín. En el afluyen las quebradas El Maco, Chiguacara, río Seco, La Seca y la Aguada, en sus

márgenes se encuentran varios hatos y su régimen fluvial es de corriente de agua continua. (Ver Figura 3).

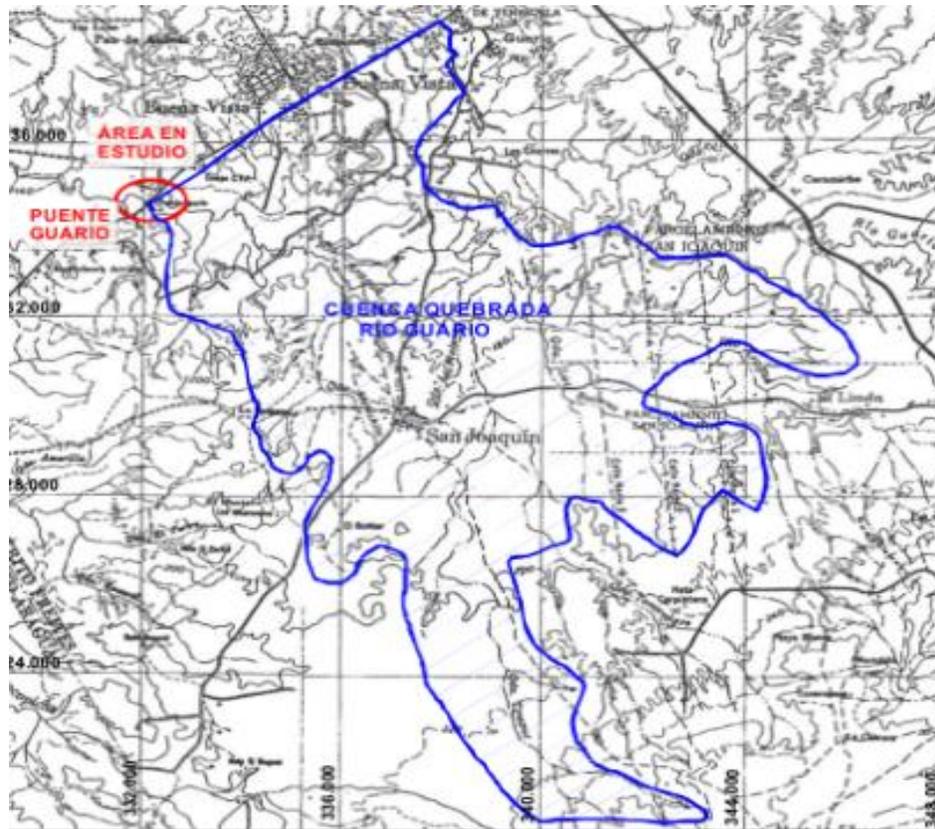


Figura 3. Ubicación Geográfica de la cuenca del río Guarío.

Fuente: Google Maps, Editado por los Autores.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Investigación.

Quispe y Supo (2015), Realizaron un trabajo de grado basado en una investigación de campo y de nivel descriptivo el cual se centró en el análisis y diseño de una subestructura y superestructura del puente carrozable en el centro poblado de San Antón, Perú. Para ello emplearon procedimientos convencionales de diseños y a su vez utilizaron programas como AutoCAD, Sap2000, MS Project y S10 para realizar el Análisis y Diseño del Puente. Esta investigación es de gran aporte porque ayuda a comprender los estudios y parámetros necesarios para realizar un adecuado diseño del puente, analizando los datos obtenidos en diferentes programas comerciales basados en representaciones de estructuras.

Blandón y Olivas (2015), El presente trabajo de grado se enfoca en una investigación de campo y de nivel descriptivo en el cual se diseña el puente Vehicular "Oscar Turcios". Utilizando como método de diseño las especificaciones AASHTO (LRFD) 2007 para diseño de puentes, en esta investigación abarcaron los estudios básicos de ingeniería y el uso de las normativas AASHTO (LRFD), Los resultados presentados en esta investigación se obtuvieron mediante programación de Hojas de cálculo de Excel. Este antecedente de estudio, es incorporado en esta investigación, porque se enfoca en obtener un diseño confiable, garantizando la seguridad y el funcionamiento óptimo de los elementos que conforman la estructura en estudio.

Campos (2013), Realizó su proyecto o trabajo de grado, basado en una investigación de campo y de nivel descriptivo donde se consideraron diferentes aforos vehiculares para obtener datos estadísticos sobre los tipos de cargas a implementar a la hora de diseñar el puente y su posterior construcción, basándose en la normativa AASHTO, con la finalidad de obtener los elementos reales para su construcción, utilizando el diseño más adecuado que cumpla con las normas de proyecto.

Fue tomada como guía debido a que el autor realizó aforos vehiculares y diversos estudios para obtener los datos básicos implementados a la hora de diseñar, siendo esto una base para contribuir a mejorar la comunicación vial, desarrollando una estructura de calidad para satisfacer las necesidades de una comunidad. Todo, guiándose bajo estudios previos, lo cual permitirá establecer una guía principal para iniciar con la elaboración de dicho proyecto de investigación y así cumplir los objetivos establecidos.

En mismo orden de idea Muir y Corona (2011), Desarrollaron su trabajo de grado enfocado en una investigación de campo y de nivel descriptivo, en el cual calculan la estructura de un puente en acero por el método de factor de diseño, carga y resistencia (LRFD), teniendo como finalidad explicar la investigación desarrollada, considerando métodos y normas ya establecidas bajo fuentes bibliográficas; es decir, se basa totalmente en recolectar información de las normas AASHTO, sin ser modificadas para obtener soluciones óptimas. Este servirá de referencia ya que el proyecto estará enfocado en generar una propuesta para la mejora de la estructura basada en la norma de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estadales y Transporte o AASHTO, por sus siglas en inglés.

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Puentes

Blandón y olivas (2015), Explican que su finalidad es dar continuidad a una vía, a un canal o a un ducto y debe transmitir un estado de cargas desde el espacio hacia la tierra. Su construcción sigue evolucionando en busca de satisfacer las necesidades más complicadas de las comunidades. Esta evolución está limitada más en el campo de la economía que en el diseño y técnicas estructurales. El proyecto y cálculo de este tipo de obras pertenecen a la Ingeniería estructural que es una rama clásica de la Ingeniería Civil. Su finalidad es la de conseguir estructuras funcionales que resulten adecuadas desde el punto de vista resistente.

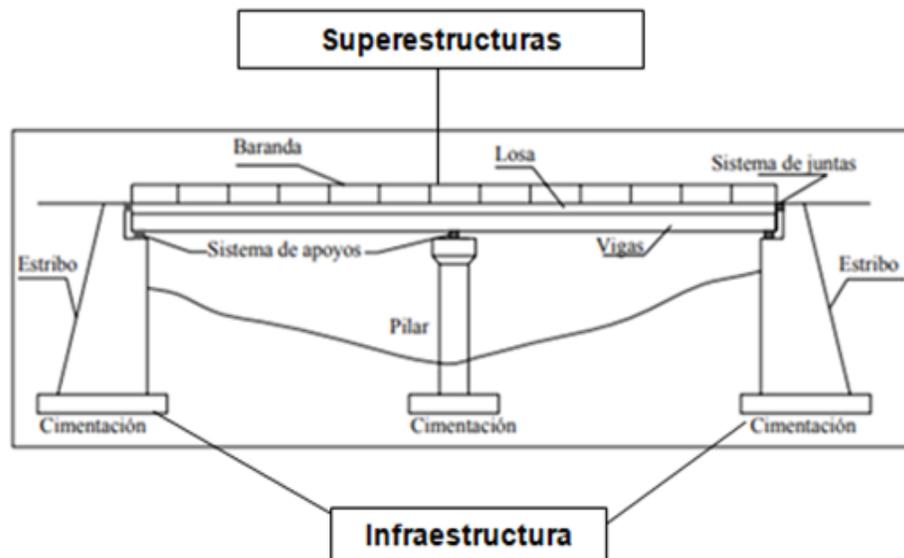


Figura 4. Partes de un puente
Fuente: Seminario (2004)

2.2.2 Tipología Estructural.

Martínez (2005), expresa que los puentes pueden clasificarse de acuerdo a la siguiente manera:

Por su longitud

- Puentes mayores (Luces de vano mayores a los 50 m.).
- Puentes menores (Luces entre 10 y 50 m.).
- Alcantarillas (Luces menores a 10 m.)

El material con el que se construye la superestructura

- Puentes de mampostería de ladrillo.
- Puentes de mampostería de piedra.
- Puentes de hormigón ciclópeo.
- Puentes de hormigón simple.
- Puentes de hormigón armado.
- Puentes de hormigón pretensado.
- Puentes de sección mixta.
- Puentes metálicos.

Por sus condiciones estáticas

Isostáticos:

- Puentes simplemente apoyados.
- Puentes continuos con articulaciones.
- Puentes en arco (articulados)

Hiperestáticos:

- Puentes continuos.
- Puentes en arco.
- Puentes aporricados.
- Puentes isotrópicos o espaciales.

Transición:

- Puentes en volados sucesivos (pasan de isostáticos a hiperestáticos).

Según la estructura.

- Puentes fijos.
- Puentes de vigas.
- Puentes móviles.

2.2.3 Partes constitutivas de un puente

2.2.3.1 Superestructuras.

Es la parte de una construcción que está por encima del nivel del suelo, está ubicada en la parte superior del puente que “se construye sobre apoyos como son la losa, las vigas, estructura metálica. Siendo los elementos estructurales que constituyen el tramo horizontal, que une y salva la distancia entre uno o más claros, esto dependerá de la distancia.” (Tapias & Pinzón, 2014, p.19)

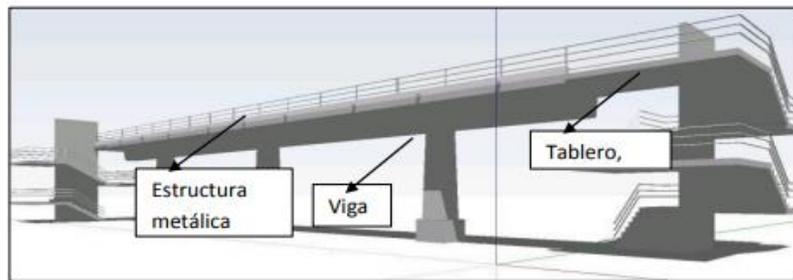


Figura 5. Superestructura de un puente, componentes principales.

Fuente: Peralta (2018)

➤ Losa

Expresan, *ibídem*, que La losa consiste en una placa de concreto reforzado o pre esforzado, madera o metal, y sirve de tablero; al mismo tiempo el puente del tipo losa sólo alcanzan a salvar luces pequeñas, esto se debe a que el costo se incrementa para luces mayores y por el peso propio de la misma estructura.

➤ Vigas

Explican, *ibídem*, que las vigas son los elementos que soporta a la losa, se utilizan como elemento estructural vigas paralelas a la dirección del carril, que soportan esfuerzos de componente vertical como son los de los peatones, vehículos, etc. y transmiten las cargas recibidas a las pilas y estribos del puente.

➤ Estructura Metálica

Manifiestan, *ibídem*, que El acero es un material que soporta muy bien los esfuerzos de compresión, tracción y flexión; este material se emplea en la construcción de puentes metálicos en arco o de vigas de acero. Las estructuras metálicas poseen una gran capacidad resistente por el empleo de acero. Esto le confiere la posibilidad de lograr soluciones de gran envergadura, como cubrir grandes luces, cargas importantes.

2.2.3.2 Infraestructura

Es la parte de la construcción que se encuentra bajo el nivel del suelo, está conformada por los estribos, pilas centrales, entre otros. Siendo estos los que soportan al tramo horizontal y todas las cargas que se encuentren en la parte superior y consiste de todos los elementos requeridos para soportar la superestructura (Tapias & Pinzón, 2014, p.19). Los componentes básicos de la subestructura consisten de los siguientes:

➤ Apoyos

Son conjuntos estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de la subestructura y ser capaces de adaptarse a las

deformaciones elásticas, térmicas y de otras índoles inducidas por la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales. (Tapias & Pinzón, 2014, p.21)

➤ Estribos

“Puede definirse como una combinación de muro de retención y cimentación que soporta un extremo de la superestructura de un puente y que a la vez transmite las cargas al suelo de cimentación, sostiene el relleno de tierra situado junto a su trasdós y también ofrece protección contra la erosión”. (Tapias & Pinzón, 2014, p.21)

➤ Pilas

“Son las estructuras que brindan los apoyos intermedios y en alguno de los casos extremos del puente, en el caso de puentes de más de un tramo. En el caso de puentes de grandes luces, determinados apoyos intermedios reciben otra denominación, tal como pilones” (Tapias & Pinzón, 2014, p.21).

➤ Fundaciones

“Las Fundaciones de una estructura son las bases sobre las cuales ésta se apoya de forma adecuada y estable sobre el terreno” “Para las fundaciones de un puente se debe tomar en cuenta el tipo de suelo y la altura del puente” “Las fundaciones se hacen más anchas en terrenos blandos, y más angostas en terrenos duros” (Tapias & Pinzón, 2014, p.21).

2.2.4 Estudios básicos de ingeniería en diseño de puentes

La AASHTO-LRFD indica concebir los estudios básicos de ingeniería antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, los cuales son indispensables de realizar; permiten tomar conocimiento pleno de la zona, que proporcione información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales, y ejecutables.

➤ Topografía

Tapias y Pinzón (2014), Los levantamientos topográficos involucrados en el proyecto de un puente están íntimamente relacionados con los de la carretera correspondiente. Cuando se efectúan los estudios topográficos de las posibles rutas para el desarrollo de una carretera es de interés primordial la ubicación de las obras de paso a proyectarse en éstas. Con estos estudios se tendrá una apreciación general de las dimensiones, tipo y dificultades que solucionar, del puente a proyectarse. Dichos estudios se efectúan a través de los levantamientos necesarios para determinar las características hidráulicas del posible sitio de ubicación del puente. Estos consisten en levantamiento de la sección transversal en el lugar de paso para ubicación del puente.

➤ Estudios de suelo

Explican, *ibídem*, que las subestructuras de puentes transmiten esfuerzos al terreno natural bajo ellas; esos esfuerzos a su vez, producen deformaciones que se reflejan en el comportamiento estructural de las mencionadas subestructuras; de ahí la necesidad de estudiar el terreno de apoyo o cimentación de éstas. Además, existen factores independientes de la subestructura, aunque a veces influidos por ella, como el agua por ejemplo, que producen efectos en el terreno de cimentación que también se reflejan en el comportamiento de la misma obra, por el cual han de ser así mismo estudiados. Finalmente la interacción del terreno de cimentación y la subestructura afecta de tal manera al comportamiento conjunto, por ello se hace necesario el estudio de los suelos. (Para visualizar estudio de suelo utilizado en este proyecto, Ver Anexos II).

➤ Hidrológico e Hidráulico.

Estudios hidrológicos ayudan a definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad para las características particulares de la estructura. En estos estudios se establecieron las características hidrológicas del régimen de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que permitieron una mejor apreciación del comportamiento hidráulico del río. (Blandón & Olivas, 2015.p.12). (Ver Anexos II para visualizar estudio hidrológico e hidráulico).

➤ Geometría.

Los datos obtenidos a través de los estudios básicos deben ser traducidos en lo posible en un mismo plano cuyas escalas vertical y horizontal sean iguales, porque en él se tiene que ir dibujando el puente, definiendo de esta manera las dimensiones del puente, indicada por el Manual de Diseño de Puentes del MTC 2018. La cual las condiciones topográficas e hidráulicas las que definen la longitud a cubrir, así como el nivel de rasante.

➤ Perfil longitudinal.

“Tomando en consideración los levantamientos topográficos descritas anteriormente, este perfil casi siempre está definido por la forma del terreno de manera detallada, con pendientes hacia ambos extremos no mayores a 0.75 %” explicado por las normas (MTC, Manual de diseño de puentes, 2018). Conviene señalar que los perfiles longitudinales se aprecian las irregularidades que posee el terreno de las distintas pendientes y se efectúan en estos proyectos que son de eje extendidos en una cierta dirección longitudinal tales como las carreteras, puentes entre otros. (Peralta 2018 .p.40)

➤ Barreras de concreto

La norma AASTHO explica que el propósito principal es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos que utilizan la estructura, por lo que deben resistir al choque. Deben ubicarse como mínimo a 0.60 m del borde de una vía y como máximo a 1.20 m. Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas.

2.2.5 Cargas de diseño

Las normas AASHTO LRFD (2014), Especifican requisitos mínimos para cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos. Los requisitos de carga también se pueden aplicar a la evaluación estructural de puentes existentes. Además de las cargas tradicionales, establecen que, se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias.

Cargas permanentes:

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = Presión de tierra horizontal.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CR = "creep" del concreto.

CT = fuerza de choque vehicular.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IM =Incremento por Carga Dinámica

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

2.2.6 Consideraciones para el diseño

2.2.6.1 Carga Muerta o Permanente:

De tal manera, *ibídem*, Expresa como las cargas que se quedan sobre el puente por un período extenso o quizás por toda la vida de servicio del puente. Se pueden citar de la siguiente manera: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales, peso propio de las superficies de rodamiento, empuje horizontal del suelo, sobrecarga de suelo entre otros.

Para este estudio se tomará como carga constante el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales para el procedimiento de los cálculos y se determinarán las solicitaciones de cada sección, tomando en cuenta la densidad de cada material, para determinar mediante su sección transversal las cargas que se transmiten a la estructura del puente.

2.2.6.2 Carga Viva o Variable.

La AASHTO LRFD (2014), Dice que está constituida por el peso de los vehículos más los efectos derivados por su naturaleza dinámica y móvil, cuyos efectos pueden ser; fuerza de frenado de los vehículos, sismo, carga hidráulica y presión del flujo de agua y viento, entre otros. Además, en el caso de los puentes urbanos, se deben considerar las cargas vivas peatonal de las veredas.

Se tomarán como cargas de aplicación intermitente a la sobrecarga ocasionada por el tránsito de los vehículos sobre la estructura, también se procederá a designar el tipo de camión que se tomara como parámetro de diseño, así como sus respectivos tándem de diseño y la carga de carril a utilizarse.

2.2.6.3 Cargas hidráulicas:

- Presión Hidrostática: Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y g (aceleración de la gravedad).

- Flotabilidad: Fuerza de levantamiento tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas. Actúa sobre todos los componentes debajo del nivel de agua.

- Presión de flujo: La presión de flujo de agua, actuando en la dirección longitudinal de las subestructuras se tomará como:

$$p = 52.6 \times CD \times V^2 \quad \text{Ec.1}$$

Dónde:

p = presión del agua (kg/m^2)

v = velocidad del agua para la inundación de diseño (resistencia y servicio) y para la inundación de control (evento extremo), en m/s.

CD = coeficiente de arrastre para pilas:

- Pila con borde de ataque semicircular CD= 0.7

- Pila de extremo cuadrado CD = 1.4

- Arrastres acumulados contra la pila CD= 1.4

- Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$ CD= 0.8

2.2.6.4 Factor de Impacto:

Arnal (2000), lo define como el paso de las cargas móviles sobre la estructura de un puente y su rápido desplazamiento, es decir, las ocurrencias sucesivas de numerosos vehículos que da origen a esfuerzos instantáneos y repetidos, los cuales ocasionan vibraciones, que pueden entrar en resonancia debido a la oscilación de las flechas de viga, que pasan rápidamente de cero a un máximo y regresan a cero.

De igual manera, para prever incrementos dinámicos y el efecto fatigante de las cargas repetidas, se ha adoptado en los proyectos de puentes, incrementándole las cargas estáticas, adicionándoles un cierto porcentaje de impacto, lo cual equivale a multiplicarlas por un coeficiente mayor que la unidad. Según las normas AASHTO, el incremento de las cargas móviles debe calcularse por la siguiente expresión:

$$I = 15 / L + 38 \quad \text{Ec.2}$$

I = impacto

L = luz (m)

2.2.6.5 Carga del viento:

Según la norma AASHTO LRFD, la velocidad básica del viento varía considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas o de baja altura, el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y de gran altura, se deben investigar las condiciones locales.

A la hora del diseño de la propuesta serán de suma importancia, ya que las fuerzas ejercidas por la presión del viento deben aplicarse a toda la estructura del puente debido a que su dirección es variable, se calcularan las

fuerzas de viento de acuerdo a los registros de viento de nuestro país. En puentes con luces de hasta 50m. Se emplean las siguientes cargas:

- Viento longitudinal en la superestructura. 0,60 kN/m²
- Viento transversal en la superestructura. 2,45 kN/m²
- Viento en la infraestructura: Las componentes sobre las pilas pueden ser deducidas en las siguientes formas:

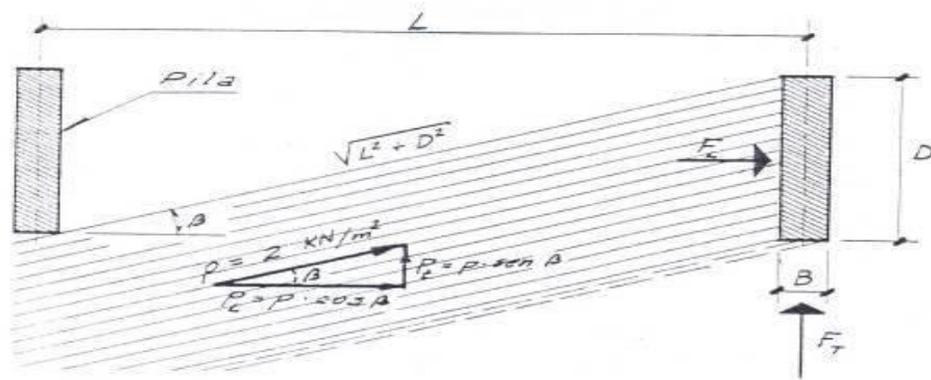


Figura 6. Viento en la infraestructura.
Fuente: Civilgeeks (2015)

a) Tomando como resistentes las superficies D y B:

Viento longitudinal:

$$FL = \frac{p * L * D * H}{\sqrt{(L^2 + D^2)}} \quad \text{Ec.3}$$

Viento transversal:

$$FT = \frac{p * D * B * H}{\sqrt{(L^2 + D^2)}} \quad \text{Ec.4}$$

b) Tomando como resistentes solo la superficie D:

Viento longitudinal:

$$FL = \frac{p * L^2 * D * H}{(L^2 + D^2)} \quad \text{Ec.5}$$

Viento transversal:

$$FT = \frac{p * D^2 * L * H}{(L^2 + D^2)} \quad \text{Ec.6}$$

Dónde:

p = Presión del viento en la infraestructura = 2 kN/m²

L = Separación entre ejes de pilas en metros.

D = Ancho de la pila en metros.

B = Espesor de la pila en metros.

H = Altura libre de la pila entre el nivel de aguas y su coronamiento en Metros. Las unidades para FL y FT serán en Kilo-Newton (kN).

2.2.6.6 Acciones sísmicas:

Según las normas AASTHO (LRFD), Exige la determinación de las acciones sísmicas en función de la clasificación del puente según su importancia y categoría; también la aceleración horizontal y vertical del sismo probable durante su vida útil, y las características del suelo y el factor de respuestas de la estructura para definir sus espectros.

Por lo tanto el proyecto de puentes carreteros se deberá considerar las acciones sísmicas, porque al presentarse algún fenómeno sísmico la estructura debe proyectarse para resistir estos movimientos telúricos. Para aplicar la carga sísmica al puente se tomarán como referencia los criterios

entregados por las normas venezolanas COVENIN 1756-2:2001 en Especificaciones de sismo resistentes.

2.2.6.7 Fuerza de frenado

Ramírez y León (2010), Expresa que la consideración de la magnitud de esta fuerza se considera que es muy probable que los conductores de los vehículos apliquen los frenos de forma simultánea después de observar algún evento, pero nuevamente se aplica el factor de presencia múltiple presentada en la tabla 6 ya que es muy poco probable que todas las líneas de tráfico estén cargadas con el camión de diseño.

La fuerza de frenado según la AASHTO LRFD, se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.
- 5% del camión de diseño más la carga del carril ó 5% del tándem de diseño más la carga del carril. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

2.2.6.8 Fuerzas Longitudinales:

Las normas AASHTO, Describe que son provocadas por el frenado brusco de los vehículos, están dadas por 5% de la carga viva sin impacto aplicada en toda la faja de tráfico y desarrollada en la misma dirección. Estas cargas son necesarias para el diseño porque al detenerse un camión, en un puente se generan fuerzas longitudinales que deben considerarse.

$$Fr = 0.05 (q * L + Cm)n$$

Dónde:

Ec.7

Fr= Fuerza longitudinal debida al frenado.

q = carga equivalente al vehículo según la cantidad de ejes.

L = Longitud total del puente.

C_m = carga concentrada para momento.

n = número de fajas de tráfico.

2.2.6.9 Sobrecarga vehicular de diseño.

Explica Altamirano (2018), que se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan por el puente. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el mismo, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente. Los valores que se asignan a las cargas corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de condiciones de tráfico desfavorable. La sobrecarga vehicular designada como HL-93, consiste en la combinación de: Camión de diseño o tándem de diseño y la carga de carril de diseño. El cual se basa en las especificaciones "AASHTO LRFD Bridge Design Specification", establecen las siguientes cargas vehiculares:

2.2.6.10 Camión de diseño

Corresponde a un vehículo de tres ejes; los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán tomados como se especifica en la Figura N° 7. La separación entre los dos ejes de 145kN se deberá variar entre 4.30m y 9.00m para producir las sollicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica para esta sobrecarga (Altamirano, 2018. p.11).

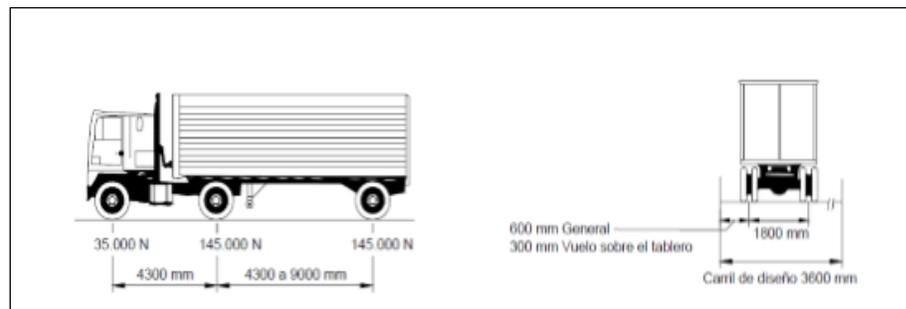


Figura 7: Características del camión de diseño
Fuente: Puentes con AASTHO-LRFD 2014

2.2.6.11 Tándem de diseño

Corresponde a un vehículo de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN espaciados a 1.20m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, es de 1.80 m, como se especifica en la Figura N° 8. Se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga. (Altamirano, 2018. p.11).

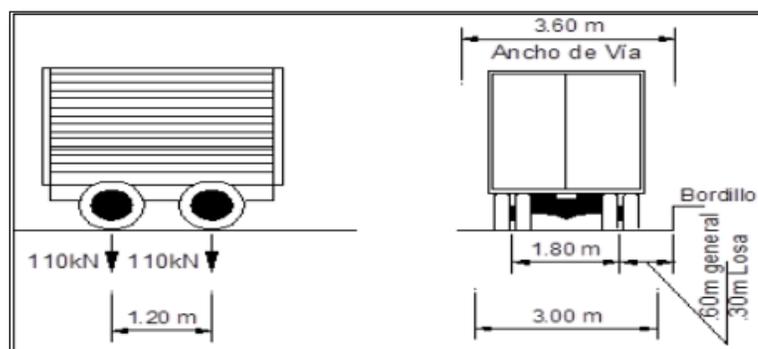


Figura 8: características del camión con respecto al tándem
Fuente: AASTHO-LRFD 2014

2.2.6.12 Carga del carril de diseño.

Las normas AASTHON-LRFD Describen que 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 3 m. las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un, incremento por carga dinámica.

2.2.6.13 Incremento por Carga Dinámica

Las normas AASTHON-LRFD nos dice que, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se incrementarán en los porcentajes indicado en la siguiente tabla.

Tabla 1. Incremento de la carga viva por efectos dinámico

Componente	IM
Juntas de tablero- Todos los Estados Límites.	75%
Todos los demás componentes.	
Estados Límites de fatiga y fracturas.	15%
Todos los demás Estados Límites.	33%

Fuente: AASHTO LRFD (2014)

2.2.7 Aplicación de las normas AASHTO LRFD al diseño estructural de puentes.

El diseño se hará en base a los factores de carga y resistencia (LRFD), presentado en la norma de la Asociación Americana de Oficiales de Carretera o AASHTO LRFD por sus siglas en ingles la cual está basada en especificaciones para el diseño de puentes. A continuación se presenta una comparación general entre las metodologías primarias de diseño.

2.2.8 Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

Ramírez y León (2010), explican que los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con el enfoque principal en las estructuras metálicas. Las estructuras de acero tienen un comportamiento lineal hasta un punto de fluencia que está debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtiene dando límites de esfuerzo a los esfuerzos producidos por los efectos de carga. Generalmente tratan cada carga sobre la estructura de igual manera desde el punto de vista de variabilidad estática. El margen de seguridad está desarrollado principalmente por la capacidad o resistencia de un miembro en lugar de las cargas.

2.2.9 Diseño por factores de carga (LFD)

Explica, *ibídem*, reconoce que ciertas cargas de diseño, como las cargas vivas son más variables que otras cargas, como las cargas muertas. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva; La resistencia, basada principalmente en la resistencia máxima estimada de un miembro, deberá exceder la combinación de cargas.

2.2.10 Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

En tal sentido, *ibídem*, expresan que en este método, las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobrecapacidad, logrando claramente uniformes niveles de seguridad para diferentes estados límites sin complejos análisis probabilísticas o estadísticos y diseñando elementos con base en sus resistencias al colapso.

El diseño de la propuesta para el presente, se hará en base a los factores de carga y resistencia (LRFD), En este método se utilizan coeficientes basados en la teoría de la confiabilidad, en conocimiento estadístico de las cargas y de las características del material. También se consideraran los estados límites

de: resistencia, fatiga, fractura, serviciabilidad, constructibilidad y la existencia de eventos extremos. El diseño para factores de carga y resistencia requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$n + y_1 + q_1 \leq \phi R_n = R_r \quad \text{Ec.8}$$

- Para cargas para las cuales un valor máximo y_1 es apropiado:

$$n = n_d * n_r * n_1 \geq 0.95 \quad \text{Ec.9}$$

- Para cargas para las cuales un valor mínimo y_1 es apropiado:

$$n = \frac{1}{n_d * n_r * n_1} \leq 1.0 \quad \text{Ec.10}$$

Siendo:

y_1 = factor de carga a soportar

ϕ = factor de resistencia

n = factor de modificación de las cargas para los estados límites de servicio y Fatiga, $n = 1.0$ ($n_d = n_r = n_1 = 1$)

$n_d \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles.

= 1.00 para y detalles convencionales

≥ 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las especificaciones

$n_r \geq 1.05$ para elementos no redundantes

= 1.00 para niveles convencionales de redundancia

≥ 0.95 para niveles excepcionales de redundancia

$n_1 \geq 1.05$ para puentes importantes

= 1.00 para puentes típicos

≥ 0.95 para puentes de relativamente poca importancia

$q1$ = sollicitación

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia mayorada = ϕR_n

2.2.11 Factores de Resistencia.

Los factores de reducción de la resistencia, ϕ , son los multiplicadores que se aplican a la resistencia nominal de cada elemento. Estos varían según el elemento considerado, el tipo de sollicitación y el material utilizado. Entonces los factores de resistencia se deberán tomar según la Tabla 2. De acuerdo a lo que especifica las normas AASTHON LRFD 2014.

Tabla 2. Factores de resistencia (Art 5.5.4.2 AASTHO LRFD)

CASO	ϕ
Flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Corte y Torsión:	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.80
Compresión axial con espirales o zunchos (excepto lo especificado en Art. 5.10.11.3 y 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 2, 3 y 4, estado límite de Evento Extremo	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70

Compresión en zonas de anclaje:	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014)

2.2.12 Factores y combinaciones de cargas

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC 2018 nos dice que, “los componentes y conexiones de un puente deben satisfacer la siguiente ecuación para las combinaciones mayoradas como se especifica para cada uno de los Estados Límites

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad \text{Ec.11}$$

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas (n_i), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0,95 \quad \text{Ec.12}$$

Dónde:

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.

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

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

n_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = sollicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia mayorada: ϕR_n

Tabla 3. Combinación de carga y factores de carga.

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	JC	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_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TO}	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_{TO}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{SQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO 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_{TO}	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_{TO}	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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: *ibídem*.

2.2.13 Estados límites

- Estado límite de servicio:

En tal sentido, *ibídem*, nos dice que, “el estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas”.

- Estado límite de fatiga y fractura:

Explica, *ibídem*, que “el estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de Diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos. El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material. El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes”.

- Estado límite de resistencia:

Expresan, *ibídem*, que “el estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño. Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga”

- Estados límites correspondientes a eventos extremos:

Dicen, *ibídem*, que “el estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar 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, ocurridos bajo condiciones muy especiales. Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un periodo de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente”

2.2.14 Análisis y diseño del tablero

Para el diseño de losa se considera que la losa será armada perpendicular al tráfico, apoyada sobre vigas principales, buscando siempre que trabajen como un conjunto. Para los diferentes estados límites se podrá utilizar diferentes métodos de análisis que pueden ser refinados o aproximados, como explica las normas AASTHO LRFD 2014.

a) Pre-dimensionamiento de la losa:

El ancho de la sección transversal dependerá del ancho de vía por la cual circularán los vehículos. Las normas AASTHO (2014), especifica que, la altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 17.5 cm y para espesor mínimo de los tableros de concreto en voladizos que soportan parapetos o barreras de concreto será un mínimo de 0.20m

b) Diseño de losas de tablero:

De igual manera, *ibídem*, expresa que para determinar los máximos momentos por sobrecarga de diseño en losas de tablero, se puede utilizar la Tabla 4 (A4-1AASHTO LRFD). Se puede utilizar para determinar los momentos de diseño para diferentes configuraciones de vigas. Al utilizar los valores listados para el diseño se deberían considerar las siguientes hipótesis y limitaciones en base a las cuales se desarrolló esta tabla. Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica. Para distancias diferentes a las listadas, es posible interpolar.

Tabla 4. A4-1Máximo momentos de sobrecarga por unidad, Nmm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 920	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3100	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3200	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3300	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3400	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3500	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3600	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3700	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3800	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3900	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4000	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4100	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4200	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4300	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4400	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4500	42 460	58 420	54 580	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4600	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360

Fuente:(AASHTOLRFD, 2014)

Tabla 5. Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados por carga HL-93 (X= distancia desde el apoyo)

MOMENTOS POR CARGA HL-93 (T-m)					REACCIÓN POR CARGA HL-93 (T)				MOMENTO FATIGA (T-m)			
LLZ (ft)	X (ft)	M por CAMIÓN ó (1)» TANDEM	M por S/C EQUIV	M _(LL+86) (ft-k)	LLZ (ft)	R por CAMIÓN ó (1)» TANDEM	R por S/C EQUIV	V _(LL+86) (ft-k)	LLZ (ft)	X (ft)	M por camión de fatiga	M _(LL+86) (ft-k)
1	0.50	3.63	0.12	4.95	1	14.52	0.48	19.79	1	0.50	3.63	4.17
2	1.00	7.26	0.48	10.13	2	15.88 ⁽¹⁾	0.85	22.07	2	1.00	7.26	8.35
3	1.50	10.89	1.07	15.55	3	18.14 ⁽¹⁾	1.43	25.56	3	1.50	10.89	12.52
4	1.70	16.39 ⁽¹⁾	1.86	23.65	4	19.28 ⁽¹⁾	1.90	27.54	4	2.00	14.52	16.70
5	2.20	21.95 ⁽¹⁾	2.93	32.13	5	19.96 ⁽¹⁾	2.38	28.92	5	2.50	18.15	20.87
6	2.70	27.56 ⁽¹⁾	4.24	40.89	6	20.41 ⁽¹⁾	2.86	30.00	6	3.00	21.78	25.05
7	3.20	33.18 ⁽¹⁾	5.79	49.91	7	20.74 ⁽¹⁾	3.33	30.91	7	3.50	25.41	29.22
8	3.70	38.81 ⁽¹⁾	7.57	59.19	8	21.29	3.81	32.12	8	4.00	29.04	33.40
9	4.20	44.45 ⁽¹⁾	9.60	68.72	9	22.34	4.28	33.99	9	4.07	33.46	38.47
10	4.70	50.10 ⁽¹⁾	11.86	78.49	10	23.37	4.76	35.84	10	4.57	37.96	43.65
11	5.20	55.75 ⁽¹⁾	14.36	90.51	11	24.22	5.24	37.44	11	5.07	42.46	48.93
12	5.70	61.41 ⁽¹⁾	17.09	98.76	12	24.92	5.71	38.86	12	5.57	46.98	54.02
13	5.79	68.70	19.87	111.24	13	25.52	6.19	40.12	13	6.07	51.49	59.22
14	6.29	76.78	23.08	125.19	14	26.03	6.66	41.28	14	6.57	56.01	64.41
15	6.79	84.86	26.53	139.40	15	26.47	7.14	42.35	15	7.07	60.53	69.61
16	7.29	92.96	30.22	153.86	16	26.86	7.62	43.34	16	7.57	65.06	74.82
17	7.79	101.07	34.15	168.57	17	27.20	8.09	44.27	17	6.71	70.93	81.56
18	8.29	109.18	38.31	183.53	18	27.50	8.57	45.15	18	7.21	78.75	90.56
19	8.79	117.30	42.72	198.73	19	27.78	9.04	45.99	19	7.71	86.61	99.80
20	9.29	125.43	47.36	214.18	20	28.02	9.52	46.79	20	8.21	94.50	108.68
21	9.79	133.55	52.24	229.87	21	28.24	10.00	47.56	21	8.71	102.42	117.78
22	10.29	141.69	57.35	245.80	22	28.44	10.47	48.30	22	9.21	110.36	126.91
23	10.79	149.82	62.71	261.97	23	28.63	10.95	49.02	23	9.71	118.32	136.06
24	11.29	157.96	68.30	278.39	24	28.79	11.42	49.72	24	10.21	126.29	145.24
25	11.79	166.10	74.13	295.04	25	28.95	11.90	50.40	25	10.71	134.29	154.43
26	12.29	174.24	80.20	311.94	26	29.09	12.38	51.07	26	11.21	142.29	163.64
27	12.79	182.38	86.51	329.08	27	29.23	12.85	51.72	27	11.71	150.31	172.86
28	13.29	190.53	93.05	346.46	28	29.35	13.33	52.36	28	12.21	158.34	182.09
29	13.79	198.68	99.84	364.08	29	29.46	13.80	52.99	29	12.71	166.38	191.33
30	14.29	206.83	106.86	381.94	30	29.57	14.28	53.61	30	13.21	174.42	200.59
31	14.79	214.98	114.12	400.03	31	29.67	14.76	54.22	31	13.71	182.48	209.85
32	15.29	223.13	121.61	418.37	32	29.76	15.23	54.82	32	14.21	190.54	219.12
33	15.79	231.28	129.35	436.95	33	29.85	15.71	55.41	33	14.71	198.61	228.40
34	16.29	239.43	137.32	455.77	34	29.93	16.18	56.00	34	15.21	206.68	237.68
35	16.79	247.58	145.53	474.82	35	30.01	16.66	56.58	35	15.71	214.76	246.97
36	17.29	255.74	153.98	494.12	36	30.09	17.14	57.15	36	16.21	222.84	256.27
37	17.79	263.89	162.67	513.65	37	30.16	17.61	57.72	37	16.71	230.93	265.57
38	18.29	272.05	171.59	533.42	38	30.22	18.09	58.28	38	17.21	239.02	274.88
39	18.79	280.21	180.76	553.43	39	30.29	18.56	58.84	39	17.71	247.12	284.19
40	19.29	288.36	190.16	573.68	40	30.34	19.04	59.40	40	18.21	255.22	293.50
41	19.79	296.52	199.80	594.17	41	30.40	19.52	59.95	41	18.71	263.33	302.82
42	20.29	304.68	209.67	614.90	42	30.46	19.99	60.50	42	19.21	271.43	312.15
43	20.79	312.84	219.79	635.86	43	30.51	20.47	61.04	43	19.71	279.54	321.47
44	21.29	320.99	230.14	657.07	44	30.56	20.94	61.58	44	20.21	287.65	330.80
45	21.79	329.15	240.73	678.51	45	30.60	21.42	62.12	45	20.71	295.77	340.13
46	22.29	337.31	251.56	700.19	46	30.65	21.90	62.66	46	21.21	303.88	349.47
47	22.79	345.47	262.63	722.11	47	30.69	22.37	63.19	47	21.71	312.00	358.80
48	23.29	353.63	273.93	744.27	48	30.73	22.85	63.72	48	22.21	320.12	368.14
49	23.79	361.79	285.48	766.66	49	30.77	23.32	64.25	49	22.71	328.25	377.48
50	24.29	369.95	297.26	789.30	50	30.81	23.80	64.78	50	23.21	336.37	386.83

Fuente: Apéndice II-B (AASHTO LRFD 2014)

c) Factor de presencia múltiple:

Se aplica a la sobrecarga y su valor depende del número de carriles cargados a considerar durante el análisis. El factor de presencia múltiple no se aplica para el estado límite de fatiga en donde se utiliza un camión de diseño independiente del número de carriles.

Las Especificaciones AASHTO indican que las cargas peatonales se consideran como un carril cargado, el cual se puede combinar con la sobrecarga vehicular, con la finalidad de obtener solicitaciones máximas sobre la estructura. Según las especificaciones AASHTO, “Para el análisis se deberá considerar”: El efecto de un carril cargado. El efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 6. Factor de presencia múltiple

Números de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: AASHTO LRFD (2014).

2.2.15 Anchos de Faja equivalentes interiores.

El ancho de la faja equivalente de un tablero es donde circularan los camiones de diseño y se puede tomar como se especifican en la tabla 7. Si el tablero se extiende fundamental en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores de 1000mm en el caso de emparrillado abiertos, y no mayores que 3600mm para todos los

demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles como determina las normas AASTHO LRFD (2014).

Tabla 7. Anchos de faja equivalente interiores para tableros con armadura principal perpendicular al tráfico.

Tipo de tablero.	Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico.	Ancho de la faja primaria (m)
<p>Hormigón:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Colocado in situ • Colocado in situ con encofrado perdidos • Prefabricado, postensado 	<p>Vuelo</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p> <p>Paralela o perpendicular</p>	<p>$1.14+0.833X$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p> <p>+M: $0.66+0.55S$ -M: $1.22+0.25S$</p>
<p>Acero:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Emparrillado abierto • Emparrillado con vanos total o parcialmente lleno. • Emparrillado compuesto sin relleno en los vanos 	<p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p> <p>Barras principales</p>	<p>$0.00007P+4S$</p> <p>Se aplica el artículo 4.6.2.1.8</p>

		Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
<p>Madera:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Madera lamina y encolada prefabricada. <ul style="list-style-type: none"> ○ No interconectada ○ Interconectada • Laminada y tesada • Laminada y clavada <ul style="list-style-type: none"> ○ Tableros continuos o paneles interconectados. ○ Paneles no interconectados. 	<ul style="list-style-type: none"> Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular Paralela Perpendicular 	<ul style="list-style-type: none"> 2h+ 0.76 2h+ 1.02 2.28+0.07L 4h+0.76 0.066S+2.74 0.84S + 0.61 2h+0.76 4h+1.02 2h+0.76 2h+1.02

Fuente: Tabla 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2014.)

Dónde:

S = separación de los elementos de apoyo (m)

H = altura del tablero (m)

L = longitud del tramo del tablero (m)

P = carga de eje (kg)

Sb = separación de las barras del emparrillado (m)

+M= momento positivo

- M= momento negativo

X= distancia entre la carga y el punto de apoyo

Parámetros de la Ecuación	Tabla de Referencia	Valor Simplificado			
		a	e	k	f,g,i,j
$\left(\frac{K_g}{L_s^3}\right)^{0.1}$	4.6.2.2.2b-1	1.02	1.05	1.09	—
$\left(\frac{K_g}{L_s^2}\right)^{0.25}$	4.6.2.2.2e-1	1.03	1.07	1.15	—
$\left(\frac{L_s^3}{K_g}\right)^{0.3}$	4.6.2.2.3c-1	0.97	0.93	0.85	—
$\frac{I}{J}$	4.6.2.2.2b-1, 4.6.2.2.3a-1	—	—	—	$0.54\left(\frac{d}{b}\right)+0.16$

Figura 9. Valor de constantes para los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014)

2.2.16 Vigas diafragma

En, *ibídem*, se encuentran definidas como vigas transversales que se usan en los extremos de las vigas principales, en apoyos, y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones anteriores del AASHTO que sugerían se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere además que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

2.2.17 Vigas presforzadas

Explica, *ibídem*, que el presforzado es una técnica de pre-cargar el concreto en forma tal que se eliminen o reduzcan los esfuerzos de tensión que son inducidos por las cargas de gravedad. Los puentes de vigas pretensadas o pos-tensadas requieren peraltes menores, siendo entonces menos pesados, logrando mayores luces. Utilizan acero y concreto de alta resistencia, y requieren de equipo y mano de obra especializados. Es importante en estas estructuras controlar agrietamientos y deflexiones.

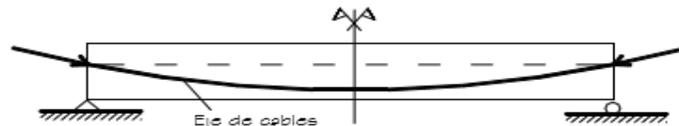


Figura 10. Puentes de vigas presforzadas
Fuente: AASHTO LRFD (2014)

Límites para la Tensión en los Tendones de Pretensado

La tensión en los tendones debida al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes, y los valores especificados en la Tabla 9 (5.9.3-1 AASHTO LRFD). En los estados límites de resistencia y evento extremo, no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 9.

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Pretensado			
Inmediatamente antes de transferencia (f_{pbr})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
En servicio después de pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensado			
Antes del acuanamiento, puede permitirse f_{pbr} a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento de los anclajes	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En otros lugares a lo largo de la longitud del miembro, lejos de anclajes y acopladores, inmediatamente después del acuanamiento	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En servicio después de pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Figura 11. Límites de tensión para los tendones de pretensado
Fuente:(AASHTO LRFD, 2014)

Límites para la Tensión en el Hormigón:

Antes de las pérdidas: Compresión en puentes pretensados o postensados: $0.60f'_{ci}$ (Art. 5.9.4.1.1). Tracción: Aplicar los límites indicados en la Tabla 10 (5.9.4.1.2-1 AASHTO LRFD)

Tabla 8. Límites para la tensión de tracción temporaria en el hormigón antes de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	<ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente 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 $0,5f_c$, no mayor que 210 MPa Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados 	N/A $0,25 \sqrt{f_c} \leq 1,38$ (MPa) $0,63 \sqrt{f_c}$ (MPa) $0,415 \sqrt{f_c}$ (MPa)
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_c$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25 \sqrt{f_c}$ tracción máxima (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión 	$0,25 \sqrt{f_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada 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 $0,5f_c$, no mayor que 210 MPa 	Tracción nula $0,50 \sqrt{f_c}$ (MPa)
	Esfuerzo de tracción principal en el eje neutro del alma <ul style="list-style-type: none"> Todos los tipos de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario señale otros criterios para estructuras críticas 	$0,29 \sqrt{f_c}$ (MPa)

Fuente Tabla 5.9.4.1.2-1 (AASHTO LRFD, 2014)

En estado límite de servicio, después de las pérdidas:

Compresión (Art. 5.9.4.2.1): Para el estado límite de Servicio I, según la Tabla 11 (5.9.4.2.1-1 AASHTO LRFD). El factor de reducción ϕ_w se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, calculadas de acuerdo con el Art. 5.7.4.7.1, son menores o iguales que 15. Si son mayores que 15, deberá calcularse de acuerdo al Art. 5.7.4.7.2.

Tabla 9. Límites para la tensión de compresión en el hormigón pretensado después de las pérdidas.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> 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)

Fuente: Tabla 5.9.4.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Tracción: Según los límites indicados en la Tabla 12 (5.9.4.2.2-1 AASHTO LRDF)

Tabla 10. Límites para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	Tracción en la zona de tracción precomprimada, suponiendo secciones no fisuradas <ul style="list-style-type: none"> Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas Para elementos con tendones de pretensado no adherentes 	$0,50\sqrt{f'_c}$ (MPa) $0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimada <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada a una tensión de $0,5f_y$; con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa) Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Tracción en la dirección transversal en la zona de tracción precomprimada 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente En áreas con armadura adherente 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 205 MPa 	Tracción nula $0,50\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Esfuerzo principal de tracción en el eje neutro del alma <ul style="list-style-type: none"> Todos los tipos de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario indique otros criterios en estructuras críticas 	$0,29\sqrt{f'_c}$ (MPa)

Fuente Tabla 5.9.4.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Tabla 11: Valores de k.

Tipo de tendón	fp _y /fp _u	Valor de k
Cables de baja relajación.	0.90	0.28
Cables aliviados de tensiones y barras de alta resistencia Tipo 1	0.80	0.38
Barras de alta resistencia Tipo 2	0.85	0.48

Fuente: Tabla C5.7.3.1.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Tabla 12. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.

Tabla 12 continuación.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \leq 1800$
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	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{Lr_s}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{Lr_s}\right)^{0,3}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq L \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_c \geq 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Usar la ley de momentos	$S > 5500$

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad													
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2,8L} \right)^{0,5} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,25}$	900 ≤ b ≤ 1500 6000 ≤ L ≤ 37.000 5 ≤ N _b ≤ 20													
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	donde: k = 2,5(N _b) ^{-0,3} ≥ 1,5 Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7600} \right)^{0,6} \left(\frac{b}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{I}{J} \right)^{0,06}$														
	h g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: C = K (W / L) ≤ K D = 300 [11,5 - N _L + 1,4N _L (1 - 0,2C) ²] cuando C ≤ 5 D = 300 [11,5 - N _L] cuando C > 5 $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K: <table border="1" data-bbox="698 1092 1153 1344"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>- Vigas rectangulares sin vacíos</td> <td>0,7</td> </tr> <tr> <td>- Vigas rectangulares con vacíos circulares:</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>- Vigas de sección tipo cajón</td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>- Vigas canal</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>- Viga Te</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>- Viga doble Te</td> <td>2,0</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de viga	K	- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7	- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8	- Vigas de sección tipo cajón	1,0	- Vigas canal	2,2	- Viga Te	2,0	- Viga doble Te	2,0
Tipo de viga	K															
- Vigas rectangulares sin vacíos	0,7															
- Vigas rectangulares con vacíos circulares:	0,8															
- Vigas de sección tipo cajón	1,0															
- Vigas canal	2,2															
- Viga Te	2,0															
- Viga doble Te	2,0															
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: S/2300 si t _g < 100 S/3050 si t _g ≥ 100 Dos o más carriles de diseño cargados: S/2400 si t _g < 100 S/3050 si t _g ≥ 100	S ≤ 1800 m S ≤ 3200 mm													
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85 \frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_L}$	0,05 ≤ $\frac{N_L}{N_b}$ ≤ 1,5													

Fuente: Tabla 4.6.2.2b-1 (AASHTO LRFD, 2014)

2.2.18 Barreras de concreto

El propósito de una barrera de concreto en el caso de una colisión vehicular es redirigir el vehículo de una manera controlada. La barrera debe ser adecuada para resistir el impacto inicial de la colisión y seguir siendo eficaz en la reorientación del vehículo, debiendo por ello cumplir requisitos de resistencia y geometría.

Secciones de barreras junto a cuantías de acero que pueden controlar colisiones se han desarrollado a lo largo de los años y se ha demostrado su eficacia por pruebas de choque. Los requisitos de resistencia dependen del volumen de camiones y la velocidad del tráfico previsto. Las fuerzas de diseño y su ubicación en relación con la losa de puente están dadas en seis niveles según la Tabla 16(AASHTO A13.2-1).

Tabla 14. Fuerzas de diseño para las barreas de tráfico vehicular.

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_g (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel H (mm)	685	685	685	810	1070	2290

Fuente: Tabla A13.2-1 (AASHTO LRFD, 2014)

2.2.19 Dispositivos de apoyo

En, *ibídem*, son definidos como dispositivos que se ubican entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras.

Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc. Pueden ser clasificados como fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos translacionales. Los de expansión permiten movimientos translacionales y rotaciones.

Las principales fórmulas planteadas e implementadas por la norma AASHTO LRFD (2014), para el diseño de losas de concreto, vigas principales, vigas diafragma, barreras de concreto y dispositivos de apoyo, utilizadas en el diseño de puentes, se encuentran definidas en la tabla 17 según el orden en el que se deben implementar. (Ver Anexos I)

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO.

3.1 Tipo de investigación

Teniendo en consideración la definición que expresa Arias (2006), donde dice que:

La investigación de campo consiste en recolectar datos directamente de los sujetos investigados, o de la realidad donde ocurren los hechos, sin modificar variables algunas, es decir, el investigador obtiene la información pero no altera las condiciones existentes. De allí su carácter de investigación no experimental. (p.31).

Se considera una investigación de campo, ya que los trabajos se centran en el tramo vial local 05(L005), en la progresiva 9+025, entre los municipios Anaco- Santa Ana del estado Anzoátegui, donde se analizaron diversos factores tanto estructurales como ambientales para poder establecer un diseño cuya estructura y comportamiento estén acordes a las necesidades de las comunidades existentes. Este proyecto también atiende a un tipo de investigación documental, porque recolecta y aplica información documental sobre puentes existentes en Venezuela, y que es impartida en normas necesarias para la formulación de los diseños.

3.2 Nivel de investigación

Arias, (2006), expresa que la investigación descriptiva consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno, individuo o grupo, con el fin de establecer su estructura o comportamiento. Los resultados de este tipo de investigación se ubican en un nivel intermedio en cuanto a la profundidad de los conocimientos se refiere. (p. 24).

En tal sentido, queda sustentado que este trabajo es una investigación de nivel descriptivo. A partir de modelos teóricos definidos, se levanta la

información de acuerdo a la situación actual en el tramo vial local 05(1005), en la progresiva 9+025, entre los municipios Anaco- Santa Ana del estado Anzoátegui, y la descripción de la aplicación de los distintos métodos de diseño, partiendo de las consideraciones técnicas correspondientes, contempladas en las normas utilizadas en la investigación.

3.3 Técnicas a utilizar

Entre las técnicas de estudio utilizadas, se destacan las siguientes:

- **Revisión Documental:** Se realizó la consulta de normas como la AASHTO LRFD, para el diseño de puentes, además de la revisión de tesis, libros, trabajos, leyes y el uso de internet, como fuente de información para la obtención de datos o recolección de información documental acerca del tema de investigación.
- **Observación Directa:** Se realizaron visitas al sitio donde se encuentran los puentes existentes para realizar observaciones directas y recolectar diferentes datos en el campo, que son necesarios para obtener un diseño estructural acorde a las condiciones del terreno y el volumen del tránsito.

3.4 Instrumentos

Los instrumentos o herramientas utilizados para llevar a cabo esta investigación fueron los siguientes: cinta métrica, instrumentos de nivelación, computadores, cámara, memorias USB, “software” de dibujo y cálculo comerciales como AutoCAD, Microsoft EXCEL, etc, con el fin de agilizar los procedimientos de estudios enfatizado al análisis funcional del puente o estructura a diseñar.

- **Memoria USB:** Utilizado para el resguardo de la información tales como los diferentes manuales y normas recopiladas de las referencias

bibliográficas e información documental, relacionada con el diseño de puentes.

- **Cámara:** Utilizada para la captura de imágenes, las cuales se efectuarán simultáneamente con la inspección visual y cuyas imágenes serán presentadas en el trabajo de investigación final para recalcar o demostrar los datos obtenidos.
- **“Software”:** Permitió transcribir, guardar, corregir y presentar en digital toda la información recolectada, así como también permitirá la utilización de programas como AUTOCAD, Microsoft EXCEL, Microsoft WORD, que permitirán el análisis de los datos y la elaboración de la ingeniería de detalle en los objetivos planteados.
- **Análisis de los Datos**

Una vez aplicada la observación directa y la recolección de datos, se procedió a analizar la información a través de las normativas existentes empleadas para el diseño de puentes carreteros y, en este caso la más empleada como lo es la AASHTO LRFD, para el diseño de puentes. Realizado esto, se procederá a plasmar los datos de diseño en el programa comercial AutoCAD 2014, para lograr presentar planos detallados de la propuesta presentada.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE DATOS Y RESULTADOS.

4.1 Inspección visual para determinar las condiciones actuales del puente

Para el desarrollo de esta actividad, se realizó una visita al sitio de estudio, con el objetivo de evaluar en detalle la situación del puente ubicado sobre el río Guario entre los municipios Anaco-Santa Ana, Durante la visita se observaron dos estructuras, las cuales fueron evaluadas en detalle, la estructura principal y la cual se encuentra en servicio posee una longitud de 25 metros y un ancho de 7.60 metros. De acuerdo a las características expuestas en el Capítulo II lo podemos clasificar como un puente menor ya que su longitud se encuentra entre los 10 y 50 metros, este es un puente informal típico de vías de penetración construidas para la exploración petrolera, posee un tablero de planchas soldadas que se apreciaron como delgadas para el servicio con vehículos pesados, lo cual genera frecuentes necesidades de reparación.

En cuanto a las condiciones generales del puente, se pueden apreciar fracturas transversales presentes en el pavimento sobre ambos extremos, esto debido a que ha comenzado a ceder. Es necesario resaltar que no se pudo realizar una inspección visual de las pilas, ni de los estribos, ya que al momento de la inspección el agua los cubría casi en su totalidad, sin embargo existe un informe realizado por la gerencia de Ingeniería y Construcción de la empresa nacional Petróleos de Venezuela S.A (PDVSA) en el año 2010, en el que se elaboró una evaluación de la referida estructura (pilas y estribos) determinándose que en ese momento se encontraban estructuralmente aptas para soportar las cargas, salvo uno de los estribos que en su parte superior se encuentra fracturado y amerita una reparación.

Desde el año 2010 hasta la presente fecha el puente existente continua con dicha falla y ha continuado deteriorándose, también se observó que la estructura se encuentra a un nivel muy bajo con respecto al cauce del río, provocando esto que en periodo de lluvias cuando el caudal del río aumenta la estructura quede totalmente sumergida, produciéndose socavaciones locales en las bases del puente y disminuyendo su capacidad de soporte.

Como es bien sabido, la socavación es el resultado de la acción erosiva del flujo de agua de los ríos que arranca y acarrea el material del fondo del lecho y de las bancadas laterales. Se debe diferenciar entre la erosión general y la local. La general comprende el arrastre de las partículas sólidas producidas por el paso del agua, la erosión local se produce en presencia de obstáculos en los cauces como son los estribos y pilas junto con sus respectivas cimentaciones. El agua al chocar frontalmente y a gran velocidad contra estos obstáculos, produce un flujo de partículas descendentes que generan una serie de vórtices los cuales arrastran violentamente el material del fondo de la cimentación produciendo fosas de socavación con grandes dimensiones, que generalmente pueden llegar a afectar la cimentación del elemento, poniendo en riesgo su estabilidad.

Una de las patologías más comunes que se observa en esta estructura es la oxidación de los elementos metálicos, por falta de aplicación de pintura o fondos anticorrosivos, el cual es el medio generalmente empleado para evitar la oxidación de los elementos y debe ser aplicada en intervalos máximos de 5 a 10 años, dependiendo del ambiente. Además de la pintura, es esencial contar con un drenaje adecuado, previniendo la acumulación de agua en cualquier parte de la estructura.

En cuanto a los niveles de oxidación, se pueden presenciar de diferentes tipos:

- Superficial: sólo oxidación superficial, sin reducción del área
- Mediana: áreas definitivamente corroídas, creando pequeñas capas
- Severa: corrosión avanzada, penetrando el acero y pudiendo llevar a la perforación de la pieza.

Esta patología afecta significativamente la estructura, y a través de esta pueden surgir otras patologías que reducen la vida útil, es de hacer notar que la solución más viable es el reemplazo de la estructura principal la cual se encuentra dañada, porque además de que se genera un sentido de inseguridad para los usuarios se considera que ha cumplido con su vida útil, por su avanzado y continuo deterioro.

La segunda estructura se encuentra ubicada aguas arriba, paralela a la principal, con mayores dimensiones y la cual se encuentra inconclusa, con una altura de 8 metros siendo está más adecuada para las condiciones del sitio, posee una longitud de 50 metros y un ancho de 7.95 metros con dos estribos de concreto tipo cantiliver para un puente simplemente apoyado de dos tramos de 25 metros cada uno, con una pila central constituida por dos columnas circulares y una viga de travesaño rectangular.

En el informe realizado por la gerencia de Ingeniería y Construcción de la empresa nacional Petróleos de Venezuela S.A (PDVSA) en el año 2010 se plantea que este puente se encuentra en mejores condiciones posee un mejor acceso y puede ser puesta en funcionamiento siempre y cuando sea diseñado un tablero óptimo acorde con la estructura, en dicho informe se plantea que las pilas y los estribos son capaces de soportar cargas considerables.

Debido a todo lo expuesto anteriormente se concluye que la estructura principal debe ser descartada por el riesgo que presenta, y que la propuesta de mejora se centrara en el diseño de un tablero para la segunda estructura,

cuyo tablero sea óptimo y este acorde con los estribos y pilas que ya se encuentran construidos en su totalidad y con excelentes condiciones. Para complementar todo lo dicho anteriormente, observar las figuras 12-17.



**Figura 12. Fractura transversal presente en el pavimento que da acceso al puente principal.
Fuente: Autores (2020).**



**Figura 13. Nivel del puente principal respecto al cauce del río.
Fuente: Autores (2020).**



Figura 14. Vista diagonal de la estructura del puente principal.

Fuente: Autores (2020).



Figura 15. Puente principal sobre el río Guario.

Fuente: Autores (2020).



Figura 16. Pila central de la segunda estructura del puente sobre el río Guarío.

Fuente: Autores (2020).



Figura 17. Imagen frontal del estribo principal de la segunda estructura del puente sobre el río Guarío.

Fuente: Autores (2020).

4.2 levantamiento planialtimetrico del puente sobre el rio Guarío y las áreas aledañas.

Se realizó un levantamiento planialtimetrico del sitio en estudio, conocido como el puente sobre el rio Guarío y sus áreas aledañas lo que incluye un segundo puente paralelo a este, el cual se encuentra inconcluso, el puente principal en servicio está ubicado en la vía local 05 (l005) en la progresiva 9+025, entre los Municipios Anaco-Santa Ana del Estado Anzoátegui, los resultados obtenidos en el levantamiento fueron analizados y dibujados utilizando el *software* especializado AutoCAD 2014.

Durante el análisis y desarrollo del levantamiento planialtimetrico en la estructura principal que se encuentra en servicio, se pueden observar diferentes inconvenientes, uno de ellos es que su elevación con respecto al cauce del rio es muy baja produciendo que la estructura se inunde en periodo de lluvias, otro de los problemas es que no posee una buena visibilidad al momento de aproximarse a la estructura, también su ancho es menor al ancho de la vía que le da acceso lo cual dificulta las condiciones de manejo por este tramo.

De igual forma se asume que este puente principal que se encuentra actualmente en servicio no cumple con los diferentes lineamientos establecidos, ya que los criterios utilizados para el diseño de esta estructura no fueron los adecuados, porque en su momento el puente se construyó como una solución provisional para establecer la comunicación vial entre los municipios Anaco–Santa Ana.

Al desarrollar y analizar la información del levantamiento planialtimetrico de la segunda estructura se puede observar que la misma se encuentra en buenas condiciones generales posee una altura de 8 mts. Y una longitud de 50 mts. Su ancho está acorde a las mínimas longitudes requeridas para el ancho de una vía de dos tramos y posee un excelente acceso con

buena visibilidad a la hora del paso, lo cual permite que este puente sea el más adecuado para generar la propuesta de diseño contribuyendo al mejoramiento de dicha estructura. Durante el análisis también se lograron apreciar otras variables de la referida estructura como lo son: ancho y perfiles longitudinales, todos estos datos se encuentran definidos en los planos de detalle, (ver Anexos III).

4.3 Estructura del puente según las diferentes tipologías existentes, teniendo en cuenta los niveles hidrológicos presentes según los criterios de la norma AASTHO LRFD.

Existen infinidad de factores que pueden ser decisivos a la hora de elegir la tipología de un puente, entre ellos se encuentran: su luz, capacidad de ejecución en la zona, afecciones a otros servicios, geotecnia, economía y estética. Sin embargo, uno de los factores más decisivos en ambas, o por lo menos, el factor que limita directamente la viabilidad de la obra, es sin duda su luz, distancia horizontal entre ejes de apoyo y de un vano.

A continuación se abordaran las diferentes tipologías existentes para tener una mayor perspectiva a la hora de seleccionar el puente más adecuado para la zona en estudio, en este sentido, se cree que es muy interesante representarlo en gráficos donde podemos apreciar con mayor facilidad el rango de luz que ayuda a decidir la tipología estructural más adecuada.

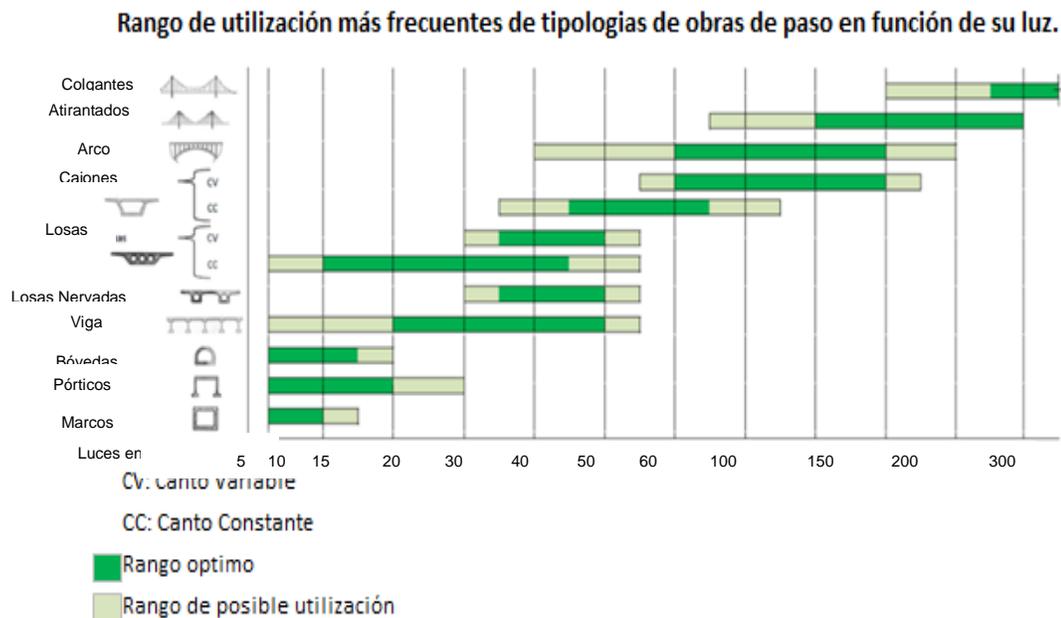


Figura 18. Rango de utilizations más frecuentes de tipologías de obra de paso en función de su luz.

Fuente: Autores (2020).

A través del gráfico se evidencia que para la propuesta a presentar la estructura ideal sería un puente de viga, ya que posee un rango óptimo de utilización entre los 15 y 50 metros de luz, siendo los 50 metros la longitud máxima que existe entre ambos apoyos presentes en el sitio de estudio.

Además el puente de viga, es uno de los puentes más elementales, porque tiene la particularidad de adaptarse a casi todo tipo de terreno, son muy recomendables para sitios de baja altura y poseen un buen rendimiento mecánico, tienen muchas ventajas ya que su realización es bastante sencilla en comparación con otros tipos de estructuras, como lo son los puentes de arcos y puentes colgantes siendo estas tipologías más utilizadas para tramos grandes y cuyas patologías necesitan una mayor inversión y mantenimiento.

En este caso no es la excepción ya que los puentes de viga requieren poco mantenimiento, y poseen propiedades isostáticas lo que permiten que la obra siga siendo casi insensible al hundimiento del terreno, siempre y cuando se realice un buen diseño, teniendo en cuenta las consideraciones y recomendaciones de las normas de la asociación americana de oficiales de carretera (AASHTO LRFD) por sus siglas en inglés, siendo estas las más utilizadas para la elaboración de este tipo de estructuras y cuya norma expresa que los puentes de vigas pueden ser diseñados en concreto armado, concreto preforzado, metálicos o mixtos, es decir concreto armado y acero estructural.

El terreno donde se presentara la propuesta tiene una capacidad de carga significativamente elevada, se descartan problemas relacionados con licuación de arenas, arcillas expansivas y suelos colapsables, estos datos fueron aportados en el informe presentado por la empresa nacional petróleos de Venezuela (PDVSA), también se nos aporta que el nivel freático estable es a 8 metros con respecto a la superficie del terreno lo que permite saber que el río tiene un cauce natural en toda su longitud. Su cobertura vegetal se considera como: bosque de galería, sabanas y morichales, suelo semi-impermeable y un régimen fluvial de agua continua.

4.4 Propuesta para mejora de la estructura, según norma AASHTO LRFD.

Para el diseño de la propuesta procedemos a identificar las características del puente a ser diseñado, por lo tanto, se comenzó a partir de los datos obtenidos en el levantamiento planialtimétrico. A efectos de este, se propone el diseño de un tablero para un puente simplemente apoyado (isostático) con dos tramos de 25 mts cada uno, para una longitud total de 50mts, con una sección transversal de 7.95 mts constituido por una carretera de dos carriles.

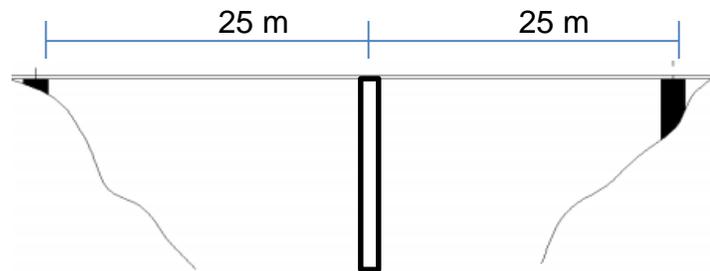


Figura 19. Sección longitudinal de diseño.

Fuente: Autores (2020)

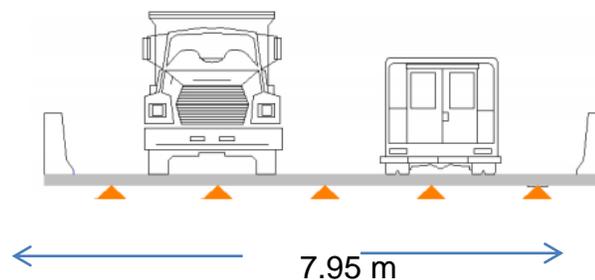


Figura 20. Sección transversal de Diseño.

Fuente: Autores (2020)

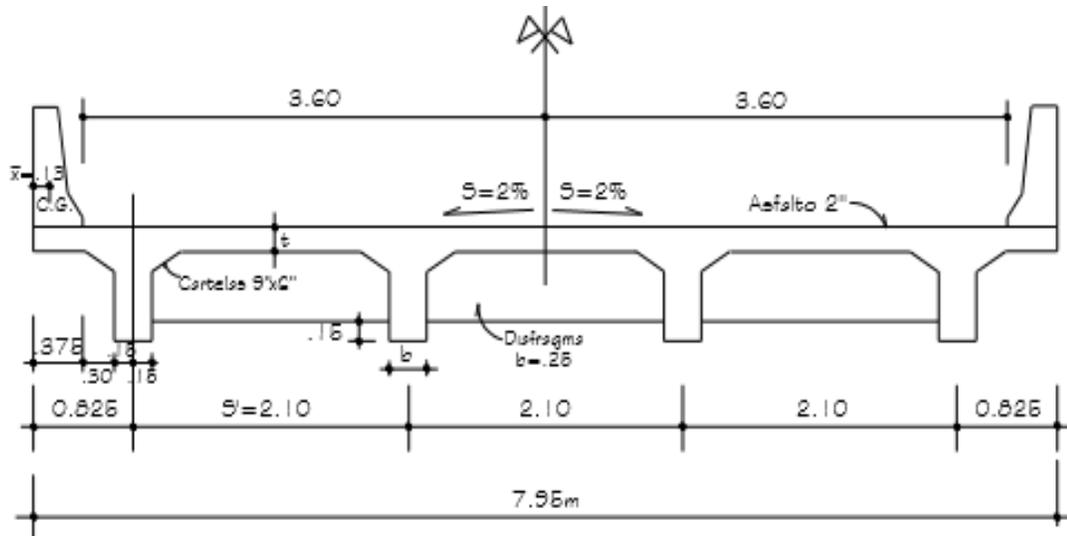
4.4.1 Diseño de tablero simplemente apoyado de 50 mts de longitud con dos tramos de dos vías.

Debido a que la estructura propuesta presenta una simetría, se procede a diseñar un solo tramo simplemente apoyado de 25 m de longitud de dos vías y concreto $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, acero $Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$, con un vehículo de usuario HL-93.

Se propone la sección trasversal por una losa apoyada sobre cuatro vigas distancia, entre ejes $S'=2.10$, voladizos de aproximadamente $0,4x S' = 0,84$

=0,825m y barreras de concreto con perfil tipo New Jersey con una área en su sección transversal = 2028,75cm² (C.G a 0,13 mts. de la cara vertical).

Figura 21. Sección transversal de losa apoyada sobre cuatro vigas



Fuente: Autores (2020).

4.4.1.1. Diseño de la losa. (As Principal perpendicular al tráfico)

- Pre-dimensionamiento de losa:

Espesor de losa

El (Art.9.7.1.1) expresa que para tableros de concretos apoyados en elementos longitudinales.

$$t_{\min} = 0,175 \text{ mts.}$$

Aunque el acero es perpendicular al tráfico es posible tomar la referencia como en versiones anteriores de la AASTHO la expresión:

$$t_{\min} = \frac{S+3}{30} \geq 0,165 \quad S = \text{Luz libre de losa.}$$

$$t_{\min} = \frac{1,8+3}{30} = 0,16$$

No cumple, se asume $t_{\min} =$
0.165

En voladizos de concreto que soportan barreras de concretos el espesor mínimo de losa es:

$$t_{\min} = 0,20 \quad (\text{Art. 13.7.3.1.2})$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con:

$t_{\min} = 0,20\text{m}$

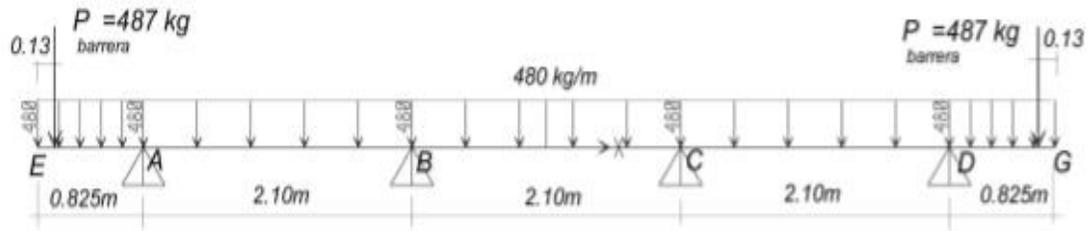
4.4.1.2. Carga Muerta

Peso propio de losa:

$$W_{\text{Losa}} = 0,20\text{m} \times 1,0\text{m} \times 2400\text{Kg/m}^3 = 480\text{kg/m}$$

Peso de Barrera:

$$W_{\text{barrera}} = 0,202875\text{m}^2 \times 1,0\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 487\text{kg.} \quad (\text{Aplicados en } \bar{X} = 0.13)$$



Resolviendo mediante programa SAP2000, se tiene:

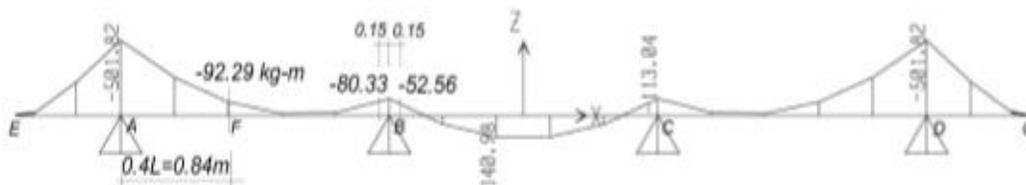


Figura 22. Diagrama de momentos resultantes

Fuente: Autores (2020).

4.4.1.3. Momentos Negativos de diseño.

El (Art 4.6.2.1.6) expresa que para obtener el momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se debe de tomar la sección de diseño en la cara del apoyo. En nuestro caso el tablero del Puente estará apoyado sobre vigas longitudinales, tomamos entonces la sección del apoyo B, con los siguientes resultados del diagrama de momentos.

M _{DC}	-113,04kg-m = -0,11 T-m	En el eje B
M _{DC. Izquierdo}	-80,33 kg-m = -0,08 T-m	Cara Izq eje B
M _{DC. Dercho}	-52,56kg-m = -0,5 T-m	Cara Der eje B

Tabla 15. Momentos negativos de diseño por losa

Fuente: Autores (2020)

4.4.1.4. Momento positivo de diseño

La carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores. El máximo momento positivo por carga viva ocurre en los tramos AB o BC, a $0.4 L$ de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección que se identificará como "F". En base a esa sección se realizará el diseño para momento positivo en franjas de losa de 1m.

Momentos positivos del diagrama de momento, se tiene para la sección:

$$F=0,4L$$

$$M_{DC} = -92.29 \text{ kg}\cdot\text{m} = -0.09 \text{ T}\cdot\text{m}$$

En la mayoración de carga para el estado límite de resistencia I, a este último valor por ser negativo lo multiplicamos por $\gamma = 0,9$. Para obtener en la combinación de cargas el máximo momento positivo.

4.4.1.5. Carga por superficie de rodadura (DW).

$$\text{Asfalto: } W_{\text{asfalto}} = 0,05\text{m} \times 1,0\text{m} \times 2240\text{kg/m}^3 = 112 \text{ kg/m}$$

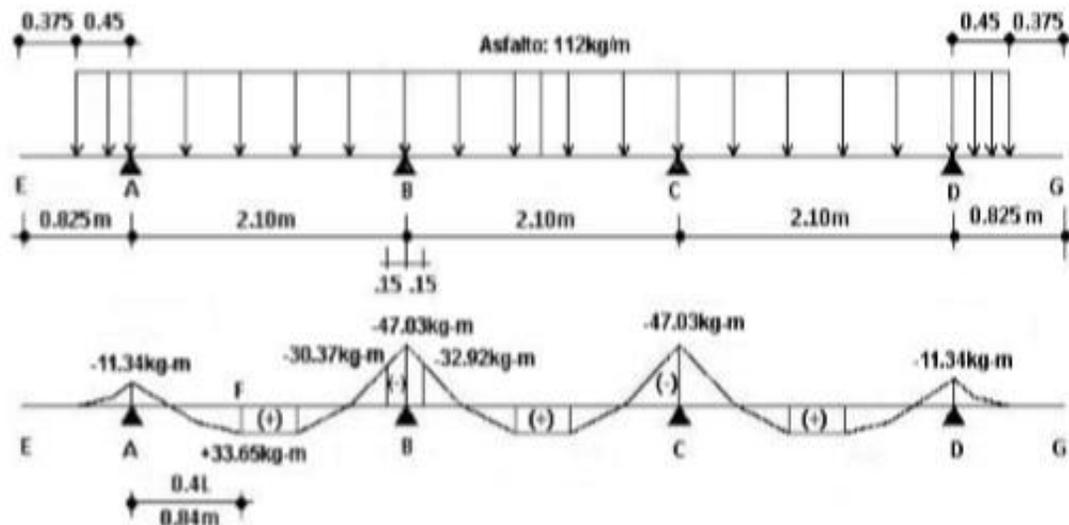


Figura 23. Diagrama de Momentos en losa por carga de asfalto

Fuente: Autores (2020).

Momentos en losa por carga de asfalto		
MDC	-47.03 kg-m = -0.05 T-m	En el eje B
MDC.Izquierdo	-30.37 kg-m = -0.03 T-m	Cara Izq eje B
MDC. Dercho	-32.92 kg-m = -0.03 T-m	Cara Der eje B

Tabla 16 momentos en losa por carga de asfalto.

Fuente: Autores (2020)

Momento positivo del diagrama de momento.

$$M_{DW} = 33.65 \text{ kg-m} = 0.03 \text{ T-m (en F)}$$

4.4.1.6. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Momentos negativos respecto a la Tabla A4-1(AASHTO LRFD) para diseño de losas de tablero.

Para S= 2.10 m

En el eje del apoyo B:

$$M_{(-) LL+IM} = 26780 \frac{N \text{ mm}}{mm} = -2,73 \frac{Tm}{m}$$

En cara de viga (a 0.30m):

$$M_{(-) LL+IM} = 19580 \frac{Nmm}{mm} = -2,00 \frac{Tm}{m}$$

Carga	Tipo	M _{(-)izq} T-m	M _{(-)eje} T-m	M _{(-)der} T-m	Y(Resistencia I)
Losa+Barrera	DC	- 0.08	- 0.11	- 0.05	1.25
Asfalto	DW	- 0.03	- 0.05	- 0.03	1.50
Carga viva	LL+IM	- 2.00	- 2.73	- 2.00	1.75

Tabla 17. Resumen de momentos negativos por carga en (B).

Fuente: Autores (2020)

Para el diseño por estado límite de resistencia I, con $n = n_D n_I = 1$

$$M_u = n [(1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + (1.50 \text{ ó } 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}]$$

(LRFD – Tabla 3.4.1-1)

En el eje B	- 4.99 T-m
Cara izq. Eje B	- 3.65 T-m
Cara der. Eje B	- 3.61 T-m

Tabla 18. Estado límite de resistencia I

Fuente: Autores (2020)

El acero negativo será diseñado con el valor de momento que es mayor de las dos caras de viga en esta caso (- 3.65 T-m)

Momento positivo:

Para $S = 2.10 \text{ m}$

$$M_{(+)\text{ LL+IM}} = 23380 \frac{Nmm}{mm} = 2,38 \frac{T-m}{m}$$

Carga	Tipo	$M(+)$ T-m	γ (Resistencia I)
Losa+Barrera	DC	-0,09	0,9
Asfalto	DW	0,03	1,5
Carga Viva	LL+IM	2,38	1,75

Tabla 19. Resumen de momentos positivos por carga en F

Fuente: Autores (2020)

$$M_u = 0,9(-0,09) + 1,50(0,03) + 1,75(2,38)$$

$$M_u = 4,13 \text{ T-m}$$

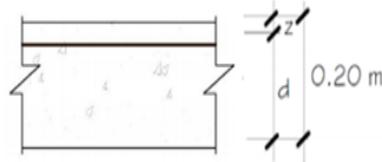
4.4.1.7. Cálculo del acero.

La dirección de la armadura primaria es perpendicular al eje del puente. El acero requerido para cada zona de momento se determina basado en las solicitaciones a lo largo de este sentido. El factor de resistencia a la flexión y tracción del hormigón armado es $\Phi_f = 0.9$ (LRFD - Arto. 5.5.4.2.1).

Acero negativo (perpendicular al tráfico).

$$M_u = -2,44 \text{ T-m}$$

Utilizando $A_s \text{ } \varnothing 1/2''$ y recubrimiento $r = 5.00 \text{ cm}$ (LRFD – Tabla 5.12.3-1)



$$Z = 5.0 + \frac{1,27}{2} = 5.64 \text{ cm} \quad d = 20\text{cm} - 5.64\text{cm} = 14.36\text{cm}$$

$$A_{s(-)} = \frac{3.65 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(1.6 - \frac{a}{2}\right)} = 6.99 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1,11 \text{ cm}$$

$$C = \frac{a}{0,85} = 1.31 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

$$\phi = 0.65 + 0,15 \left(\frac{14,63\text{cm}}{1.3\text{cm}} - 1 \right) = 2,14 > 0,9$$

$$\phi = 0.9$$

$$As \ \phi \ 1/2" \quad s = \frac{1,27}{6.99} = 0.18 \text{ m}$$

S= 0,18m, se verificara mas adelante.

Usar 1 ϕ 1/2" @ 0,18m 0.18m

As maximo

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este limite.

(Art. 5.7.3.3.1)

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor **(Art. 5.7.3.3.2)**. M_{cr} y $1,33 M_U$:

$$M_{cr} = 1.1 (F_r \cdot S_c)$$

$$F_r = 2.01 \sqrt{F'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_c = bh^2/6 = \frac{100(20^2)}{6} = 6,667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1,1(33,63 \times 6,667) = 2,47 \text{ T.m}$$

$$1,33 M_U = 1,33 (3.65 \text{ T-m}) = 4.85 \text{ T-m}$$

El menor valor es 2.47T-m y la cantidad de acero propuesta:

$$A_s = 1,27 \text{ cm}^2 / 0,18 = 7,1 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad (\text{Resiste})$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F'_c \cdot b} = \frac{7,1 \times 4200}{0,85 \times 280 \times 100} = 1,25 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s = 0,9 \times 4200 \times \left(14,36 - \frac{1,25}{2} \right) \times 7,1$$

$$M_u = 368619,93 \approx 3,7 \text{ T-m}$$

$$M_u > 2,47 \text{ T-m} \quad \text{OK!}$$

Acero positivo (perpendicular al tráfico)

El momento de diseño Positivo.

$$M_u = 4,13 \text{ T-m}$$

As \emptyset 1/2" y recubrimiento $r = 2.5$ cm según tabla (LRFD – Tabla 5.12.3-1)

$$Z = 2,5 + \frac{1,27}{2} = 3,14 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} - 3,14 \text{ cm} = 16,86 \text{ cm}$$

$$A_{s(+)} = \frac{4,13 \times 10^5}{0,9 \times 4200 \left(16,86 - \frac{a}{2} \right)} = 6,71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \times 4200}{0,85 \times 280 \times 100} = 1,17 \text{ cm}$$

$$S = \frac{1,27}{6,71} = 0,19 \text{ cm}$$

Usar 1 \emptyset 1/2 @ 0,19 m

$$C = \frac{a}{0,85} = \frac{1,17}{0,85} = 1,38 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.65 + 0,15\left(\frac{dt}{c} - 1\right) \leq 0,9$$

$$\phi = 0.65 + 0,15\left(\frac{16,86\text{cm}}{1.38\text{cm}} - 1\right) = 2,22 > 0,9$$

$$\phi = 0,9$$

As mínimo

$$M_{cr} = 1,1(33,63\text{kg/cm}^2 \times 6,667\text{cm}^2) = 2,47 \text{ T.m}$$

$$1,33 M_u = 1,33 (4,13\text{T-m}) = 5,49 \text{ T-m}$$

$$M_u = 4,13 > 2,47 \text{ OK!}$$

As de Temperatura:

$$A_{\text{Stemp}} = \frac{0,18 b \cdot h}{2 (b+h)} = \text{cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{Stemp}} = \frac{0,18 (795)(20)}{2 (795+20)} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2,33\text{cm}^2/\text{m} \leq A_{\text{Stemp}} \leq 12,70\text{cm}^2/\text{m} \quad (\text{LRFD Art.5.10.8.2-2})$$

$$\text{Se usa } A_{\text{Stemp}} = 2,33\text{cm}^2$$

$$\phi 3/8" \quad S = \frac{0,71}{2,33} = 0,30\text{m}$$

USAR 1 ϕ 3/8" @ 0,30m

El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

As de distribución:

$$\% = \frac{1,21}{\sqrt{S}} \leq 67\% \text{ (LRFD Art.9.7.3.2)}$$

S = distancia entre cara de vigas = 1.80m

$$\% = \frac{1,21}{\sqrt{150}} = 98\% > 67\%$$

$$\% = 0,67\%$$

$$A_{s\text{repat}} = 0,67 (6,67\text{cm}^2) = 4,50\text{cm}^2$$

$$\emptyset 1/2'' \quad S = \frac{1,27}{4,44} = 0,29\text{m}$$

USAR 1 $\emptyset 1/2''$ @ 0,29m

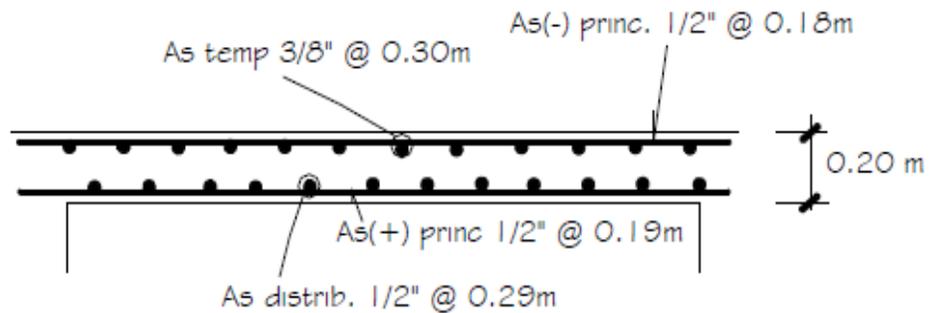


Figura 24. Sección de losa apoyada en vigas
Fuente: Autores (2020).

4.4.1.8. Revisión de fisuración por distribución de armadura (LRFD Art. 5.7.3.4)

Todos los elementos de hormigón armado están sujetos a fisuración bajo cualquier condición de cargas, incluyendo los efectos térmicos y la restricción de las deformaciones, que produzca en la sección bruta tensiones mayores que la tensión de fisuración del hormigón. Las ubicaciones

particularmente vulnerables a la fisuración incluyen aquellas donde hay cambios bruscos en la geometría de la sección y las zonas de los anclajes de postensado intermedios. (LRFD - C5.7.3.4)

Acero principal negativo:

Momento actuante:

Usando la sección agrietada y una franja de 0.18m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I siendo $n = n_{DN}R_{NI} = 1$:

$$M_s = (1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{LL+IM}) \quad \text{(LRFD -Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_s = 1.0 [1.0(-0,55) + 1.0(-0,03) + 1.0(-2,00)]$$

$$M_s = - 2,08 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.18m:

$$M_s = (- 2,08 \text{ Tm/m}) (0,18\text{m}) = 0,374 \text{ T-m}$$

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15300 \sqrt{F'c} = 15300 \sqrt{280} = 256018 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(LRFD Art 5.4.2.4-1)}$$

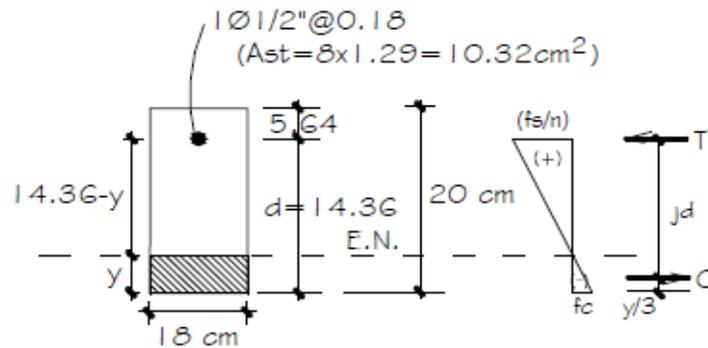
$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,04 \times 10^6}{256018} = 8$$

$$d_c = r + \frac{\emptyset}{2} \quad d_c = 5 \text{ cm} + \frac{1,27}{2} = 5,64 \text{ cm}$$

Área de acero transformada:

$$A_{sT} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8 (1,27 \text{ cm}^2)$$

$$A_{sT} = 10,16 \text{ cm}^2$$



Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$18y(y/2) = 10,16(14,36-y)$$

$$y = 3,52 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 14,36 - \frac{3,52}{3} = 13,19 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$F_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} = \frac{0,34 \times 10^5}{(13,19)(1,29)} = 1998 \text{ kg/cm}^2$$

$$1998 \text{ kg/cm}^2 \geq 0,6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura.

$$S_{\max} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s F_{ss}} - 2d_c \quad (\text{LRFD Art 5.7.3.4-1})$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h-d_c)} = 1 + \frac{5,64}{0,7(20-5,64)} = 1,56$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e = 0,75$

$$S_{\max} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s F_{SS}} - 2d_c = \frac{125000 (0,75)}{1,56 (1,998)} - 2 (5,64)$$

$$S_{\max} = 18,8\text{cm} > 18\text{cm OK!}$$

Acero principal positivo:

Momento actuante.

Usando la sección agrietada y una franja de 0.19m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I

$$M_s = (1.0 M_{DC} + 1.0 M_{DW} + 1.0 M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1.0 [1.0(-0,09) + 1.0(0,03) + 1.0(2,35)]$$

$$M_s = 2,32 \text{ T-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.19m:

$$M_s = (2,32 \text{ T-m/m}) (0,19\text{m}) = 0,44 \text{ T-m}$$

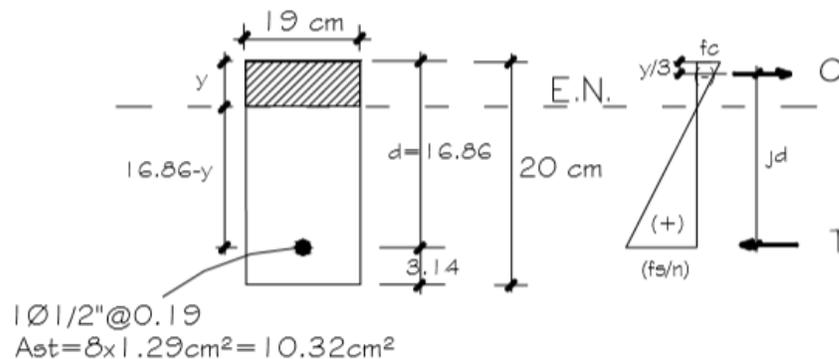
Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15300 \sqrt{F'_c} = 15300 \sqrt{280} = 256,018 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{LRFD Art 5.4.2.4-1})$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,04 \times 10^6}{256018} = 8$$

$$d_c = r + \frac{\phi}{2} \quad d_c = 2,5 \text{ cm} + \frac{1,27}{2} = 3,14 \text{ cm}$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero} = 8(1.29 \text{ cm}^2) = 10.32 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$19y (y/2) = 10,32 (16,86-y)$$

$$y = 3,77 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 16,86 - \frac{3,77 \text{ cm}}{3} = 15,60 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$F_{ss} = \frac{M_S}{(jd)A_s} = \frac{0,44 \times 10^5}{(15,60)(1,29)} = 2186 \text{ kg/cm}^2$$

$$2186 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,6 f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Separación máxima de la armadura

$$S_{\max} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s F_{ss}} - 2d_c \quad (\text{LRFD Art 5.7.3.4-1})$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,7(h - d_c)} = 1 + \frac{3,14}{0,7(20 - 3,14)} = 1,27$$

Para condición de exposición severa, con $\gamma_e = 0,75$

$$S_{\max} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s F_{ss}} - 2d_c = \frac{125000 (0,75)}{1,27 (2186)} - 2(3,14)$$

$$S_{\max} = 27,5 \text{ cm} > 19 \text{ cm OK!}$$

Acero Negativo (perpendicular al trafico)
Usar cabillas de $1\phi 1/2'' @ 0.18m$
Acero Positivo (perpendicular al trafico)
Usar cabillas de $1\phi 1/2'' @ 0,19 m$
As de temperatura
Usar cabillas de $1\phi 3/8'' @ 0,30m$
As de distribución
Usar cabillas de $1\phi 1/2'' @ 0,29m$

Tabla 20. Tabla de resultados de acero en diseño de losa
Fuente: Autores (2020)

4.4.2. DISEÑO DE BARRERAS DE CONCRETO.

Barrera tipo New Jersey hay que resaltar que en un sistema de barreras y su conexión a la cubierta se autoriza después de demostrar que es satisfactorias a través de prueba de choque, se utilizara un módulo ya probado.

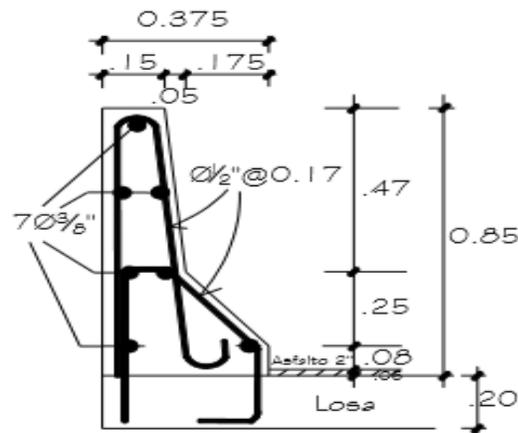
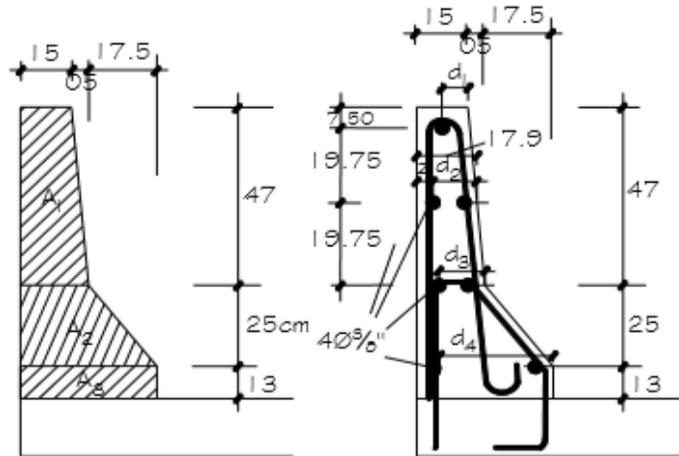


Figura 25. Perfil de diseño barrera tipo New Jersey
Fuente: Autores (2020).

Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w)



Con $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se tiene:

Sección A1

$$Z = \text{recub} + \phi + \phi/2" = 2" + 1/2" + (3/8")/2 = 2,687522"$$

$$Z = 6,83 \text{ cm}$$

$$d_1 = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$d_2 = 17,90 \text{ cm} - 6,83 \text{ cm} = 11,07 \text{ cm}$$

$$d_3 = 20 \text{ cm} - 6,83 \text{ cm} = 13,17 \text{ cm}$$

$$d = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3} = \frac{7,5 + 11,07 + 13,17}{3}$$

$$d = 10,58 \text{ cm}$$

$$A_s = (2 + 0,5) \phi 3/8" = 2,5(0,71 \text{ cm}^2) = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0,85 \cdot F'c \cdot b} = \frac{1,78(4200)}{0,85(280)(47)} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\phi = 1.0 \text{ (Caso de eventos extremos, AASHTO 1.3.2.1)}$$

$$M_u = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,0 (1,78) (4200) \left(10,58 - \frac{0,67}{2} \right)$$

$$M_u = 76.592 \text{ kg-cm} = 0.77 \text{ T-m}$$

Sección A₂

$$d_3 = 20 \text{ cm} - 6,83 \text{ cm} = 13,17 \text{ cm}$$

$$d_4 = 37,5 \text{ cm} - 6,83 = 30,67 \text{ cm}$$

$$d = \frac{d_3 + d_4}{2} = \frac{13,17 \text{ cm} + 30,67 \text{ cm}}{2} = 21,92 \text{ cm}$$

$$A_s = (0,5 + 0,5) \phi 3/8'' = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0,7(4200)}{0,85(280)(25)} = 0,50 \text{ cm}$$

$$M_u = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1,0 (0,71) (4200) \left(21,92 - \frac{0,50}{2} \right)$$

$$M_u = 64.620 \text{ kg-cm} = 0.65 \text{ T-m}$$

Sección A₃

$$d = d_4 = 30,67 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,5 \phi 3/8'' = 0,5 (0,71 \text{ cm}^2) = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{0,36(4200)}{0,85(280)(13)} = 0,49 \text{ cm}$$

$$M_u = 1,0 (0,36) (4200) \left(30,67 - \frac{0,49}{2} \right)$$

$$M_u = 46.003 \text{ kg-cm} = 0.46 \text{ T-m}$$

M total:

$$M_w = M_u = 0.77 \text{ T-m} + 0.65 \text{ T-m} + 0.46 \text{ T-m}$$

$$M_w = 1.88 \text{ T-m}$$

4.4.2.1. Resistencia a la flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)

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 el refuerzo de la barrera para esa cara.

Utilizando $1\phi 1/2'' @ 0.17\text{m}$ ($A_s = 1.29\text{cm}^2/0.17\text{m} = 7.59\text{cm}^2/\text{m}$) considerando fajas de 1m de ancho:

Sección A₁

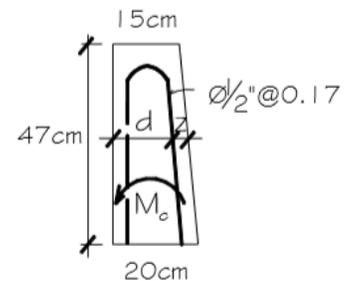
$$z = \text{recub} + \phi/2'' = 2'' + (1/2'')/2 = 2.25'' = 5.72\text{cm}$$

$$d = h - z = 17.9 - 5.72 = 12.18\text{cm}$$

$$a = \frac{7.59(4200)}{0.85(280)(100)} = 1.34\text{cm}$$

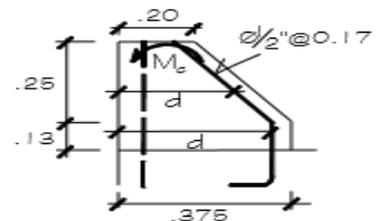
$$M_{C,I} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 (7.59) (4200) \left(12.18 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{C,I} = 3.67 \text{ T-m}$$



Sección A₂

$$d = \left(\frac{20 + 37.5}{2} \right) - 5.72 = 23.03\text{cm}$$



$$M_{C,II} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 (7.59) (4200) \left(23.03 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{C,II} = 7.13 \text{ T-m}$$

Sección A₃

$$d = 37.5\text{cm} - 5.72\text{cm} = 31.78\text{cm}$$

$$M_{C,III} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.0 (7.59) (4200) \left(31.78 - \frac{1.34}{2} \right)$$

$$M_{C,III} = 9.92 \text{ T-m}$$

El momento promedio es:

$$M_c = \frac{3.67(0.47) + 7.13(0.25) + 9.92(0.13)}{0.85}$$

$$M_c = 5.64 \text{ T-m}$$

4.4.2.2. Longitud crítica de la línea de rotura (L_c) según el patrón de falla

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_W)}{M_C}} \quad (\text{A13.3.1-2})$$

Siendo:

L_t = Longitud de distribución longitudinal de la fuerza de impacto

F_t = 1.07m, para el nivel TL-4 **(Tabla A13.2-1)**

H = altura de la barrera = 0.85m

M_b = resistencia flexional adicional en la parte superior del muro = 0

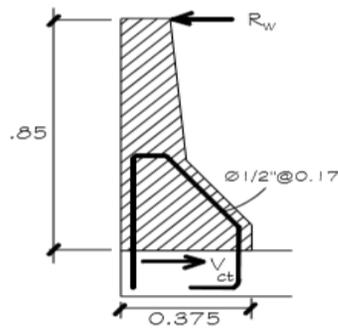
M_w = resistencia flexional del muro respecto de su eje vertical = 1.88 T-m

M_c = resistencia flexional de los muros en voladizo respecto de un eje paralelo al eje longitudinal del puente = 5.64 T-m

L_c = longitud crítica de la línea de rotura en el patrón de falla

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.85)(0+1.88)}{5.64}} = 2.13\text{cm}$$

4.4.2.3. Resistencia nominal a la carga transversal (R_w)



$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_t}\right) \left(8M_b + 8M_w + \frac{M_c L_c^2}{H}\right) \quad (\text{A13.3.1-1})$$

Siendo:

$$F_t = 240,000\text{N para el nivel TL-4} = 24.47\text{T} \quad (\text{Tabla A13.2-1})$$

R_w = resistencia del parapeto

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2.13 - 1.07}\right) \left(8(0) + 8(1.88) + \frac{5.64(2.13)^2}{0.85}\right)$$

$$R_w = 28.30\text{T} > F_t = 24.47 \text{ OK!}$$

4.4.2.4. Transferencia de cortante entre la barrera y la losa

Cortante actuante:

$$V_{ct} = \frac{R_w}{L_c + 2H} \quad (\text{A13.4.2-1})$$

$$V_{ct} = \frac{2.30 \text{ T}}{2.13\text{m} + 2 \times 0.85\text{m}} = 7.39 \text{ T/m}$$

Cortante resistente:

Para dos concretos colados en diferentes momentos:

$$V_n = cA_{cv} + \mu(A_{vf} f_y + P_c) \leq k_1 f'_c A_{cv} \text{ o } k_2 A_{cv} \quad (5.8.4.1-3)$$

Donde:

$$A_{cv} = \text{Área de corte en contacto} = 37.5\text{cm} \times 100\text{cm} = 3750\text{cm}^2$$

$A_{vf} = \text{Área del dowel en el plano de corte} = 1\text{Ø}1/2'' @ 0.17$ (en razón de que sólo una pata está anclada) $= 1.29\text{cm}^2 / 0.17\text{m} = 7.59\text{cm}^2/\text{m}$

$$c = \text{factor de cohesión} = 5.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Caso 5)} \quad (5.8.4.3)$$

$$\mu = \text{factor de fricción} = 0.6 \text{ (Caso 5)}$$

$K_1 = \text{fracción de la resistencia del concreto disponible para resistir el corte en la interface} = 0.2$

$$K_2 = \text{resistencia de corte límite en la interface} = 56 \text{ kg/cm}^2$$

$P_c = \text{fuerza de compresión permanente perpendicular al plano de corte} = 487\text{kg}$

En 1m de ancho de barrera:

$$V_n = 5.0\text{kg/cm}^2 (3750\text{cm}^2) + 0.6 (7.59\text{cm}^2 \times 4200\text{kg/cm}^2 + 487\text{kg})$$

$$V_n = 38,169 \text{ kg} \leq 0.2 (280\text{kg/cm}^2) (3,750\text{cm}^2) \text{ o } 56\text{kg/cm}^2 (3,750\text{cm}^2)$$

$$V_n = 38.17\text{T} \leq 210\text{T OK!}$$

4.4.2.5. Chequeo del Dowel

La armadura por corte en cm^2 por metro de longitud de viga debe satisfacer en la interface entre hormigón de losas y vigas:

$$A_{vf} \geq \frac{352b_v}{f_y} \text{ [cm}^2/\text{m]} \quad (5.8.4.4-1 \text{ y } C5.8.4.4)$$

Siendo:

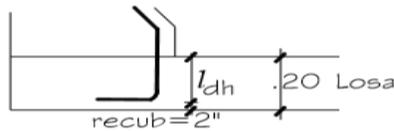
$$b_v = \text{ancho de la interface} = 37.5\text{cm}$$

$$A_{vf} \geq \frac{352 \times 37.5}{4200} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Proveído: 1 $\emptyset 1/2''$ @ 0.17 = 7.59 cm²/m > 3.14 cm²/m OK!

4.4.2.6. Longitud de anclaje

La longitud básica de anclaje (l_{hb}) para una barra terminada en gancho es:



$$l_{hb} = \frac{319d_b}{\sqrt{f_c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

Siendo:

d_b = diámetro de la barra = 1.27

$$l_{hb} = \frac{319(1.27)}{\sqrt{280}} = 24.2 \text{ cm}$$

Considerando que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor o igual que 64mm, la longitud básica de anclaje se afectará por el factor 0.7 (5.11.2.4.2).

Luego:

$$l_{dh} = 0.7 l_{hb} = 0.7 \times 24.2 \text{ cm} = 17 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje l_{dh} no debe ser menor que $8 d_b$ o 15cm **(5.11.2.4.1)**

$$l_{dh} = 17 \text{ cm} \geq 8d_b = 10.16 \text{ cm y } 15 \text{ cm}$$

Se dispone para la longitud de desarrollo sólo de 15 cm, lo cual no es satisfactorio. Sin embargo, considerando que cuando hay más armadura que la requerida la longitud básica de desarrollo disminuye según la relación.

$$\left(\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ provista}}\right) \times l_{dh}, \text{ tendremos: } \quad (5.11.2.4.2)$$

$$A_s \text{ requerida} = A_s \text{ provista} \left(\frac{15}{17}\right) = 7.59\text{cm}^2 \times \left(\frac{15}{17}\right) = 6.70\text{cm}^2$$

Usaremos esta área de acero para re-calcular la capacidad de la barrera:

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b} = \frac{6.70(4200)}{0.85(280)(100)} = 1.18\text{cm}$$

$$M_{c, I} = \phi A_s F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{c, I} = 1.0 (6.70) (4200) \left(12.18 - \frac{1.18}{2}\right) = 3.26\text{T-m/m}$$

$$M_{c, II} = 1.0 (6.70) (4200) \left(23.03 - \frac{1.18}{2}\right) = 6.31\text{T-m/m}$$

$$M_{c, III} = 1.0 (6.70) (4200) \left(31.78 - \frac{1.18}{2}\right) = 8.78\text{T-m/m}$$

Luego:

$$M_c = \frac{3.26(0.47) + 6.31(0.25) + 8.78(0.13)}{0.85} = 5.00 \text{ T-m/m}$$

$$L_c = \frac{1.07}{2} + \sqrt{\left(\frac{1.07}{2}\right)^2 + \frac{8(0.85)(0+1.88)}{5.00}} = 2.22\text{cm}$$

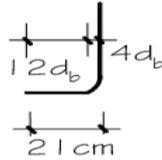
$$R_w = \left(\frac{2}{2L_{c-} - L_t}\right) \left(8M_{b+} + 8M_{w+} + \frac{M_c L_c^2}{H}\right) \quad (A13.3.1-1)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2.22 - 1.07}\right) \left(8(0) + 8(1.88) + \frac{5.00(2.22)^2}{0.85}\right)$$

$$R_w = 26.13\text{T} > F_t = 24.47 \text{ OK!}$$

Con lo que la longitud de desarrollo $l_{dh} = 15\text{cm}$, es adecuada. Las barras terminadas en gancho deben además extenderse

$$12d_b + 4d_b = 16(1.27) = 21\text{cm} \quad (\text{C5.11.2.4.1})$$



4.4.3. DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO.

4.4.3.1. Criterios LRFD aplicables (Tabla 3.4.1-1)

- Resistencia I : $U = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$
- Evento Extremo II : $U = n[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$

4.4.3.2. Momentos de flexión por cargas (franja de 1.0m de ancho)

$$A_{barreras} = 2023.75\text{cm}^2$$

Carga muerta (DC)

$$W_{losa} = 480\text{kg/m}$$

$$M_{DC,1} = \frac{W_{losa} \times L^2}{2} = \frac{480(0.525)^2}{2} = 66.15\text{kg-m}$$

$$P_{cartela} = \frac{1}{2} \times 0.23\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2,400\text{ kg/m}^2 = 41.4\text{kg}$$

$$M_{DC,2} = 41.4\text{kg} \left(\frac{0.23\text{m}}{3} \right) = 3\text{kg-m}$$

$$\text{Peso de Barrera } (P_b) = 487\text{kg}$$

$$M_{DC,3} = P_b (L - \bar{x}) = 487(0.525\text{m} - 0.13\text{m}) = 265\text{kg-m corregir.}$$

$$M_{DC} = 109 + 3 + 265 = 377\text{ kg-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

$$W_{asf 2"} = 112\text{kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{112(0.30)^2}{2} = 5\text{ kg-m}$$

Carga viva (LL):

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es:

$$E = 1.14 + 0.833X \quad (\text{Tabla 4.6.2.1.3-1})$$

Dónde:

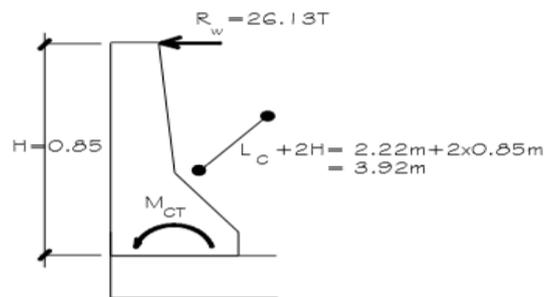
X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (m) = 0.15m

$$E = 1.14 + 0.833(0.15) = 1.27 \text{ m}$$

El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho $E=1.27$ m, afectado por el factor de presencia múltiple ($m = 1.2$), y el incremento por carga dinámica ($I = 0.33$) es:

$$M_{LL+IM} = \left[\frac{7.26(1.2)(1.33)}{1.39} \right] \cdot (0) = 0 \text{ kg-m}$$

Colisión vehicular (CT):



$$M_{CT} = \left(\frac{R_w}{L_c + 2H} \right) (H) = \frac{26.13}{3.92} (0.85) = 5.67 \text{ T-m}$$

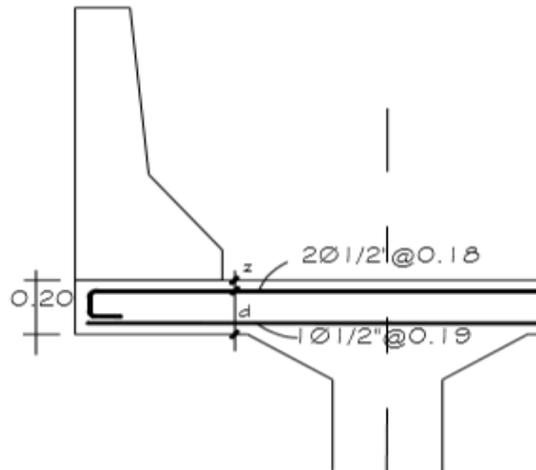
Cálculo del Acero:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_{DNRNI} = 1$

$$M_u = 1.25 (377) + 1.50 (5) + 1.75 (0) = 479 \text{ kg-m} \sim 0.48 \text{ T-m}$$

Para el Estado Límite de Evento Extremo II, con $n = n_{DNRNI} = 1$:

$$M_u = 1.25 (377) + 1.50 (5) + 1.0 (5670) = 6149 \text{ kg-m} \sim 6.15 \text{ T-m}$$



Siendo este último momento el que rige probaremos a usar el doble del acero negativo que resultó para el tramo interior inmediato, es decir: $2\emptyset 1/2"@0.18\text{m}$:

$$M_u = 6.15 \text{ T-m}$$

$$A_s (-) = 2 \times 1.29 \text{ cm}^2 / 0.18 \text{ m} = 14.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$r = 5.0 \text{ cm}$$

(Tabla 5.12.3-1)

$$z = 5.0 + \frac{1.27}{2} = 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} - 5.64 \text{ cm} = 14.36 \text{ cm}$$

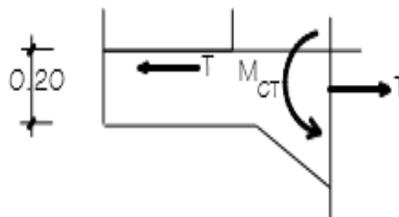
$$\emptyset = 1.0 \text{ (Caso de Eventos Extremos, AASHTO 1.3.2.1)}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b} = \frac{14.33 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 2.53 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_U = \emptyset A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.2 (14.33) (4200) \left(14.36 - \frac{2.53}{2} \right)$$

$$\emptyset M_U = 7.88 \text{ T-m}$$

Este momento debe reducirse por la fuerza de tensión axial ejercida por la colisión en el volado:



$$T = \frac{R_W}{L_C + 2H} = \frac{26.13T}{2.22 + 2(0.85)} = 6.87 \text{ T/m}$$

Resolviendo como un caso de momento de flexión y tensión combinados:

$$\frac{P_U}{\phi P_n} + \frac{M_U}{\phi M_n} \leq 1.0$$

La capacidad es:

$$M_U = \phi M_n \left[1 - \frac{P_U}{\phi P_n} \right]$$

Siendo:

$$A_{st} = A_{s(-)} + A_{s(+)} = 14.33 \text{ cm}^2/\text{m} + 1.29 \text{ cm}^2/0.19 \text{ m} = 21.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$P_u = T = 6.67 \text{ T/m}$$

$$\phi P_n = \phi A_{st} \cdot f_y = 1.0 (21.12 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) = 88704 \text{ kg}$$

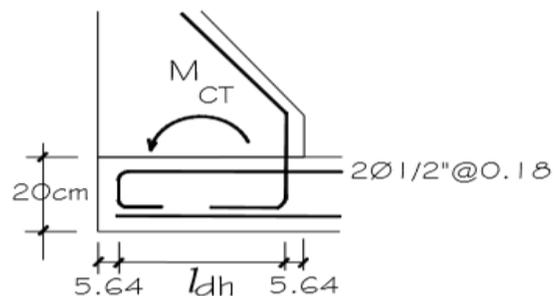
$$\phi P_n = 88.70 \text{ T}$$

$$\phi M_n = 7.88 \text{ T-m}$$

$$M_U = 7.88 \left[1 - \frac{6.67}{88.70} \right] = 7.29 \text{ T-m} > 6.15 \text{ T-m}$$

USAR 2 Ø 1/2 @ 0.18

Longitud de Desarrollo



El refuerzo negativo en el volado, inmediatamente debajo de la barrera, debe resistir $M_{CT} = 5.67T\text{-m}$. Luego, se chequeará la longitud de desarrollo en esa zona:

$$\ell_{dh} = \ell_{hb} \text{ factor de modificación } \quad (5.11.2.4.2)$$

Siendo la longitud básica de desarrollo:

$$\ell_{hb} = \frac{319d_b}{\sqrt{f'c}} \quad (5.11.2.4.1-1)$$

$$\ell_{hb} = \frac{319(1.29)}{\sqrt{280}} = 24.6 \text{ cm}$$

$$\text{Considerando que: } \frac{A_s \text{ requerido}}{A_s \text{ proveido}} = \frac{M_U \text{ requerido}}{M_U \text{ proveido}} = \frac{5.67T\text{-m}}{7.29T\text{-m}}$$

Y que el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es superior a 64mm (factor 0.7), la longitud de anclaje es el mayor valor de:

$$\ell_{dh} = 13.5\text{cm} (0.7) \left(\frac{5.67}{7.29} \right) = 7.35\text{cm} \quad (5.11.2.4.2)$$

$$\ell_{dh} = 8d_b = 8 \times 1.27 = 10.16\text{cm} \quad (5.11.2.4.1)$$

$$\ell_{dh} = 15\text{cm} \quad (5.11.2.4.1)$$

Entonces $\ell_{dh} = 15\text{cm}$

$$37.5\text{cm} - 2(5.64\text{cm}) = 26.22\text{cm} \text{ OK!}$$

Longitud de las barras adicionales del volado:

Las barras de $\emptyset 1/2''$ adicionales colocadas en la parte superior de la losa deben extenderse más allá del eje central de la viga T exterior hacia el primer tramo interior de la losa. Para determinar la longitud de esta extensión es necesario encontrar la distancia donde las barras adicionales $\emptyset 1/2''$ 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 las barras **1Ø1/2@0.18m**.

Siendo:

Recubrimiento = 5cm

(Tabla 5.12.3-1)

$\emptyset = 0.90$

$d = 20\text{cm} - 5\text{cm} - 1.27\text{cm}/2 = 14.37\text{cm}$

$A_s = 1.29\text{cm}^2/0.18\text{m} = 7.17\text{cm}^2/\text{m}$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b} = \frac{7.27 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.26\text{cm}$$

La resistencia del momento negativo en la losa es:

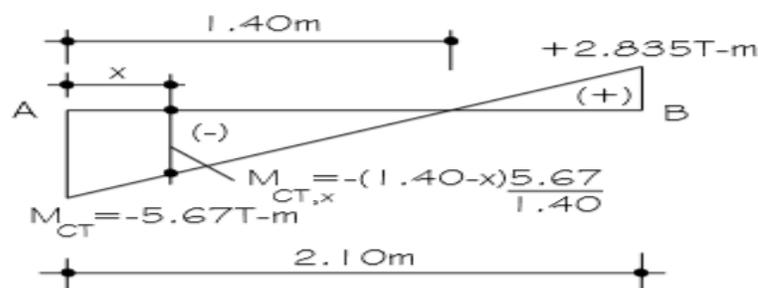
$$M_U = \emptyset A_s F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.90 (7.17) (4200) \left(14.37 - \frac{1.26}{2} \right)$$

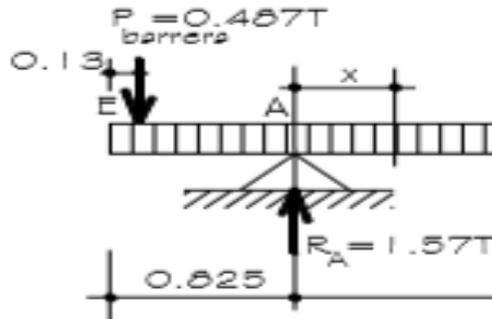
$$M_U = 3.72 \text{ T-m}$$

Para el estado límite de Evento Extremo II, el momento negativo con $\emptyset=1.0$ se incrementa a:

$$M_U = 3.72 \times \frac{1.0}{0.9} = 4.13 \text{ T-m}$$

Asumiendo un factor de transporte de 0.5, y ninguna otra posterior distribución de momento, el diagrama de momento por la colisión en el primer tramo interior de la losa es:





Cargas en losas y reacción del apoyo A

En el primer tramo interior de la losa se tienen las siguientes expresiones de momento flector:

Carga Muerta (DC):

$$M_x = -0.48 \frac{(0.825+x)^2}{2} - 0.487(0.525+x) + 1.57x$$

Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga por colisión vehicular (CT)

$$M_{CT} = -\frac{5.67}{1.40}(1.40 - x)$$

La distancia x se encuentra igualando $M_u = 4.13T\cdot m$, con el momento correspondiente al estado límite de Evento Extremo II:

$$-4.13 = 1.0 \left[1.25 M_{DC,x} + 1.0 M_{CT,x} \right]$$

$$-4.13 = 1.25 \left[-0.48 \frac{(0.825+x)^2}{2} - 0.487(0.525+x) + 1.57x \right] +$$

$$1.0 \left[\frac{5.67}{1.40} (1.40 - x) \right]$$

Resolviendo: $X = 0.45m$

Se agregará además **(5.11.1.2)** el mayor valor de:

- $15db = 15(1.27cm) = 19.05cm$
- $d = 14.37cm$

- $S/20 = 180\text{cm}/20 = 9\text{cm}$

Se tiene un total de: $0.45\text{m} + 0.19\text{m} = 0.64\text{m}$

Esta longitud total de 0.64m más allá del eje de la viga exterior se compara con la longitud de desarrollo desde la cara de la viga, para seleccionar la mayor longitud.

Entonces:

$$l_{db} = \frac{0.06A_b f_y}{\sqrt{f_c}} \geq 0.0057 d_b f_y \quad (5.11.2.1.1)$$

Donde:

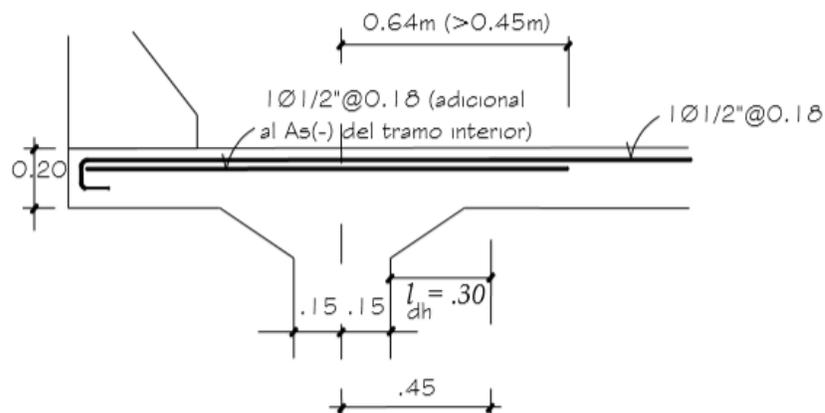
$$A_b = 1.29\text{cm}^2 \quad f_c = 280\text{kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad d_b = 1.27\text{cm}$$

$$l_{db} = \frac{0.06(1.29)(4200)}{\sqrt{280}} \geq 0.0057(1.27)(4200)$$

$$l_{db} = 19\text{cm} \geq 30\text{cm} = \text{longitud de desarrollo}$$

Colocaremos Acero negativo para la losa en voladizo $2\text{Ø}1/2''@0.18\text{m}$. Al acero negativo del primer tramo interior de la losa ($1\text{Ø}1/2''@0.18\text{m}$),



4.4.4. Diseño de viga principal presforzada

Con $F_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para esfuerzos permisibles aplicados en servicio y $F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ esfuerzos permisibles iniciales, cabillas strands $\emptyset \frac{1}{2}$ " (0.987 cm^2) con una resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado $f_{pu} = 18,984 \text{ kg/cm}^2$ (270 ksi), y pérdidas 15% ($R = 85\%$).

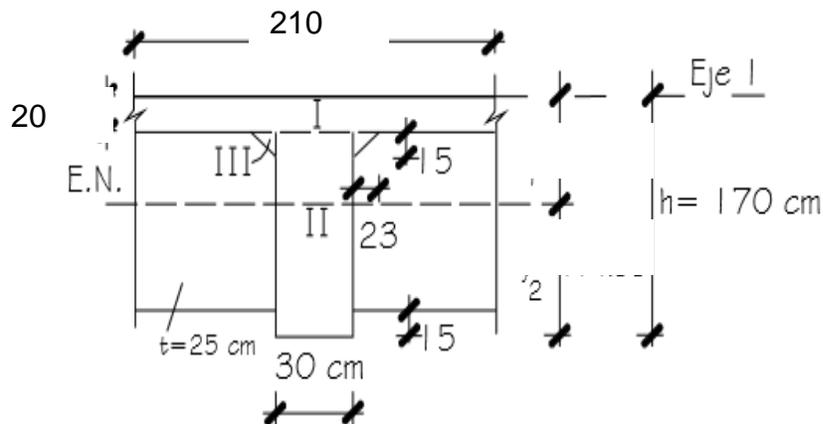
Pre-dimensionamiento

$$h \approx \frac{L}{15} \text{ a } \frac{L}{20}$$

$$h \approx 1.70 \text{ m a } 1.25 \text{ m}$$

Adoptamos $h = 1.70 \text{ m}$, $b = 0.30 \text{ m}$

Propiedades de la sección



Tomando como referencia para el cálculo de y y el borde superior del patín (Eje 1):

sección	Área (cm^2)	\bar{y} (cm)	$\bar{y} A$ (cm^3)	$\bar{y}^2 A$ (cm^4)	$I_{CG}(\text{cm}^4)$
1	$20 \times 210 = 4200$	10	42000	420000	102060
2	$150 \times 30 = 4500$	95	427500	40612500	8437500
3	$2(0.5 \times 15 \times 23) = 345$	25	8625	215625	4313
Σ	9045		478125	41248125	8543373

$$I_{cg} = \frac{h^3 \cdot B}{12} \quad I_{cg} = \frac{h^3 \cdot B}{36}$$

Centro de gravedad:

$$\bar{y} = \frac{\Sigma \bar{y} A}{A} = \frac{478125}{9045} = 52.86 \text{ cm}$$

$$y_1 = 52.86 \text{ cm} \quad y_2 = 52.86 - 170 = 117.14 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_l = \Sigma I_{cg} + \bar{y}^2 A = 8543873 + 41228125$$

$$I_l = 49771998 \text{ cm}^4$$

$$I_{cg} = I_l - \bar{y}^2 A = 49771998 - (52.86)^2 (9045)$$

$$I_{cg} = 24498643.52 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

$$S_1 = \frac{I_{CG}}{y_1} = \frac{24498643.52}{52.86} = 463462,8 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{I_{CG}}{y_2} = \frac{24498643.52}{117,14} = 209139,86 \text{ cm}^3$$

Distancias de Núcleo:

$$k_1 = \frac{S_2}{A} = \frac{209139,86}{9045} = 23,12 \text{ cm}$$

$$k_2 = \frac{S_1}{A} = \frac{463462,8}{9045} = 51,24 \text{ cm}$$

Módulos de sección mínimos

$$S_{lmin} = \frac{M_{(d+l)} + (I-R)M_O}{-f_{CS} + Rf_{tI}} \quad S_{2min} = \frac{M_{(d+l)} + (I-R)M_O}{-Rf_{CI} + f_{ts}}$$

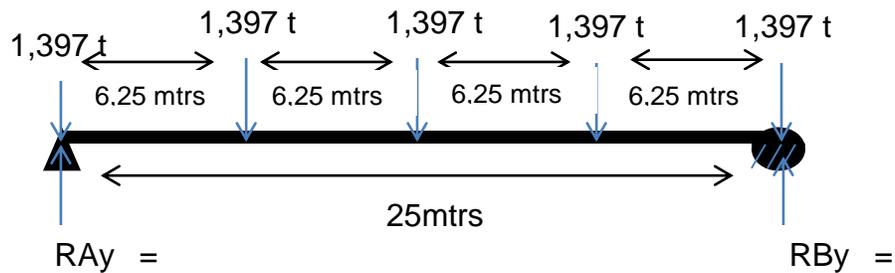
Donde:

Peso propio:

$$W_{pp} = 0.9045 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 2.17 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{2.17(25^2)}{8} = 169.53 \text{ T-m}$$

Los diafragmas estarán ubicados a cada 6.25mts ya que según las normativas su separación no puede exceder los 12.19m y el tramo posee una longitud 25mtrs



$$R_{Ay} = -1.397(6.25) - 1.397(12.5) - 1.397(18.75) - 1.397(25) + R_{By} (25)$$

$$R_{By} = \frac{8.73 + 17.46 + 26.19 + 34.925}{25}$$

$$R_{By} = 3.49 \text{ T} = R_{Ay}$$

$$P_{\text{diaf}} = 1.8 \text{ m} \times 1.35 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3 = 1.458 \text{ T}$$

$$M_{\text{máx}} = (3.49 - 1.458) (15) - 1.458(5)$$

$$M_{\text{máx}} = 23.19 \text{ T-m}$$

$$M_o = 23.19 + 169.53 = 192.72 \text{ T-m}$$

Cargas aplicadas:

Asfalto:

$$W_{\text{asf } 2''} = 0.05 \text{ m} \times 2.10 \text{ m} \times 2.24 \text{ T/m}^3 = 0.235 \text{ T/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{0.235(25^2)}{8} = 18.36 \text{ T-m}$$

Carga viva HL-93:

De modo conservador tomaremos el mayor momento por carga viva que ocurre en la viga (a 0.71m del centro de luz), **Tabla APÉNDICE II-B:**

$$M_{LL+IM} = 381.94T\text{-m}$$

Distribución g en viga interior:

Dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{k_g}{Lts^3}\right)^{0.1} \quad \text{(Tabla 4.6.2.2b-1)}$$

Con:

$$n = \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{tablero}}} = 1$$

$$A = 30 \times 150 = 4500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{30(150^3)}{12} = 8437500 \text{ cm}^4$$

$$e_g = 85 \text{ cm}$$

$$k_g = n[I + Ae^2_g] = I [8437500 + 4500(85)^2]$$

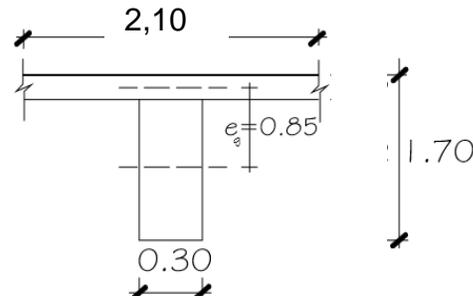
$$k_g = 40950000 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{k_g}{Lts^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{40950000}{2500(20)^3}\right)^{0.1} = 1.07$$

Comparamos este valor con 1.05, obtenido de la **Tabla 4.6.2.2.1-2,**

Caso (e)

$$g = 0.075 + \left(\frac{2.10}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{2.10}{25}\right)^{0.2} (1.07) = 0.61$$



Un carril cargado:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{kg}{Lts^3}\right)^{0.1} \quad (\text{Tabla 4.6.2.2b-1})$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2.10}{4.3}\right)^{0.4} \left(\frac{2.10}{25}\right)^{0.3} (1.07)$$

$$g=0.44$$

$$M_{LL+IM} = 0.61(381.94T-m) = 232.98T-m$$

$$M_{d+l} = 18.36 + 232.98 = 251.34T-m$$

Cargas de servicio: $M_{d+l} = 251.34T-m$

Cargas iniciales: $M_o = 192.72T-m$

$$M_t = 444.06T-m$$

Esfuerzos Permisibles

Iniciales (transferencia)

Fibra superior:

$$f_{tl} = 0.25\sqrt{f_c} \leq 1.38 \text{ MPa} \quad [\text{SI}] \quad (\text{Tabla 5.9.4.1.2-1})$$

$$f_{tl} = 0.80 \sqrt{f_c} \leq 14. \text{kg/cm}^2 \quad [\text{MKS}]$$

$$f_{tl} = 0.80 \sqrt{280} = 13.89 \text{kg/cm}^2 \leq 14. \text{kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{Cl} = -0.06f_{cl} \quad (\text{Art. 5.9.4.1.1})$$

$$f_{Cl} = -0.60(280) = -168 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicados (en servicio)

Fibra superior:

CASO I: carga total

$$f_{CS} = -0.60\phi_w f_c = -0.60 f_c$$

$$f_{CS} = -0.60(350) = -210 \text{kg/cm}^2$$

CASO II: presforzado + cargas permanentes

$$f_{CS} = -0.45 f_c$$

$$f_{CS} = -0.45 (350) = -157,50 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior:

$$f_{ts} = 0 \quad (\text{Tabla 5.9.4.2.2-1})$$

Módulos de Sección requeridos

$$S_{Imin} = \frac{M_{(d+l)} + (I-R)M_O}{-f_{CS} + Rf_{tI}} = \frac{251.34 \times 10^5 + (0.15)(192.72 \times 10^5)}{-(-210) + 0.85(13.39)}$$

$$S_{Imin} = 126590,52 \text{ cm}^3$$

$$S_{2min} = \frac{M_{(d+l)} + (I-R)M_O}{-Rf_{CI} + f_{ts}} = \frac{251.34 \times 10^5 + (0.15)(192.72 \times 10^5)}{-0.85(-168) + 0}$$

$$S_{2min} = 196252,10 \text{ cm}^3$$

$$\text{Como } S_I = 463462,8 > S_{Imin} = 126590,52 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = 209139,86 \text{ cm}^3 > S_{2min} = 196252,10 \text{ cm}^3$$

La sección es adecuada.

Cálculo de la excentricidad de los cables y fuerza inicial en el centro de luz.

Inicialmente:

$$\frac{1}{P_I} \geq \frac{e - k_2}{M_O + f_{tI} S_I} \quad (I)$$

$$\frac{1}{P_I} \geq \frac{e - 51.24}{192.72 \times 10^5 + 13.39(463462.8)} = \frac{e - 51.24}{25477766,84}$$

$$\frac{1}{P_I} \geq \frac{e - k_I}{M_O + f_{CI} S_2} \quad (II)$$

$$\frac{1}{P_I} \geq \frac{e - 23.12}{192.72 \times 10^5 - (-168)(209139,86)} = \frac{e - 23.12}{54407496,48}$$

Finalmente:

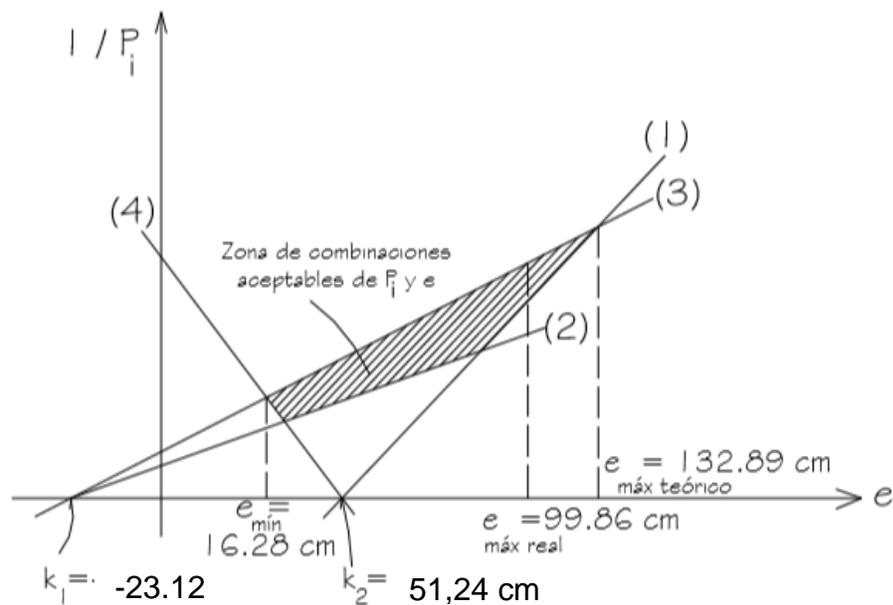
$$\frac{1}{P_I} \leq \frac{R(e + k_I)}{M_t - f_{ts} S_2} \quad (\text{III})$$

$$\frac{1}{P_I} \leq \frac{0,85(e + 23.12)}{444,06 \times 10^5 - 0} = \frac{e + 23.12}{52242352,94}$$

$$\frac{1}{P_I} \leq \frac{R(e - k_2)}{M_t + f_{cs} S_1} \quad (\text{IV})$$

$$\frac{1}{P_I} \leq \frac{0,85(e - 50.73)}{444,06 \times 10^5 + (-210)(463462.3)} = \frac{e - 50.73}{-62260221,18}$$

Gráfica de las inecuaciones de Magnel:

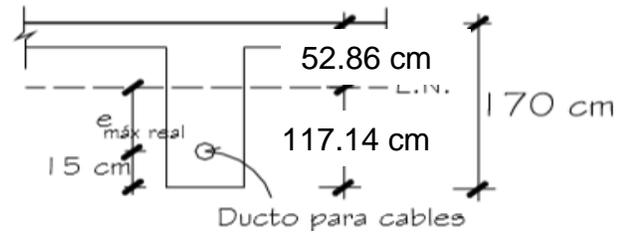


En la gráfica: $e_{\max} = 132.89 \text{ cm}$ y $e_{\min} = 16.28 \text{ cm}$

La distancia entre el eje de cables y la fibra extrema la aproximaremos a un valor entre el 5%h a 15%h.

Luego $z \approx 10\%$ (170cm)

$Z \approx 15\text{cm}$



$$e_{\text{máx real}} = 117.14\text{cm} - 15\text{cm} = 102,14\text{cm}$$

De la inecuación (3), en el centro de luz:

$$\text{Con } e = 102.14\text{cm}, \frac{1}{P_I} = 2,397 \times 10^{-6} \text{kg}^{-1}$$

$$P_I = \frac{1}{2,397 \times 10^{-6} \text{kg}} = 417.19\text{T}$$

Estados límites aplicables (Tabla 3.4.1-1)

Servicio I: $U = n [1.00 (\text{DC} + \text{DW}) + 1.00 (\text{LL} + \text{IM})]$

Servicio III: $U = n [1.00 (\text{DC} + \text{DW}) + 0.80 (\text{LL} + \text{IM})]$

Resistencia I: $U = n [1.25 (\text{DC}) + 1.50 (\text{DW}) + 1.75 (\text{LL} + \text{IM})]$

Se hará uso de $n = n_{\text{DNRNI}} = 1$

Comprobación de esfuerzos en centro de luz

Estado de servicio I

Fibra superior (ecuación 1)

$$f_{tI} = -\frac{P_I}{A} + \frac{P_I e}{S_I} - \frac{M_o}{S_I} = -\frac{416,010}{9045} + \frac{416010(102,14)}{463462} - \frac{192.72 \times 10^5}{463462}$$

$$f_{tI} = 4.24 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción)} < \text{admitido: } f_{tI} = +13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 2)

$$f_{cI} = -\frac{P_I}{A} - \frac{P_I e}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} = -\frac{416010}{9045} - \frac{416010(102,14)}{209139,86} + \frac{192.72 \times 10^5}{209139,86}$$

$$f_{CI} = -157,72 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp.)} < \text{Admitido } f_{CI} = -168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{OK!}$$

En condiciones finales:

$$\text{Con } P = R P_I = 0.85 (416,010 \text{ T}) = 353,610 \text{ T}$$

Fibra superior (ecuación 4)

CASO I (carga total)

$$f_{CS} = \frac{RP_I}{A} + \frac{RP_I e}{S_I} - \frac{M_t}{S_I}$$

$$f_{CS} = \frac{353610}{9045} + \frac{353610(102,4)}{463462} - \left[\frac{192.72 \times 10^5}{463462} + \frac{18.36 \times 10^5}{463462} + \frac{232.98 \times 10^5}{463462} \right]$$

$$f_{CS} = -56,78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{CS} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{OK!}$$

CASO II (presforzado + cargas permanentes)

$$f_{CS} = -\frac{RP_I}{A} + \frac{RP_I e}{S_I} - \frac{M_{pp+asf}}{S_I}$$

$$f_{CS} = -\frac{353610}{9045} + \frac{353610(102,4)}{463462} - \frac{192.72 \times 10^5}{463462} - \frac{18.36 \times 10^5}{463462}$$

$$f_{CS} = -6.51 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{CS} = -157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 3)

$$f_{ts} = -\frac{RP_I}{A} - \frac{RP_I e}{S_2} + \frac{M_t}{S_2}$$

$$f_{ts} = -\frac{353610}{9045} - \frac{353610(102,4)}{209139.86} + \frac{444.06 \times 10^5}{209139.86}$$

$$f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} \quad \text{admitido: } f_{ts} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (no tracción)} \quad \text{OK!}$$

Estado de servicio (III)

En condiciones iniciales:

Fibra superior (ecuación 1)

$$f_{tI} = -\frac{P_I}{A} + \frac{P_{Ie}}{S_I} - \frac{M_o}{S_I} = -\frac{416,010}{9045} + \frac{416010(102,14)}{463462} - \frac{192.72 \times 10^5}{463462}$$

$$f_{tI} = 4.34 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción)} < \text{admitido: } f_{tI} = 13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tracción) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 2)

$$f_{cI} = -\frac{P_I}{A} - \frac{P_{Ie}}{S_2} + \frac{M_o}{S_2} = -\frac{416010}{9045} - \frac{416010(102,14)}{209139,86} + \frac{192.72 \times 10^5}{209139,86}$$

$$f_{cI} = -157,02 \text{ kg/cm}^2 < \text{admitido } f_{cI} = -168 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

En condiciones finales:

$$\text{Con } P = R P_I = 0.85 (416,010) = 353.610 \text{ T}$$

Fibra superior (ecuación 4)**CASO I (carga total)**

$$f_{cs} = -\frac{R P_I}{A} + \frac{R P_{Ie}}{S_I} - \frac{(M_o + M_d) + 0,80 M_\ell}{S_I}$$

$$f_{cs} = -\frac{353610}{9045} + \frac{353610(102,4)}{463462,86} - \left[\frac{192.72 \times 10^5}{463462,86} + \frac{18.36 \times 10^5}{463462,86} + \frac{0.80 \times 232.98 \times 10^5}{463462} \right]$$

$$f_{cs} = -42.76 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -210 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

CASO II (presforzado+cargas permanentes)

$$f_{cs} = -\frac{R P_I}{A} + \frac{R P_{Ie}}{S_I} - \frac{M_{pp+asf}}{S_I}$$

$$f_{cs} = -\frac{353610}{9045} + \frac{353610(102,4)}{463462,86} - \frac{192.72 \times 10^5}{463462,86} - \frac{18.36 \times 10^5}{463462,86}$$

$$f_{cs} = -6.51 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = -157.5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp) OK!}$$

Fibra inferior (ecuación 3)

$$f_{cs} = -\frac{RP_i}{A} - \frac{RP_i e}{S_2} + \frac{(M_o + M_d) + 0,80M_\ell}{S_2}$$

$$f_{cs} = -\frac{353610}{9045} - \frac{353610(102,4)}{209139,86} + \left[\frac{(192,72 + 18,36) \times 10^5}{209139,86} + \frac{0,80 \times 232,98 \times 10^5}{209139,86} \right]$$

$$f_{cs} = -22,18 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp)} < \text{admitido: } f_{cs} = 0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (no tracción) OK!}$$

Número de strands requerido por viga

Con strands $\varnothing 1/2''$ ($A = 0,987 \text{ cm}^2$)

$$f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 18,984 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pl} = 0,70 f_{pu} = 13,289 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(Tabla 5.9.3-1)}$$

Capacidad de 1 strand $\varnothing 1/2''$: $0,987 \text{ cm}^2 (13,289 \text{ kg/cm}^2) = 13116 \text{ kg}$

Con $P_i = 416,01T$ (centro de luz), después de las pérdidas $P = RP_i$

$$P = 0,85(416,01T) = 353,610T$$

$$\text{N}^\circ \text{ de strands} = \frac{353,610T}{13,116} = 27 \text{ strands } \varnothing 1/2''$$

Verificación por estado límite de resistencia I

Momento aplicado:

$$M_u = 1,25MDC + 1,50MDW + 1,75MLL + IM$$

$$M_u = 1,25(192,72) + 1,5(18,36) + 1,75(232,98)$$

$$M_u = 676,16Tm$$

Momento resistente de la viga:

Esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo cuando $f_{pe} \geq 0,5f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad \text{(5.7.3.1.1-1)}$$

Donde:

f_{pe} = tensión en el acero de presforzado debido al presforzado, luego de las pérdidas

$$= P/A = 394,800 \text{ kg} / (31 \times 0,987 \text{ cm}^2)$$

$$= 12,903 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.5(18,984 \text{ kg/cm}^2)$$

f_{pu} = resistencia a la tensión especificada del acero de presfuerzo

$$= 18,984 \text{ kg/cm}^2 \text{ (270 ksi)}$$

f_{ps} = esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (5.7.3.1.1-2)$$

= 0.28 para cables de baja relajación **(Tabla C5.7.3.1.1-1)**

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del tendón de presfuerzo

$$= 170\text{cm} - 15\text{cm} = 155\text{cm}$$

c = distancia desde el eje neutro a la cara en compresión

Para calcular **C (C5.7.3.2.2)** asumimos un comportamiento rectangular de la sección y luego comprobamos si la profundidad del bloque de esfuerzos de compresión equivalente, c , es menor o igual que el espesor de la losa: $h_f = 20 \text{ cm}$.

Donde:

$$a = \beta_1 c$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f_s}{0.85 f_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

A_{ps} = área del acero de presfuerzo = $31(0.987\text{cm}^2) = 30.60\text{cm}^2$

A_s = área del refuerzo de tensión del acero no presforzado = 0

$A'_s = \text{área del refuerzo de compresión} = 0$

$f'_c = \text{resistencia cilíndrica del concreto} = 350 \text{ kg/cm}^2$

$F_y = \text{resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de tensión}$

$f'_y = \text{resistencia de fluencia del refuerzo no presforzado de compresión}$

$\beta_1 = 0.85 \text{ para } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70} \geq 0.65 \text{ para } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05(350 - 280)}{70} = 0.80$$

$b = \text{ancho efectivo del patín de compresión} = 210 \text{ cm}$

$$C = \frac{30.60(18.984)}{0.85(350)(0.80)(210) + 0.23(30.60)\left(\frac{18.984}{155}\right)}$$

$C = 11.43 \text{ cm} < h_f = 20 \text{ cm}$ ok!

Por lo tanto, el comportamiento de sección rectangular asumido es válido

El esfuerzo promedio en el acero de presfuerzo es:

$$f_{ps} = f_{pu} \left[1 - k \frac{c}{d_p} \right] = 18.984 \left(1 - 0.28 \frac{11.94}{155} \right)$$

$$f_{ps} = 18,592 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal a la flexión:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

Siendo esta una simplificación de la ecuación (5.7.3.2.2-1) cuando no existe acero presforzado

$$a = \beta_1 c = 0.80 (11.43\text{cm}) = 9.14\text{cm}$$

$$M_n = 30.60 (18.575)(155 - 9.14/2) = 855.04\text{Tm}$$

Momento resistente de la viga:

$$M_u = \phi M_n$$

Suponiendo $\phi = 1.00$ (Art. 5.5.4.2.1) para secciones de concreto presforzado con tensión controlada.

$$M_u = 855.04\text{T-m} > 735.21\text{T-m} \quad \text{OK!}$$

$$\phi = 0.583 + 0.25 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (5.5.4.2.1-1 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1-1})$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{155}{11.43} - 1 \right) = 2.53 > 1.0$$

$$\phi = 1.0 \text{ como lo supuesto}$$

4.4.5. Diseño de vigas diafragma**a) Cálculo del acero principal negativo**

Se hará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en los apoyos internos (en este caso optaremos por B)

Momento de flexión en B por cargas:

Carga muerta (DC):

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{\text{barrera}} = 487\text{kg/m} \times 0.25\text{m} = 122\text{kg}$$

$$P_{\text{losa}} = 0.20\text{m} \times 0.525\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 63\text{kg}$$

$$P_{\text{cartela}} = \frac{1}{2} \times 0.15\text{m} \times 0.23\text{m} \times 0.25\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 10\text{kg}$$

$$P_{\text{total}} = 195\text{kg}$$

Momento en el eje A debido al volado:

$$M_{\text{barrera}} = 122\text{kg} \times (0.825 - 0.13)\text{m} = 85\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{losa}} = 81\text{kg} \times (0.825 - 0.525/2)\text{m} = 45.6\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{cartela}} = 10\text{kg} \times (0.23/3 + 0.15)\text{m} = 2\text{kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{total}} = 126\text{kg}\cdot\text{m}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma:

$$W_{\text{pp}} = 0.25\text{m} \times 0.70\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 420\text{ kg/m}$$

Resolviendo la viga hiperestática obtenemos el siguiente diagrama:

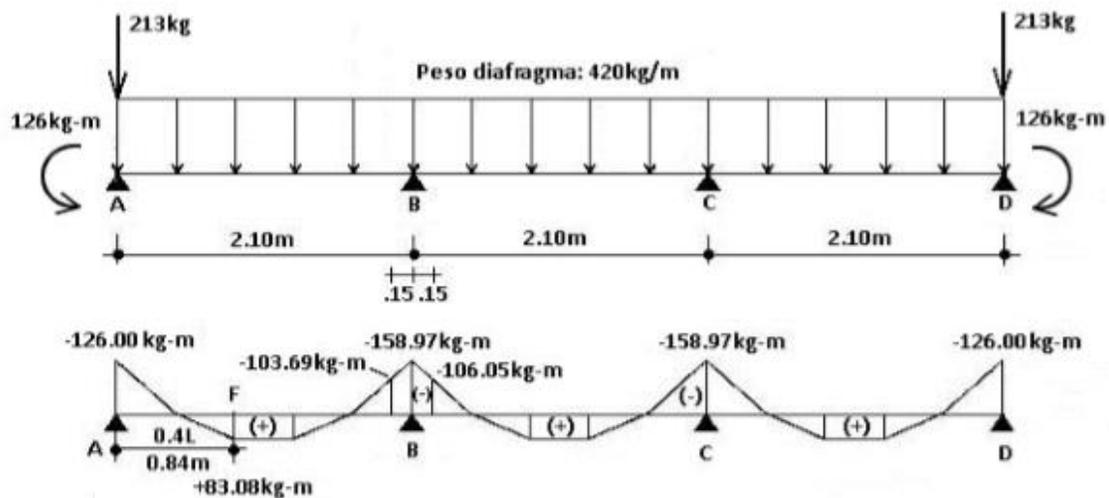


Figura 26. Diagrama de momentos resultantes

Fuente: Autores (2020).

b) Diafragmas de momentos en diafragmas por peso propio

Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$M_{LL+IM} = -1.99 \text{ Tm} \times 1.2 \times 1.33 = -3.18 \text{ Tm}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n=n_D n_{RN} I=1$, cara derecha de la viga en B:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad \text{(Tabla 3.4.1-1)}$$

$$M_u = 1.25 (-0.106 \text{ Tm}) + 1.75 (-3.18 \text{ Tm}) = -5.70 \text{ T-m}$$

c) Cálculo del acero negativo:

Utilizando acero principal 2Ø5/8" ($A_s=4.0\text{cm}^2$) colocado debajo del acero de la losa (Ø1/2"), estribos Ø 3/8" y recubrimiento $r= 5.0 \text{ cm}$ (Tabla 5.12.3-1)

$$Z = r + \phi A_s \text{ losa} + \phi_{\text{est}} \frac{\phi}{2}$$

$$Z = 5\text{cm} + 1.27\text{cm} + 0.953\text{cm} + 1.587/2\text{cm} = 8.02\text{cm}$$

$$d = 165\text{cm} - 8.02\text{cm} = 156.98\text{cm}$$

$$a = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot F'_c \cdot b} = \frac{4 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 25} = 2.82\text{cm}$$

$$M_u = 0.9 F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$$

$$M_u = 0.9(4200) \left(62 - \frac{2.82}{2} \right) \times 4 = 9.16 \text{ T-m} > 5.70 \text{ T-m}$$

$$C = \frac{2.82}{0.85} = 3.32 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{156.93}{3.32} - 1 \right) = 7.59 > 0.9$$

$$\phi = 0.9$$

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

$$F_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 2.01 \sqrt{280} = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6 = 25(165)^2/6 = 113437.5 \text{ cm}^3$$

$$1.1M_{cr} = 1.1f_r \cdot S = 1.1(33.63 \text{ kg/cm}^2) (113437.5 \text{ cm}^3) = 41.96 \text{ T-m}$$

$$1.33 M_u = 1.33(5.70 \text{ T-m}) = 7.58 \text{ T-m}$$

$$M_u = 9.16 \text{ T-m} > 7.55 \text{ T-m OK!}$$

Usar 2 Ø5/8"

d) Momentos de flexión positivo por cargas

Sobre la base del máximo momento positivo que ocurre en los tramos AB o CD, a 0.4L de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como F:

Carga muerta (DC):

Del diagrama de momentos en diafragma por peso propio, en F:

$$M_{DC} = 83.08 \text{ kg-m} = 0.083 \text{ T-m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Según el cálculo de la losa y la consideración de los factores de presencia múltiple y la carga dinámica en estado límite de resistencia.

$$M_{(LL+IM)} = 2.672 \text{ Tm} \times 1.2 \times 1.33 = 4.26 \text{ T-m}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_{DN} n_{RI} = 1$:

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.75 M_{(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_u = 1.25(0.083) + 1.75(4.27) = 7.58 \text{ T-m}$$

Cálculo del acero positivo:

Utilizado 2Ø5/8" para el acero negativo con capacidad $M_u = 9.16$ T-m, usaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo con un $M_u = 7.58$ T-m el cual es menor.

Usar 2 5/8"

e) Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8)

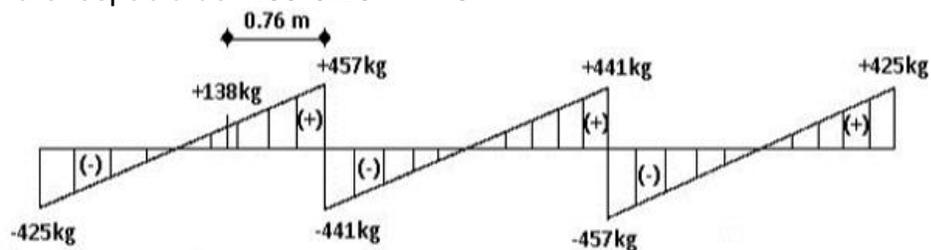
En el alma de la viga diafragma:

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18(25)(165)}{2(165+25)} = 1.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de $1.65 - 0.20 = 1.45 \text{ m}$



$$\text{Se tiene: } A_{s \text{ temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \times 1.45 \text{ m} = 3.38 \text{ cm}^2$$

Usaremos por cara: 3Ø1/2 (3.38 cm²)

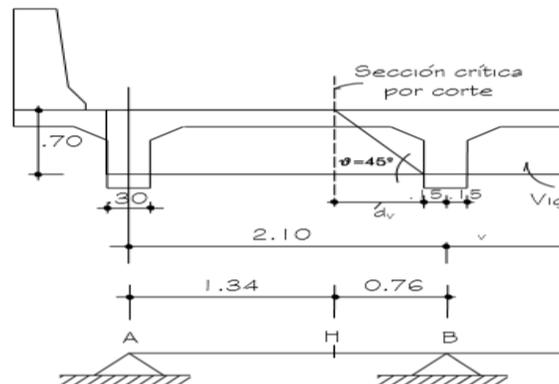
$$S_{m\grave{a}x} = 3t = 3(25) = 75 \text{ cm} \text{ y } S_{m\grave{a}x} = 45 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5.10.8})$$

f) Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

Esta sección se ubica a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

El mayor cortante ocurre en el tramo exterior, cerca al apoyo interior.



Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.8.2.9)

$\vartheta = 45^\circ$ (procedimiento simplificado, Art. 5.8.3.4)

$$d_v = \text{Peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 46 - \frac{2.82}{2} = 44.59 \text{ cm}$$

$$\text{no menor que el } \left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90(46 \text{ cm}) = 40.5 \text{ cm OK!} \\ \text{mayor valor de: } 0.72h = 0.72(165 \text{ cm}) = 118.8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d_v = 118.8 \text{ cm}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

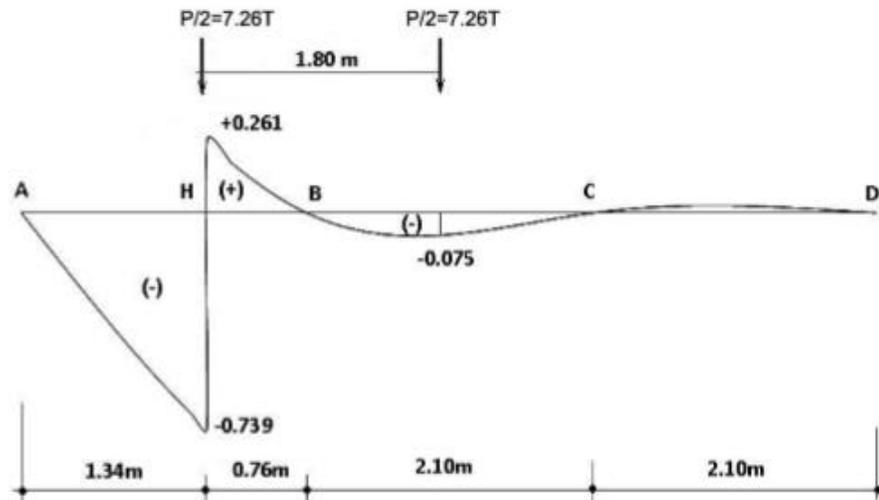
$$0.30 \text{ m} + 0.4459 \text{ m} = 0.75 \text{ m}$$

A la distancia 0.76 m del eje del apoyo (sección H):

Diagrama de cortante en diafragma por peso propios

$$V_{DC} = kg138$$

f) Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):



Línea de influencia de cortante en sección crítica H

Con la posición del camión de diseño mostrada:

$$V_{LL} = 7.26T(-0.739) + 7.26T(-0.075) = -5.91 T$$

Aplicando los factores de carga dinámica y de presencia múltiple.

$$V_{LL+IM} = -5.91T (1.33)(1.2) = -9.43 T$$

Combinación crítica, Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_{RNI} = 1$:

$$V_u = n[(1.25 \text{ ó } 0.9)V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] \quad \text{(Tabla 3.4.1-1)}$$

$$V_u = 0.9(138kg) + 1.75(-9,430kg) = -16,378 kg$$

Diseño de estribos en la sección crítica:

$$\text{Cortante actuante: } V_u = 16,378kg$$

$$\text{Cortante resistente: } V_r = \phi V_n \quad \text{(5.8.2.1-2)}$$

$$\phi = 0.9 \quad \text{(5.5.4.2)}$$

Siendo V_n el menor de

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'c b_v d_v + V_p \quad (5.8.3.3-2) \end{array} \right.$$

Dónde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$ (Art. 5.8.3.4.1) proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1):

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} (25 \times 118.8) = 26339.73\text{kg}$$

Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso mínimo señalada en (5.8.2.5-1) y con ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v F_y d_v}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Utilizando estribos $\emptyset 3/8$ " espaciados cada 45 cm:

$$V_s = \frac{1.42(4200)(118.8)}{45}$$

$$V_s = 15744.96\text{kg}$$

Donde:

$s = 45$ cm (espaciamiento asumido de estribos)

$A_v = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$ (asumiendo 2 ramas $\emptyset 3/8$ ")

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

El menor valor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 26339,73\text{kg} + 15744\text{kg} + 0 = 42084,69\text{kg} \\ V_n = 0.25 \times 280 \times 25 \times 118.8 + 0 = 207.900\text{kg} \end{array} \right.$$

Es $V_n = 42084,69\text{kg}$

Cortante resistente total:

$$V_r = \phi V_n = 0.9 (15744,96\text{kg}) + 0.9 (26339,73 \text{ kg})$$

$$V_r = 37876,22\text{kg} > 16378\text{kg OK!}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.27 \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (5.8.2.5-1)$$

$$A_v \geq 0.27 \sqrt{280} \frac{25(45)}{4200}$$

$$A_{v \text{ min}} = 1.21\text{cm}^2 < 1.42\text{cm}^2 \text{ ok!}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.8.2.7)

$$V_u = \frac{V_u \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9-1)$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{16378\text{kg}}{0.9(25)(118.8)} = 6.25\text{kg/cm}^2$$

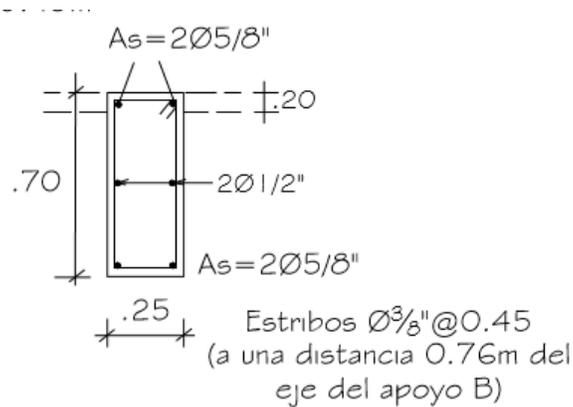
$$\text{Si } V_u < 0.125f_c \quad S_{\text{máx}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.8.2.7-1)$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.125f_c \quad S_{\text{máx}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.8.2.7-2)$$

$$S_{\text{máx}} = 0.8d_v = 0.8(60.59\text{cm}) = 48.47\text{cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S = 45.00\text{cm} < S_{\text{máx}} = 48.47\text{cm} \text{ OK!}$$

A una distancia 0.76m del apoyo (sección crítica por cortante) debemos usar estribos $\emptyset 3/8'' @ 0.45m$



4.4.6. Diseño de dispositivo elastómetro de expansión reforzado con acero para el apoyo del puente

Cargas:

PDC = 68 ton

PDW = 10 ton

PLL+IM = 32.67 ton

Se propone un elastómetro de dureza 60 con placas de refuerzo acero A36 ($F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$)

PDC = 68,000 Kg

PDW = 10,000 Kg

PLL+IM = 32,670 Kg

$P_t = 110,670 \text{ Kg}$ (Estado límite de servicio)

Siendo $\sigma_s \leq 87.9 \text{ Kg/cm}^2$ (14.7.6.3.2-8)

$$A_{\text{requerida}} = \frac{P_t}{\sigma_s} = \frac{110,670 \text{ Kg}}{87.9 \text{ Kg/cm}^2} = 1259.04 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 30 \text{ cm}$, escogemos $W = 30 \text{ cm}$

$$L = \frac{1259.04 \text{ cm}^2}{30 \text{ cm}} = 41.97 \text{ cm} \quad (\text{A lo largo de la longitud de viga})$$

Adoptamos $L = 45 \text{ cm}$ y $W = 30 \text{ cm}$

$$\text{Área} = 45 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 1350 \text{ cm}^2 > 1259.04 \text{ cm}^2$$

b) máxima deformación por corte del dispositivo (Δ_s)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura. (Art 14.7.6.3.4)

Por temperatura:

Considerando la tabla 2.4.3.9.2-1 del manual de diseños de Puentes-Perú se tiene un rango de temperatura.

$$T_{\text{instal.}} = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta_t = 27^\circ\text{C}$$

$$\Delta_t = 27^\circ\text{C} + (10) = 37^\circ\text{C}$$

$$L = 2500 \text{ cm}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

$$\Delta_{\text{temp.}} = L \cdot \alpha = 2500\text{cm} (10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}) = 1.00 \text{ cm}$$

Por preforzado:

$$\Delta_{\text{pre.}} = 1.00 \text{ cm}$$

Por Fragua:

$$\Delta_{\text{retrac.}} = 0.9 \text{ cm}$$

$$\text{Con } \gamma_{Tu} = 1.2 \quad (\text{tabla 3.4.1-1})$$

$$\Delta_s = \gamma_{Tu} (\Delta_{\text{temp.}} + \Delta_{\text{pre.}} + \Delta_{\text{retrac.}})$$

$$\Delta_s = 1.2 (1.00 \text{ cm} + 1.00 \text{ cm} + 0.9 \text{ cm}) = 3.48 \text{ cm}$$

c) Espesor requerido de elastómetro (h_{rt}).

$$h_{rt} > 2 \Delta_s \quad (\text{Tabla 14.7.6.3.4-1})$$

$$h_{rt} > 2 (3.48 \text{ cm}) = 6.96 \text{ cm}$$

d) Factor de forma S_i mínimo siendo:

$$G = 9.14 \text{ Kg / cm}^2 \text{ para dureza 60} \quad (\text{tabla 14.7.6.2-1 y Art 14.7.6.2})$$

$$\sigma_s = \frac{P_t}{A} = \frac{110,670 \text{ Kg}}{1350 \text{ cm}^2} = 81.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$S_i \geq \frac{\sigma_s}{1.25 G} = \frac{81.98 \text{ Kg/cm}^2}{1.25 \times 9.14} = 7.18$$

e) Grosor de capa interior del elastometro (h_{ri}).

$$\text{Como } S_i \geq \frac{L \cdot W}{2 h_{ri} (L+W)} \longrightarrow h_{ri} \leq \frac{L \cdot W}{2 S_i (L+W)}$$

$$h_{ri} \leq \frac{45 \text{ cm} (30 \text{ cm})}{2 (7.18)(45+30)} = 1.25 \text{ cm}$$

Grosor de capa $h_{ri} = 1.20 \text{ cm}$ (12 mm) factor de forma para capa interior.

$$S_i = \frac{30 \times 45}{2(1.20)(30+45)} = 7.5 \geq S_i \text{ min} = 7.18 \text{ OK!}$$

f) Grosor de las capas exteriores (h_{re})

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} \quad (\text{Art 14.7.6.1})$$

$$h_{re} \leq 0.7 (1.20) = 0.84 \text{ cm}$$

$$\text{tomamos } h_{re} = 0.80 \text{ cm}$$

Con este grosor para capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_e = \frac{30 \times 45}{2(0.8)(30+45)} = 11.25$$

g) número de capas interiores (n)

Siendo:

$$h_{rt} = n h_{ri} + 2 h_{re}$$

$$6.96 \text{ cm} = (1.20) + 2 (0.80)$$

$$n = 4.46 \rightarrow n = 5$$

Se verifica:

$$\frac{S_i^2}{n} < 20, \text{ para dispositivos rectangulares con } n \geq 3 \quad (\text{C 14.7.6.1})$$

$$\frac{(7.5)^2}{5+0.5+0.5} = 9.38 < 20 \text{ OK!}$$

h) Espesor total de elastometro (h_{rt})

$$h_{rt} = n h_{ri} + 2 h_{re} = 5 (1.20) + 2 (0.8) = 7.6 \text{ cm}$$

i) Espesor de placas de refuerzo (h_s)

En el estado limite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3 h_{max} \sigma}{F_y} \quad (14 .7.5.3.5-1)$$

$$h_s \geq \frac{3(1.20) (81.98)}{2530} = 0.12 \text{ cm}$$

En el estado limite de fatiga:

$$h_s > \frac{2 h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{th}}$$

$$\Delta F_{th} = 1687 \text{ Kg/cm}^2, \text{ categoria A} \quad (\text{tabla 6.6.1.2.5-3})$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} = \frac{32,670}{1350} = 24.2$$

$$h_s \geq \frac{2(1.20)(24.2)}{1687} = 0.03 \text{ cm}$$

El refuerzo minimo h_s debe ser 2 mm

$$h = 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm} > 0.12 \text{ cm}$$

$$h_s = 2 \text{ mm} \geq 1/16'' \text{ OK!} \quad (\text{Art. 14.7.5.3.5})$$

j) Altura total del dispositivo elastometro reforzado (H).

$$H = h_{rt} + (n + 1) h_s = 6.96 \text{ cm} + (5+1) (0.2) = 8.16 \text{ cm}$$

k) Verificaciones.

Estabilidad del dispositivo:

$$H \leq L/3 \text{ y } H \leq W/3 \quad (\text{Art. 14.7.6.3.6})$$

$$8.16 \leq 45/3 = 15 \text{ cm OK!} \quad \text{Y} \quad 8.16 \leq 30/3 = 10 \text{ cm OK!}$$

Esfuerzo de compression por carga total (σ_s):

Se tiene:

$$\sigma_s \leq 1.25 G S_i \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$81.98 \text{ Kg/cm}^2 \leq 1.25 (9.14) (7.5) = 85.69 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\sigma_s \leq 87.89 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$85.69 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \leq 87.89 \text{ Kg} / \text{cm}^2 \text{ OK!}$$

Deformaciones por compresión (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

$$\sigma_D = \frac{P_{Dc} + P_{Dw}}{A} = \frac{78000}{1350} = 57.78 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 0.82 \text{ Ksi}$$

$$\sigma_s = 85.69 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 1.22 \text{ Ksi}$$

Deformaciones por compresión para elastometro dureza 60 según figura

(C14.7.6.3.7-1)

capa	carga	S	σ Ksi	ϵ (%)
Interior	muerta	7.5	0.82	3.50
	total	7.5	1.22	4.75
Exterior	muerta	11.25	0.82	3.10
	total	11.25	1.22	4.20

Deflexion por compresion inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1) y (14.7.5.3.6-2)

$$\delta = n h_n \epsilon_{inter} + 2 h_{re} \epsilon_{exte}$$

$$\delta = 5 (1.2 \text{ cm}) (0.0475) + 2 (0.8) (0.0420)$$

$$\delta = 0.352 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} = n h_{\eta} \varepsilon_{D.inter} + 2 h_{re} \varepsilon_{D.exte}$$

$$\delta = 5 (1.2 \text{ cm}) (0.0350) + 2 (0.8) (0.0310)$$

$$\delta = 0.26 \text{ cm}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva.

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC} = 0.352 - 0.26 = 0.092 \text{ cm}$$

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3)

$$\delta_{creep} = C_d \delta_{DC}$$

$$C_d = 0.35 \text{ para dureza } 60 \text{ (tabla 14.7.6.2-1)}$$

$$\delta_{creep} = 0.35 (0.26) = 0.091 \text{ cm}$$

Deflexión debido al creep y la carga viva (C 14.7.5.3.6)

$$\delta_{creep+LL} = 0.091 + 0.092 = 0.183 \text{ cm}$$

$$0.183 \text{ cm} < 1/8'' = 0.32 \text{ OK!}$$

Deflexión por compresión inicial de una capa de elastometro (14.7.6.3.3)

$$\delta_i = \varepsilon_{inte} h_{ri} < 0.9 h_{ri}$$

$$\varepsilon_{inte} < 0.09$$

$$0.0475 < 0.09 \text{ OK!}$$

i) Anclaje del dispositivo (Art. 14.8.3)

Fuerza cortante generada en el apoyo debido al desplazamiento.

$$H_u = G.A \frac{\Delta u}{h_{rt}} \quad (14.6.3.1-2)$$

$$G = 14.6 \text{ Kg / cm}^2 \quad (\text{maximo valor})$$

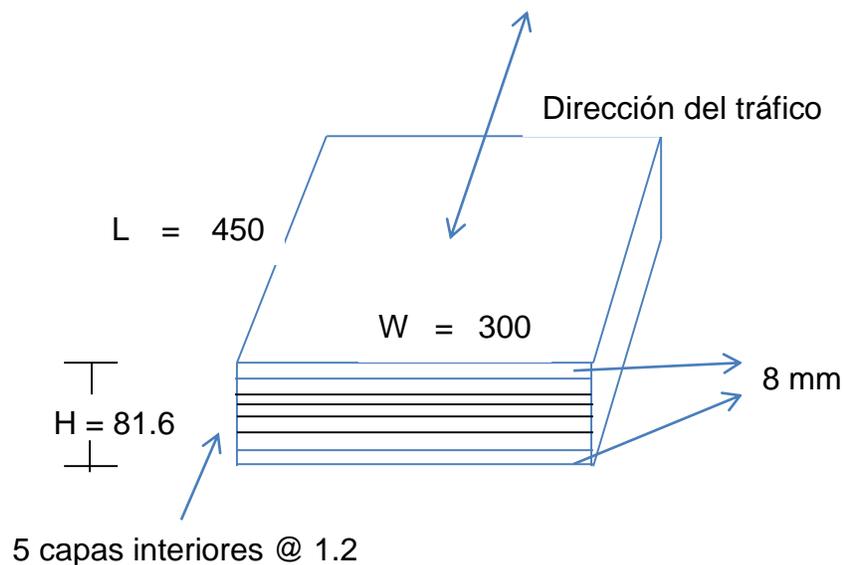
$$\Delta u = 1.2 (2.9) = 3.48 \text{ cm}$$

$$H_u = 14.06 (1350) \frac{3.48}{7.6} = 8.69 \text{ ton}$$

Con $\mu = 0.2$ y la carga permanente mínima en servicio $P_{DC} = 68$ ton la fuerza de fricción que se desarrolla es:

$$F_f = 0.2 (68 \text{ ton}) = 13.6 \text{ ton}$$

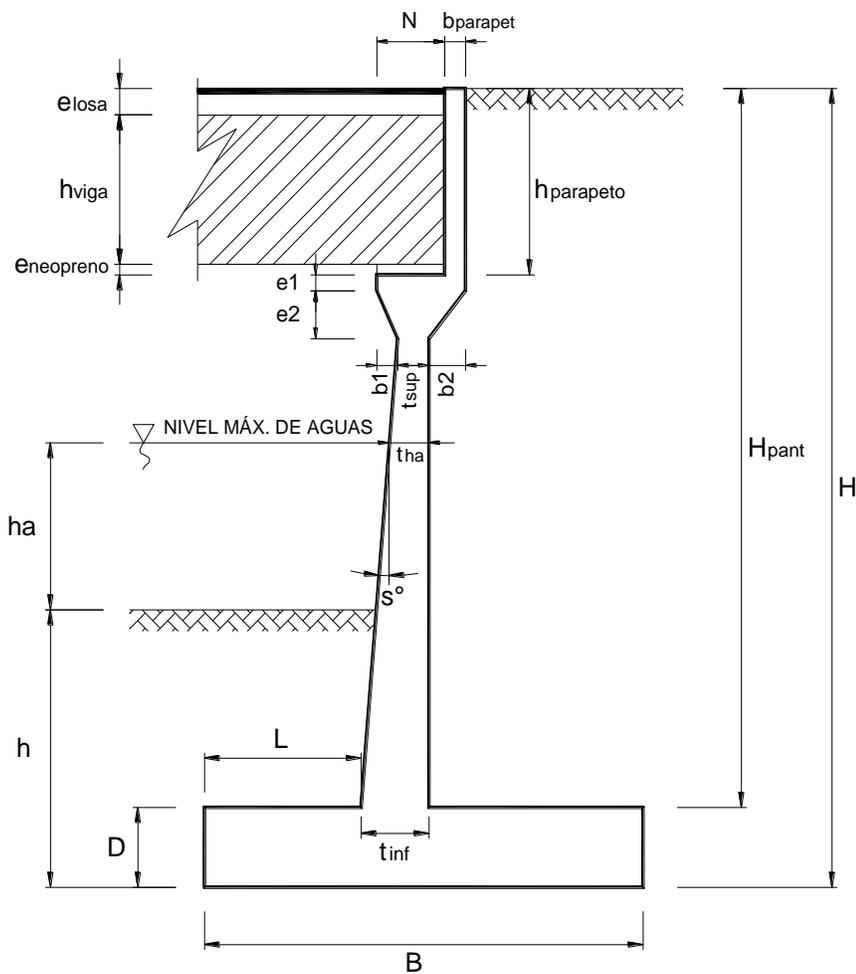
Como $8.69 \text{ ton} < 13.6 \text{ ton}$ no se requieren anclajes **(C 14.8.3.1)**



4.4.7. Muestra de cálculo estribos existentes

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

PROYECTO:
 DESCRIPCIÓN: ESTRIBO TÍPICO
 LONGITUD: 50,00 m
 ANCHO TOTAL: 7,95 m (Ancho de vía + veredas)
 FECHA:



DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	8,00 m	8,00 m	Dato
h	2,45 m	2,45 m	Dato
(1) B=0.6H	4,80 m	8,00 m	Criterio
(1) D=0.1H	0,80 m	0,80 m	Criterio
t _{sup}	0,30 m	0,30 m	Valor mínimo
(1) t _{inf} =0.1H	0,80 m	0,75 m	Criterio
(1) L=B/3	1,60 m	1,75 m	Criterio
e _{losa}	0,20 m	0,20 m	Dato
h _{viga}	1,50 m	1,50 m	Dato
e _{neopreno}	0,08 m	0,08 m	Dato
h _{parapeto}	1,78 m	1,78 m	e _{losa} +h _{viga} +e _{neopreno}
b _{parapeto}	0,20 m	0,20 m	Asumido
e ₁	0,15 m	0,15 m	Asumido
e ₂	0,45 m	0,45 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b ₁	0,20 m	0,20 m	Asumido
b ₂	0,20 m	0,20 m	Asumido
s ^o	5,57°	5,57°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0,29 m	--	Según Norma MTC
N	0,50 m	0,50 m	Calculado
h _a	0,50 m	0,50 m	Dato
t _{ha}	0,54 m	0,54 m	Calculado
H _{pant}	7,20 m	7,20 m	Calculado

DEFINICION DE CARGAS

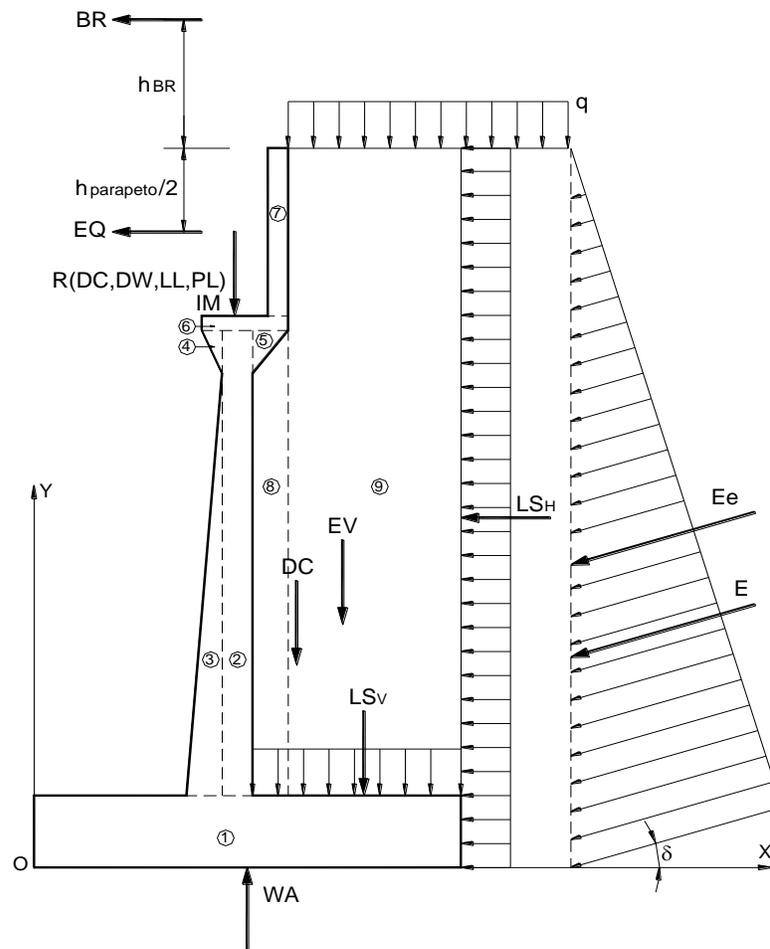
PROYECTO: 0
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 50,00 m
ANCHO TOTAL: 7,95 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA:

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} = 2,40 \text{ Ton/m}^3$
 $\gamma_m = 1,80 \text{ Ton/m}^3$
 $\phi = 22,5^\circ$
 (1) A = 0,30
 (2) % Impacto = 33,00%
 (3) q = 0,96 Ton/m

Reacciones debido a:

R(DC) = 86,41 Ton
 R(DW) = 5,12 Ton
 R(LL) = 34,73 Ton
 R(PL) = 19,00 Ton



2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m ³)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	6,40	15,36	4,00	61,44
2	1,58	3,79	2,35	8,91
3	1,08	2,60	2,05	5,33
Nº	VOL. (m ³)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0,05	0,11	2,13	0,23
5	0,05	0,11	2,57	0,28
6	0,11	0,25	2,35	0,59
7	0,36	0,86	2,60	2,22
Σ	--	23,08	--	79,01
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m ³)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1,01	1,82	2,60	4,72
9	38,16	68,69	5,35	367,48
Σ	--	70,50	--	372,20

$$\begin{array}{ll} DC= 23,08 \text{ Ton} & EV= 70,50 \text{ Ton} \\ x= 3,42 \text{ m} & x= 5,28 \text{ m} \end{array}$$

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

$$\begin{array}{l} DC= 10,87 \text{ Ton/m} \\ x= 2,25 \text{ m} \end{array}$$

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

$$\begin{array}{l} DW= 0,64 \text{ Ton/m} \\ x= 2,25 \text{ m} \end{array}$$

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$\begin{array}{l} \delta=\phi/2= 11,25^\circ \\ \gamma_m= 1,80 \text{ g/cm}^3 \\ (4) \text{ } K_a= 0,4052 \\ k_h=A/2= 0,15 \\ \theta= 8,53^\circ \\ (5) \text{ } K_e= 0,5333 \end{array}$$

Empuje estático:

$$\begin{array}{l} E= 23,34 \text{ Ton} \\ EH= 22,89 \text{ Ton} \\ EV= 4,55 \text{ Ton} \\ y= 2,67 \text{ m} \\ x= 8,00 \text{ m} \end{array}$$

Empuje dinámico:

$$\begin{array}{l} E_e= 30,72 \text{ Ton} \\ EHe= 30,13 \text{ Ton} \\ EV_e= 5,99 \text{ Ton} \\ \Delta E_e= 7,38 \text{ Ton} \\ (6) \text{ } y= 3,18 \text{ m} \\ x= 8,00 \text{ m} \end{array}$$

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$\begin{array}{l} LL= 4,37 \text{ Ton/m} \\ x= 2,25 \text{ m} \end{array}$$

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

$$\begin{array}{l} IM= 1,44 \text{ Ton/m} \\ x= 2,25 \text{ m} \end{array}$$

8. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$BR=5\%LL= 0,22 \text{ Ton}$$

$$(7) \quad h_{BR}= 1,80 \text{ m}$$

$$y= 9,80 \text{ m}$$

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA

$$PL= 2,39 \text{ Ton/m}$$

$$x= 2,25 \text{ m}$$

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$p_H= 0,39 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH}= 3,11 \text{ Ton}$$

$$y= 4,00 \text{ m}$$

$$L_{Sv}= 5,28 \text{ Ton}$$

$$x= 5,25 \text{ m}$$

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

$$WA= -7,79 \text{ Ton}$$

$$x= 4,00 \text{ m}$$

12. FUERZA SISMICA (EQ):

$$EQ=10\%DC= 1,09 \text{ Ton}$$

$$y= 7,11 \text{ m}$$

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0,90	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	0,90	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	0,65	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
RESISTENCIA 1	1,25	1,50	1,50	1,35	1,75	1,00	0,00	1,05
EV. EXTREMO 1	0,90	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	0,90	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	0,65	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00
EV. EXTREMO 1	1,25	1,50	1,50	1,35	0,5	1,00	1,00	1,00

VERIFICACION DE ESTABILIDAD

PROYECTO: 0
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 50,00 m
ANCHO TOTAL: 7,95 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA:

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1,50 $\mu=$ 0,50
 F.S.V.= 2,00 $\sigma_t=$ 3,19 Kg/cm²

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣF
RESISTENCIA 1	34,33	5,45	0,38	0,00	42,17
RESISTENCIA 1	34,33	5,45	0,38	0,00	42,17
RESISTENCIA 1	34,33	5,45	0,38	0,00	42,17
RESISTENCIA 1	34,33	5,45	0,38	0,00	42,17
EV. EXTREMO 1	45,19	1,56	0,11	1,09	47,94
EV. EXTREMO 1	45,19	1,56	0,11	1,09	47,94
EV. EXTREMO 1	45,19	1,56	0,11	1,09	47,94
EV. EXTREMO 1	45,19	1,56	0,11	1,09	47,94

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	91,56	21,78	3,75	0,00	122,94
RESISTENCIA 1	91,56	21,78	3,75	0,00	122,94
RESISTENCIA 1	91,56	21,78	3,75	0,00	122,94
RESISTENCIA 1	91,56	21,78	3,75	0,00	122,94
EV. EXTREMO 1	143,67	6,22	1,07	7,73	158,70
EV. EXTREMO 1	143,67	6,22	1,07	7,73	158,70
EV. EXTREMO 1	143,67	6,22	1,07	7,73	158,70
EV. EXTREMO 1	143,67	6,22	1,07	7,73	158,70

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣF
RESISTENCIA 1	30,55	0,42	7,65	2,52	4,18	101,33	9,24	-7,79	155,51
RESISTENCIA 1	30,55	0,97	7,65	2,52	4,18	101,33	9,24	-7,79	156,08
RESISTENCIA 1	42,43	0,42	7,65	2,52	4,18	101,33	9,24	-7,79	167,98
RESISTENCIA 1	42,43	0,97	7,65	2,52	4,18	101,33	9,24	-7,79	168,56
EV. EXTREMO 1	30,55	0,42	2,18	0,72	1,19	103,27	2,64	-7,79	133,19
EV. EXTREMO 1	30,55	0,97	2,18	0,72	1,19	103,27	2,64	-7,79	133,74
EV. EXTREMO 1	42,43	0,42	2,18	0,72	1,19	103,27	2,64	-7,79	145,08
EV. EXTREMO 1	42,43	0,97	2,18	0,72	1,19	103,27	2,64	-7,79	145,62

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	Ev	LSv	WA	nΣM
RESISTENCIA 1	93,12	0,94	17,20	5,68	9,41	551,64	48,51	-31,15	730,12
RESISTENCIA 1	93,12	2,18	17,20	5,68	9,41	551,64	48,51	-31,15	731,42
RESISTENCIA 1	129,33	0,94	17,20	5,68	9,41	551,64	48,51	-31,15	768,15
RESISTENCIA 1	129,33	2,18	17,20	5,68	9,41	551,64	48,51	-31,15	769,44
EV. EXTREMO 1	93,12	0,94	4,91	1,62	2,69	567,19	13,86	-31,15	653,19
EV. EXTREMO 1	93,12	2,18	4,91	1,62	2,69	567,19	13,86	-31,15	654,43
EV. EXTREMO 1	129,33	0,94	4,91	1,62	2,69	567,19	13,86	-31,15	689,41
EV. EXTREMO 1	129,33	2,18	4,91	1,62	2,69	567,19	13,86	-31,15	690,64

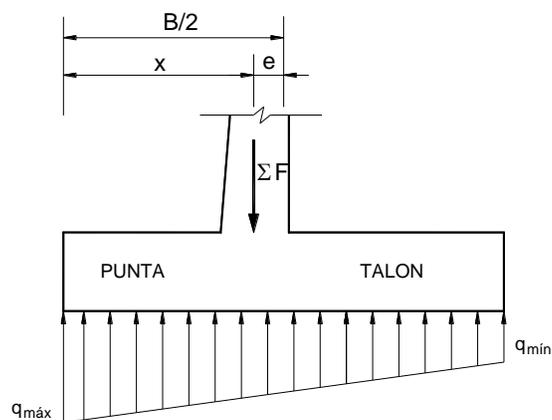
4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	$\mu\Sigma F_v/\Sigma F_H$	
RESISTENCIA 1	1,844	OK!
RESISTENCIA 1	1,851	OK!
RESISTENCIA 1	1,992	OK!
RESISTENCIA 1	1,999	OK!
EV. EXTREMO 1	1,389	FALLA!
EV. EXTREMO 1	1,395	FALLA!
EV. EXTREMO 1	1,513	OK!
EV. EXTREMO 1	1,519	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	$\Sigma M_R / \Sigma M_A$	
RESISTENCIA 1	5,939	OK!
RESISTENCIA 1	5,949	OK!
RESISTENCIA 1	6,248	OK!
RESISTENCIA 1	6,259	OK!
EV. EXTREMO 1	4,116	OK!
EV. EXTREMO 1	4,124	OK!
EV. EXTREMO 1	4,344	OK!
EV. EXTREMO 1	4,352	OK!

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

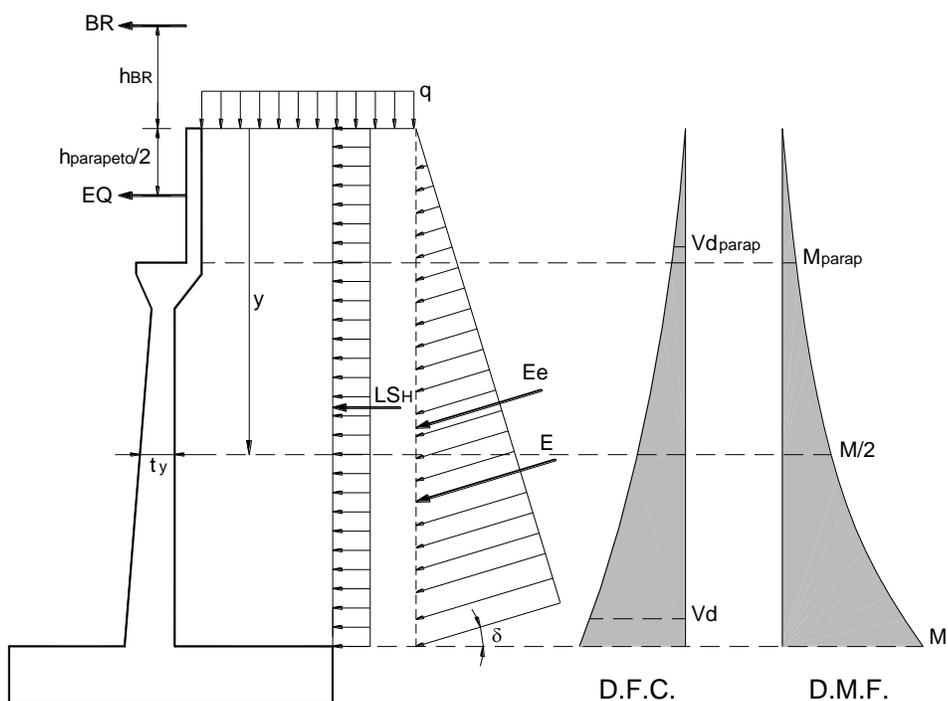


$$B/6 = 1,33 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		qmax (Ton/m)		qmin (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	3,905	0,095	OK!	20,83	OK!	18,05	OK!
RESISTENCIA 1	3,898	0,102	OK!	21,00	OK!	18,02	OK!
RESISTENCIA 1	3,841	0,159	OK!	23,50	OK!	18,49	OK!
RESISTENCIA 1	3,836	0,164	OK!	23,67	OK!	18,47	OK!
EV. EXTREMO 1	3,713	0,287	OK!	20,24	OK!	13,06	OK!
EV. EXTREMO 1	3,707	0,293	OK!	20,40	OK!	13,04	OK!
EV. EXTREMO 1	3,658	0,342	OK!	22,78	OK!	13,49	OK!
EV. EXTREMO 1	3,653	0,347	OK!	22,94	OK!	13,46	OK!

ANALISIS ESTRUCTURAL

PROYECTO: 0
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 50,00 m
ANCHO TOTAL: 7,95 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA:



1. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 7,20 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E_H	L_{SH}	BR	EQ	$n \sum V_d$
RESISTENCIA 1	27,43	4,87	0,38	0,00	34,31
RESISTENCIA 1	27,43	4,87	0,38	0,00	34,31
RESISTENCIA 1	27,43	4,87	0,38	0,00	34,31
RESISTENCIA 1	27,43	4,87	0,38	0,00	34,31
EV. EXTREMO 1	36,10	1,39	0,11	1,09	38,69
EV. EXTREMO 1	36,10	1,39	0,11	1,09	38,69
EV. EXTREMO 1	36,10	1,39	0,11	1,09	38,69
EV. EXTREMO 1	36,10	1,39	0,11	1,09	38,69

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣM
RESISTENCIA 1	66,74	17,64	3,44	0,00	92,22
RESISTENCIA 1	66,74	17,64	3,44	0,00	92,22
RESISTENCIA 1	66,74	17,64	3,44	0,00	92,22
RESISTENCIA 1	66,74	17,64	3,44	0,00	92,22
EV. EXTREMO 1	104,74	5,04	0,98	5,89	116,65
EV. EXTREMO 1	104,74	5,04	0,98	5,89	116,65
EV. EXTREMO 1	104,74	5,04	0,98	5,89	116,65
EV. EXTREMO 1	104,74	5,04	0,98	5,89	116,65

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

$y = 4,800 \text{ m}$
 $t_y = 0,526 \text{ m}$
 $M_u = 116,65 \text{ Ton-m}$
 $M_u/2 = 52,79 \text{ Ton-m}$ **AUMENTAR y!**

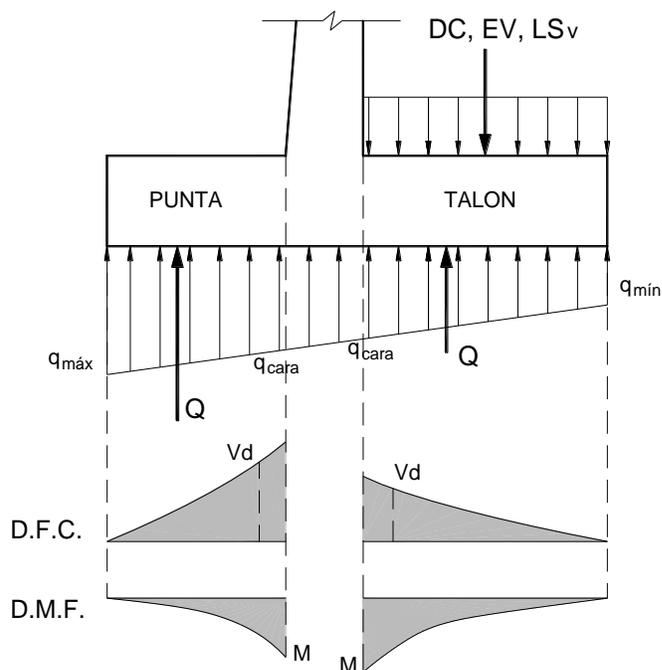
COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣ(M/2)
RESISTENCIA 1	29,66	7,84	2,52	0,00	42,03
RESISTENCIA 1	29,66	7,84	2,52	0,00	42,03
RESISTENCIA 1	29,66	7,84	2,52	0,00	42,03
RESISTENCIA 1	29,66	7,84	2,52	0,00	42,03
EV. EXTREMO 1	46,55	2,24	0,72	3,28	52,79
EV. EXTREMO 1	46,55	2,24	0,72	3,28	52,79
EV. EXTREMO 1	46,55	2,24	0,72	3,28	52,79
EV. EXTREMO 1	46,55	2,24	0,72	3,28	52,79

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

COMBINACIÓN	CORTANTE V _{dparap} (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	E _H	LS _H	BR	EQ	nΣV _d
RESISTENCIA 1	1,61	1,18	0,38	0,00	3,33
RESISTENCIA 1	1,61	1,18	0,38	0,00	3,33
RESISTENCIA 1	1,61	1,18	0,38	0,00	3,33
RESISTENCIA 1	1,61	1,18	0,38	0,00	3,33
EV. EXTREMO 1	2,12	0,34	0,11	1,09	3,65
EV. EXTREMO 1	2,12	0,34	0,11	1,09	3,65
EV. EXTREMO 1	2,12	0,34	0,11	1,09	3,65
EV. EXTREMO 1	2,12	0,34	0,11	1,09	3,65

COMBINACIÓN	MOMENTO M_{parap} (Ton-m) - MÁXIMO				
	E_H	LS_H	BR	EQ	$n\Sigma M$
RESISTENCIA 1	4,09	1,08	1,37	0,00	6,86
RESISTENCIA 1	4,09	1,08	1,37	0,00	6,86
RESISTENCIA 1	4,09	1,08	1,37	0,00	6,86
RESISTENCIA 1	4,09	1,08	1,37	0,00	6,86
EV. EXTREMO 1	6,41	0,31	0,39	0,97	8,08
EV. EXTREMO 1	6,41	0,31	0,39	0,97	8,08
EV. EXTREMO 1	6,41	0,31	0,39	0,97	8,08
EV. EXTREMO 1	6,41	0,31	0,39	0,97	8,08

4. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALON DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	q_{cara} (Ton/m)	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LS_v	EV	Q	$n\Sigma V_d$
RESISTENCIA 1	19,960	-9,42	-9,24	-95,18	111,15	-2,82
RESISTENCIA 1	20,067	-9,42	-9,24	-95,18	111,90	-2,04
RESISTENCIA 1	21,937	-13,08	-9,24	-95,18	123,82	6,64
RESISTENCIA 1	22,044	-13,08	-9,24	-95,18	124,57	7,42
EV. EXTREMO 1	17,995	-9,42	-2,64	-95,18	104,19	-3,05
EV. EXTREMO 1	18,097	-9,42	-2,64	-95,18	104,90	-2,34
EV. EXTREMO 1	19,878	-13,08	-2,64	-95,18	116,25	5,35
EV. EXTREMO 1	19,980	-13,08	-2,64	-95,18	116,96	6,06

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	19,960	-26,14	-25,41	-261,74	310,66	-2,76
RESISTENCIA 1	20,067	-26,14	-25,41	-261,74	312,88	-0,43
RESISTENCIA 1	21,937	-36,30	-25,41	-261,74	347,59	25,34
RESISTENCIA 1	22,044	-36,30	-25,41	-261,74	349,80	27,67
EV. EXTREMO 1	17,995	-26,14	-7,26	-261,74	294,80	-0,35
EV. EXTREMO 1	18,097	-26,14	-7,26	-261,74	296,91	1,77
EV. EXTREMO 1	19,878	-36,30	-7,26	-261,74	329,96	24,65
EV. EXTREMO 1	19,980	-36,30	-7,26	-261,74	332,07	26,77

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nΣV
		RESISTENCIA 1	20,221	-2,94
RESISTENCIA 1	20,346	-2,94	35,14	33,81
RESISTENCIA 1	22,407	-4,08	39,02	36,69
RESISTENCIA 1	22,532	-4,08	39,27	36,95
EV. EXTREMO 1	18,668	-2,94	33,07	30,13
EV. EXTREMO 1	18,787	-2,94	33,31	30,37
EV. EXTREMO 1	20,750	-4,08	37,00	32,92
EV. EXTREMO 1	20,869	-4,08	37,24	33,16

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nΣM
RESISTENCIA 1	20,221	-2,65	32,21	31,04
RESISTENCIA 1	20,346	-2,65	32,48	31,33
RESISTENCIA 1	22,407	-3,68	36,55	34,52
RESISTENCIA 1	22,532	-3,68	36,82	34,81
EV. EXTREMO 1	18,668	-2,65	31,79	29,15
EV. EXTREMO 1	18,787	-2,65	32,05	29,41
EV. EXTREMO 1	20,750	-3,68	35,93	32,25
EV. EXTREMO 1	20,869	-3,68	36,19	32,51

DISEÑO ESTRUCTURAL

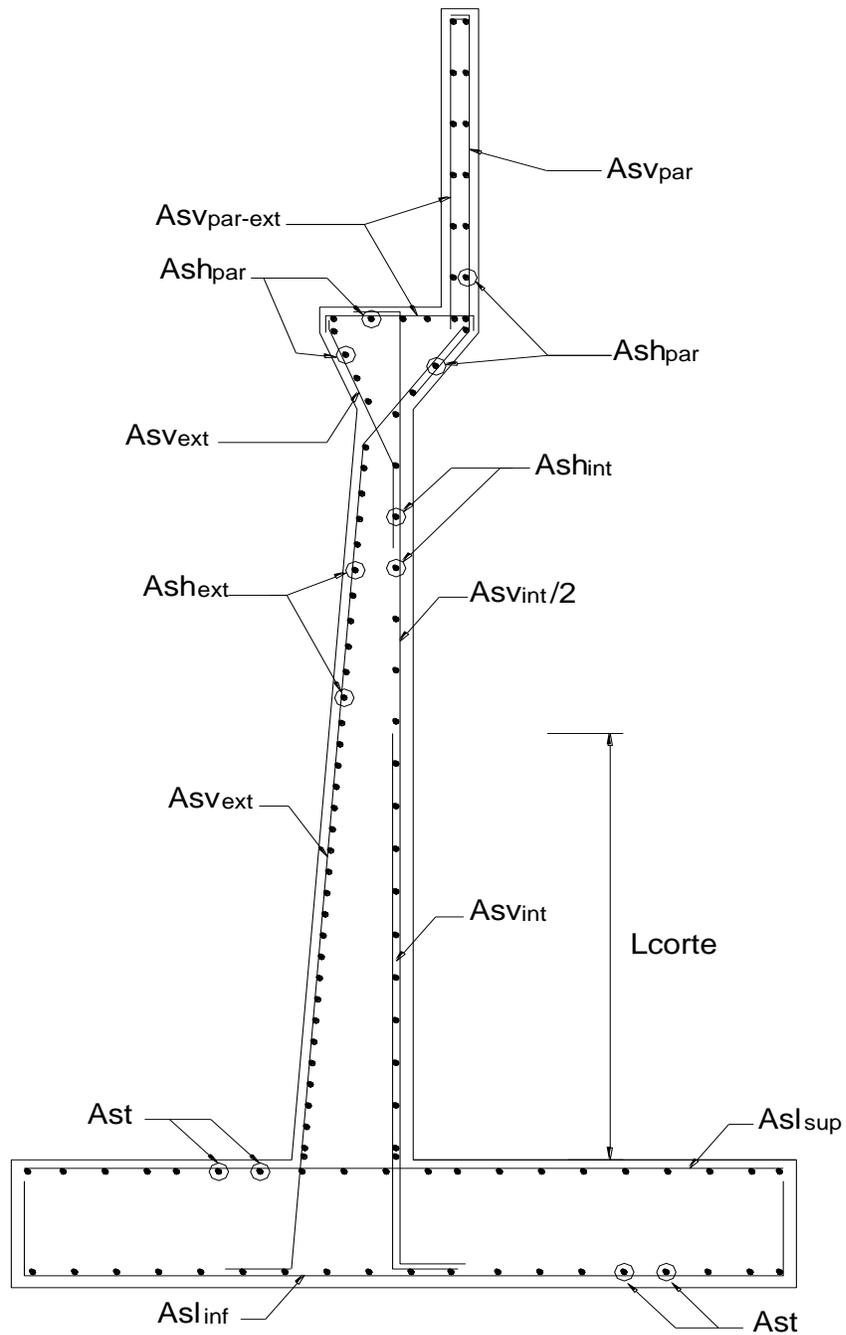
PROYECTO: 0
DESCRIPCION: ESTRIBO TÍPICO
LONGITUD: 50,00 m
ANCHO TOTAL: 7,95 m (Ancho de vía + veredas)
FECHA:

1. DATOS

$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $r(\text{pant}) = 0,05 \text{ m}$ $r(\text{zapata}) = 0,075 \text{ m}$
 $\phi (\text{Flexión}) = 0,90$ $\phi (\text{Corte}) = 0,90$

AREAS DE ACERO

BARRA	ϕ	A (cm ²)
#3	3/8"	0,71 cm ²
#4	1/2"	1,27 cm ²
#5	5/8"	1,98 cm ²
#6	3/4"	2,85 cm ²
#7	7/8"	3,88 cm ²
#8	1"	5,07 cm ²
#9	1 1/8"	6,41 cm ²
#10	1 1/4"	7,92 cm ²
#11	1 3/8"	9,58 cm ²
#12	1 1/2"	11,40 cm ²



2. DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 48,39 \text{ Ton}$$

$$V_u = 38,69 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	116,65 Ton-m
d	0,70 m
a	11,28 cm
As	47,95 cm ²
ρ	0,0069
ρ_{min}	0,0015
#8	5,07 cm ²
Nº Aceros	9,46
s (Calculado)	10,57 cm
s (Redond.)	10 cm
As _{Vnt}	#8@10
Ld	0,72 m
Lcorte (calc)	3,12 m
Lcorte (redond)	2,80 m
As _{Vnt/2}	#8@20

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1,98 cm ²
As _{min}	10,50 cm ²
Nº Aceros	5,30
s (Calculado)	18,86 cm
s (Redond.)	17,5 cm
As _{Vext}	#5@17.5

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	14,00 cm ²
Ash/3	4,67 cm ²
Nº Aceros	6,57
s (Calculado)	15,21 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	#3@15
#4	1,27 cm ²
2*Ash/3	9,33 cm ²
Nº Aceros	7,35
s (Calculado)	13,61 cm
s (Redond.)	12,5 cm
Ash _{ext}	#3@12.5

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0,71 cm ²
ρ	0,0020
Ash	9,52 cm ²
Ash/3	3,17 cm ²
Nº Aceros	4,47
s (Calculado)	22,38 cm
s (Redond.)	22,5 cm
Ash _{int}	#3@22.5
#4	1,27
2*Ash/3	6,34 cm ²
Nº Aceros	5,00
s (Calculado)	20,02 cm
s (Redond.)	17,5 cm
Ash _{ext}	#3@17.5

RESUMEN:

Ash _{int}	#3,1@5,19@15,r@22.5
Ash _{ext}	#4,1@5,22@12.5,r@17.5

3. DISEÑO DEL PARAPETO**VERIFICACION DE CORTANTE**

$$\phi V_c = 10,37 \text{ Ton}$$

$$V_u = 3,65 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	8,08 Ton-m
d	0,15 m
a	3,85 cm
As	16,35 cm ²
ρ	0,0109
ρ_{min}	0,0015
#6	2,85 cm ²
Nº Aceros	5,74
s (Calculado)	17,43 cm
s (Redond.)	20 cm
AS _{vpar}	#6@20

OK!

ACERO VERTICAL EXTERIOR

AS _{vpar-ext}	#3@22.5
------------------------	---------

ACERO HORIZONTAL

AS _{hpar}	#3@22.5
--------------------	---------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA**VERIFICACION DE CORTANTE**

$$\phi V_c = 51,84 \text{ Ton}$$

$$V_u = 7,42 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	27,67 Ton-m
d	0,73 m
a	2,42 cm
As	10,27 cm ²
ρ	0,0014
ρ_{min}	0,0015
#8	5,07 cm ²
Nº Aceros	2,14
s (Calculado)	46,62 cm
s (Redond.)	10 cm
AS _{linf}	#8@10

Usar AS_{min}!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1,98 cm ²
AS _{min}	10,88 cm ²
Nº Aceros	5,49
s (Calculado)	18,21 cm
s (Redond.)	17,5 cm
AS _{lsup}	#5@17.5

ACERO TRANSVERSAL

AS _t	#5@17.5
-----------------	---------

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$\phi V_c = 51,84 \text{ Ton}$$

$$V_u = 36,95 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	34,81 Ton-m
d	0,73 m
a	3,05 cm
As	12,97 cm ²
ρ	0,0018
ρ_{min}	0,0015
#8	5,07 cm ²
Nº Aceros	2,56
s (Calculado)	39,08 cm
s (Redond.)	30 cm
As _{linf}	#8@30

OK!

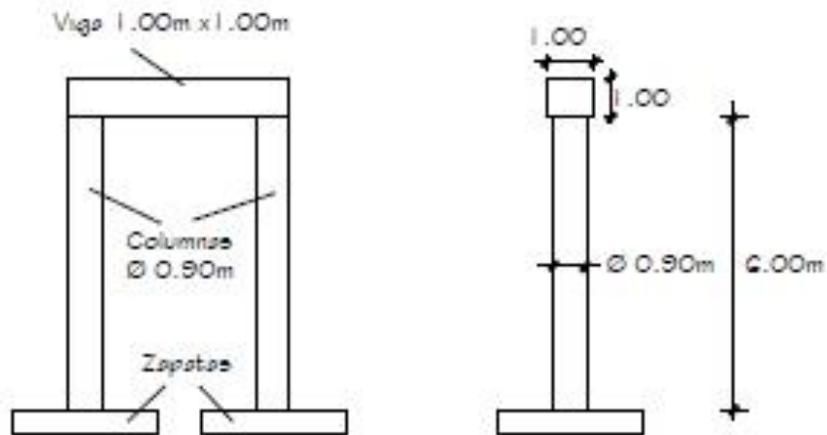
CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1,98 cm ²
As _{min}	10,88 cm ²
Nº Aceros	5,49
s (Calculado)	18,21 cm
s (Redond.)	17,5 cm
As _{lsup}	#5@17.5

ACERO TRANSVERSAL

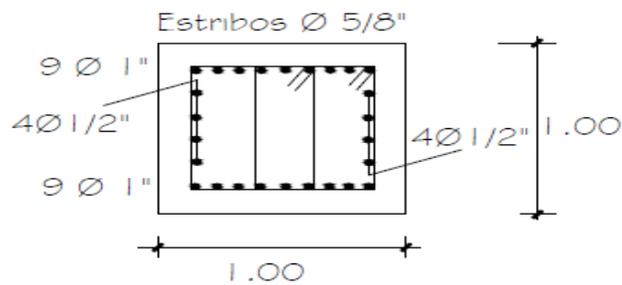
Ast	#5@17.5
-----	---------

4.4.8. Detalles de pila central existente.

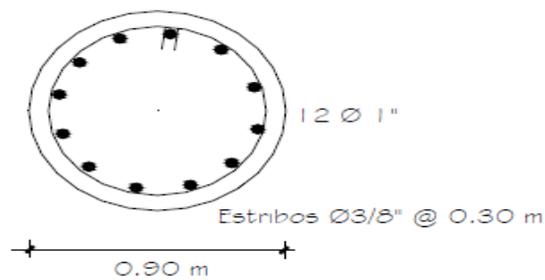
Constituido por dos columnas circulares y una viga travesaño rectangular.



- Detalle de viga travesaño rectangular existente:



- Detalle de columnas circulares existentes:



CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.2 Conclusiones

- Durante el desarrollo de la presente investigación, se realizó, una inspección visual al sitio de estudio y se lograron identificar las principales patologías que afectan la estructura del puente principal sobre el rio Guarió, en la vía local que comunica los municipios Anaco y Santa Ana del Estado Anzoátegui, dato que hasta la presente era de suma importancia para mostrar detalladamente las condiciones físicas de la estructura.

- Del levantamiento planialtimetrico se concluyó que la segunda estructura posee una correcta ubicación, lo que permite una buena continuidad y visibilidad de la vía a la hora del paso, además posee una altura considerable acorde con las condiciones del sitio, lo que la diferencia de la estructura principal la cual no aporta dichos beneficios.

- Tras los estudios realizados y las diferentes comparaciones entre las tipologías existentes, se determinó que el tipo de puente más conveniente según las condiciones del sitio es; un puente de viga ya que posee propiedades isostáticas, lo que hace que se puedan adaptar a casi cualquier tipo de terreno, además requieren poco mantenimiento, siendo esta la tipología que presenta la segunda estructura del puente sobre el rio Guarario la cual se encuentra inconclusa pudiendo ser puesta en funcionamiento siempre y cuando sea terminada.

- La segunda estructura inconclusa, ubicada paralela a la estructura principal se observa en buenas condiciones generales y según estudios posteriores la misma puede ser mejorada ya que su infraestructura tiene la capacidad de soportar las cargas demandadas en la actualidad. La principal mejora que se aporta en este proyecto es el diseño de un tablero que satisfaga todas las condiciones generales, es decir dimensiones y compatibilidad con las pilas y estribos.

5.2 Recomendaciones

- Las autoridades competentes deben implementar un plan de mantenimiento a este tipo de estructuras a nivel general, para prevenir daños irreparables en un futuro y así conservar los puentes en buen estado, salvaguardando la integridad de quienes transitan por los mismos.
- Implementar elementos de seguridad e información como señalizaciones que indiquen la aproximación a la estructura, evitando posibles accidentes que puedan generarse por diferentes circunstancias.
- Realizar la correcta demarcación de la carpeta asfáltica con todos los elementos que se necesiten para brindarle al conductor la suficiente información, confort y seguridad al transitar por la estructura

- Una vez ejecutada la propuesta, se recomienda demoler la estructura que se encuentra actualmente en servicio, para evitar accidentes por posibles confusiones a la hora de escoger la estructura a transitar.
- Se recomienda que se le dé un nivel de importancia adecuado a las inspecciones y estudios especiales ala de elaborar dicha propuesta para garantizar su correcta ejecución.
- Se deben realizar inspecciones y mantenimientos preventivos de estas estructuras tan importantes, y cuyos datos pudieran ser plasmados en un “software” integrado en el cual se pueda manejar la información periódicamente, interactuando con planos, fotos, modelos estructurales, entre otros. Por otro lado es recomendable que el manejo del “software” y la actualización de los datos se pueda manejar vía internet, esto ayudaría el procesamiento de los datos en campo y reduciría el trabajo de oficina.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arias, F. (2006). **El Proyecto de Investigación**. Sevilla, España: Espíteme. Quinta Edición.
- Arnal, E. (2000). **Lecciones de puentes**. Caracas, Venezuela. Primera Edición. Editorial, Eduardo Arnal 2000.
- Blandón, W. y Olivas, M. (2015) **Diseño del puente vehicular “Óscar Turcios” mediante la norma de construcción AASHTO-LRFD 2007**. Tesis de grado, área de ingeniería. Universidad Nacional de Ingeniería Managua- Nicaragua.
- Campos, F. (2013). **Proyecto y construcción del puente vehicular, ubicado en el km 10+300 de la av. pacífico tramo: Toluca-Tejupilco, edo. De México**. Tesis de grado, área de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Cal y Mayor, R (2007). **Ingeniería de tránsito**. 8va Edición, México: ALFAOMEGA
- Crespo, C. (2004). **Vías de comunicación: caminos, ferrocarriles, aeropuertos, puentes y puertos**. 3ra Edición, México: Limusa
- Linsley, R. (1997). **Hidrología para ingenieros**. Estados Unidos: McGraw HILL.
- Morales, H. (2006). **Ingeniería vial I para estudiantes de grado de ingeniería civil**. Santo Domingo, Republica Dominicana: INTEC.
- Muir, E y Corona, L (2011). **Cálculo estructural de puente en acero por el método de factor de diseño, carga y resistencia (LRFD)**. Tesis de

grado, área de ingeniería, Universidad Rafael Urdaneta. Maracaibo, Venezuela.

Norma AASHTO. ***A Policy on Geometric Design of Highways and Streets, 2001. Fourth edition. USA.***

Norma AASHTO **Aplicando el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).** Para el Diseño de Puentes.

Quispe, D. y Supo, R. (2015). **Análisis y diseño del puente carrozable de integración en el centro poblado unión soratira sector cruz chupa distrito de san Antón-Azangaro.** Tesis de grado, área de ingeniería, Universidad Nacional del Altiplano, Piura-Perú.

Ramírez, P. y León, N. (2010). **Apoyo didáctico en la asignatura de puentes CIV312 texto estudiante.** Tesis de grado, área de ingeniería, Universidad Mayor de San Simón. Cochabamba, Bolivia.

Serpa, M. y Samper, L. (2014). **Evaluación, diagnóstico, patología y propuesta de intervención del puente sobre el caño el zapatero a la entrada de la escuela naval almirante padilla.** Tesis de grado, área de ingeniería, Universidad de Cartagena, Colombia.

HOJAS DE METADATOS

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 1/6

Título	“Propuesta de puente vehicular sobre el rio guarario en el tramo vial local 05 (1005), en la progresiva 9+025, entre los municipios anaco- santa Ana del estado Anzoátegui.”
Subtítulo	

AUTOR (ES):

Apellidos y Nombres	Código CVLAC / e-mail	
Valecillos, Genesis Dayathna	CVLAC	23.596.081
	e-mail	valecillosgenesis93@gmail.com
	e-mail	
Betancourt Mayo, Fernando Soléxis	CVLAC	24.230.229
	e-mail	fernadobetan.2109@gmail.com
	e-mail	

Palabras o frases claves:

Puente.

Diseño.

Estructura.

Inspección visual.

Levantamiento.

AutoCAD 2014.

Factores de Carga y Resistencia.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 2/6

Líneas y sublíneas de investigación:

ÁREA	SUB ÁREA
Ingeniería y Ciencias Aplicadas	Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Resumen

En este trabajo de investigación se efectúa una propuesta de puente vehicular sobre el río guarío ubicado en la vial local 05 (1005), en la progresiva 9+025, entre los municipios Anaco - Santa Ana del estado Anzoátegui. Esta propuesta surge como una alternativa para la solución y mejora del puente que se encuentra actualmente en servicio con un visible y acelerado deterioro, en esta propuesta se efectuaron actividades como: inspección visual y levantamiento planialtimétrico, para el diseño se tomaron como referencia los criterios de las normas de la Asociación Americana de Oficiales de Carretera y Transporte mediante el método de diseño por Factores de Carga y Resistencia, por sus siglas en inglés (AASTHO LRFD), y cuyo datos se plasmaron en el software de dibujo AutoCAD 2014. Este trabajo se basa en una investigación de campo ya que recolecta datos directamente de los sujetos investigados y posee un nivel de investigación de tipo descriptivo.

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 3/6

Contribuidores:

Apellidos y Nombres	ROL / Código CVLAC / e-mail										
Ing. Cabrera, Daniel	ROL	CA		AS		TU	X	JU			
		CVLAC	17.421.606								
	e-mail	danieldjc1986@gmail.com									
	e-mail										
Ing. González, Anabel	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
		CVLAC	16.573.233								
	e-mail	gonzalez85anabel@gmail.com									
	e-mail										
Ing. Cermeño, Carlos	ROL	CA		AS		TU		JU	X		
		CVLAC	8.494.906								
	e-mail	carloscermeno@hotmail.com									
	e-mail										

Fecha de discusión y aprobación:

Año Mes Día

2021	07	23
-------------	-----------	-----------

Lenguaje: SPA

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 4/6

Archivo(s):

Nombre de archivo	Tipo MIME
PG-ValecilloSyBetancourt.doc	Application/word

Alcance:

Espacial: UNIVERSAL

Temporal: INTEMPORAL

Título o Grado asociado con el trabajo:

Ingeniero Civil

Nivel Asociado con el Trabajo

Pregrado

Área de Estudio:

Departamento de Ingeniería Civil

Institución(es) que garantiza(n) el Título o grado:

Universidad de Oriente / Extensión Cantaura

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 5/6



UNIVERSIDAD DE ORIENTE
CONSEJO UNIVERSITARIO
RECTORADO

CUN°0975

Cumaná, 04 AGO 2009

Ciudadano
Prof. JESÚS MARTÍNEZ YÉPEZ
Vicerrector Académico
Universidad de Oriente
Su Despacho

Estimado Profesor Martínez:

Cumplo en notificarle que el Consejo Universitario, en Reunión Ordinaria celebrada en Centro de Convenciones de Cantaura, los días 28 y 29 de julio de 2009, conoció el punto de agenda **"SOLICITUD DE AUTORIZACIÓN PARA PUBLICAR TODA LA PRODUCCIÓN INTELECTUAL DE LA UNIVERSIDAD DE ORIENTE EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UDO, SEGÚN VRAC N° 696/2009"**.

Leído el oficio SIBI – 139/2009 de fecha 09-07-2009, suscrita por el Dr. Abul K. Bashirullah, Director de Bibliotecas, este Cuerpo Colegiado decidió, por unanimidad, autorizar la publicación de toda la producción intelectual de la Universidad de Oriente en el Repositorio en cuestión.

Comunicación que hago a usted a los fines consiguientes.

Cordialmente,

JUAN A. BOLANOS CUNPEL
Secretario

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SISTEMA DE BIBLIOTECA
RECIBIDO POR *[Firma]*
FECHA 5/8/09 HORA 5:30

REPUBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE ORIENTE
SECRETARÍA
CONSEJO UNIVERSITARIO

C.C: Rectora, Vicerrectora Administrativa, Decanos de los Núcleos, Coordinador General de Administración, Director de Personal, Dirección de Finanzas, Dirección de Presupuesto, Contraloría Interna, Consultoría Jurídica, Director de Bibliotecas, Dirección de Publicaciones, Dirección de Computación, Coordinación de Teleinformática, Coordinación General de Postgrado.

JABC/YGC/maruja

Hoja de Metadatos para Tesis y Trabajos de Ascenso – 6/6

Artículo 41 del REGLAMENTO DE TRABAJO DE PREGRADO (vigente a partir del II Semestre 2009, según comunicación CU-034-2009): “Los trabajos de grados son de la exclusiva propiedad de la Universidad de Oriente, y solo podrá ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Concejo de Núcleo respectivo, quien deberá participarlo previamente al Concejo Universitario, para su autorización”.

Autor(es)

Betancourt M, Fernando S.

C.I: 24.230.229

Valecillos, Genesis D.

C.I:23.596.081

Ing. Cabrera Daniel

TUTOR