



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE LA
VAINILLA POR EL MÉTODO AASHTO LRFD 2010 CON LAS CARGAS HS20-
44 + 25%.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Harvin Adolfo Méndez Mena

Br. José Antonio Torres Jarquín

Tutor

Ing. Alejandro Carlo Arévalo Gutiérrez

Managua, Febrero 2017

Managua, 08 de Agosto de 2016.

Doctor Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano de la Facultad de la Tecnología de la Construcción
Universidad Nacional de Ingeniería, UNI

Asunto: Recomendación para Proceder a la Defensa de la Monografía "Análisis y Diseño Estructural de Puentes por el Método AASHTO LRFD 2010".

Estimado Doctor Gutiérrez:

He revisado el trabajo monográfico de los proponentes a Ingeniero Civil:

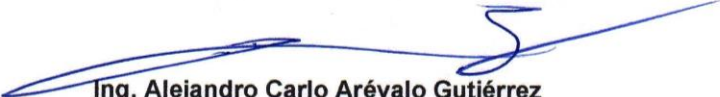
Br. Harvin Adolfo Mendez Mena
Br. José Antonio Torres Jarquín

Encontrando que el documento es técnicamente correcto y cuenta con mi aprobación para que los bachilleres procedan a la defensa del mismo.

Quedo a su disposición para asistir al acto de defensa.

Agradeciendo su atención a la presente, le saludo.

Atentamente,



Ing. Alejandro Carlo Arévalo Gutiérrez
Tutor

c.c. Archivo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC-FTC-REF-No.371
Managua, agosto 07 del 2012

Bachilleres
JOSE ANTONIO TORRES JARQUIN
HARVIN ADOLFO MENDEZ MENA
Presente

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema Monográfico titulado "DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA Y SUBESTRUCTURA DEL PUENTE LA VAINILLA POR EL METODO AASHTO LRFD 2010 CON LAS CARGAS HS20-44+25% Y NICA 2011", ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, de que el Ing. ALEJANDRO CARLO AREVALO GUTIERREZ, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el 06 de febrero del 2013.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente,

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba
Decano



CC: Protocolo
Tutor
Archivo*Consecutivo
DIOGS*mary



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION
DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 004
Managua, enero 16 de 2017

Bachilleres
JOSE ANTONIO TORRES
HARVIN MENDEZ MENA
Presente

Estimadas Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de PRORROGA, para finalizar su trabajo Monográfico titulado **“DISEÑO DE PUENTES POR EL METODO LRFD CON LA CARGA HS20-44 + 25% Y LA CARGA NICA 2011”**. Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberán presentar concluida su Tesis debidamente revisada por el tutor guía el 27 de febrero del 2017.

Siendo esta la última prórroga les puedo conceder

Sin más al respecto, me despido.

Atentamente,



Dr. ING OSCAR GUTIERREZ SOMARRIBA
Decano

CC: Tutor
Archivo-Consecutivo

DEDICATORIA

A Dios Nuestro Señor Jesucristo.

Por regalarnos el don de la vida, la bendición de nacer y crecer en una familia, la oportunidad de iniciar y concluir nuestros estudios superiores y por proveernos la fuerza en todo el camino recorrido.

A Nuestros Padres.

María del Carmen Jarquín Valerio

Carolina de los Ángeles Mena Arellano

Sergio Antonio Mejía

Por su amor, sus esfuerzos y sacrificios, por acompañarnos desde el momento en que nacimos y en cada etapa de nuestras vidas, sin ellos este triunfo académico no hubiese sido posible.

RESUMEN

En la presente monografía de grado se utilizara el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) para el análisis diseño de superestructura y subestructura del puente La Vainilla carretera San Sebastián de Yalí - Condega con la carga viva HS20-44+25%. La Carga HS20-44+25% es la carga oficial establecida por el Ministerio de Transporte e Infraestructura, MTI, para el diseño de puentes de carretera.

De Esta forma se implementará un método de diseño moderno como es el AASHTO LRFD bridge design specification 2010 al mismo tiempo que se utiliza la carga de diseño HS20-44+25%.

La intención de los requisitos de estas especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos y aspectos especiales relacionados con la seguridad de los vehículos y peatones no están cubiertos.

Índice

CAPITULO I: INTRODUCCION.....	1
1.1 Introducción	1
1.2 Antecedentes.....	3
1.3 Objetivos.....	4
1.4 Justificación	5
1.5 Planteamiento del Problema	6
CAPITULO II: MARCO TEORICO CONCEPTUAL	7
2.1 Definición De Puente:	7
2.2 Clasificación De Los Puentes:.....	7
2.3 Elementos De Un Puente:.....	8
2.3.1 La Superestructura:.....	8
2.3.2 La Sub-Estructura:	9
2.4 Los Apoyos:	11
2.4.1 Tipos De Apoyos:.....	12
2.5 Criterios para seleccionar el tipo de puente a utilizar:	13
2.6 Cargas en los puentes	14
2.7 Análisis Estructural para Puentes.....	15
2.8 Especificaciones De Diseño.....	17
CAPITULO III: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO AASTHO LRFD 2010	20
3.1- Métodos De Diseño Para Puentes De Carreteras:.....	20
3.2 Consideraciones Iniciales de Diseño:.....	20
3.3 Factores de carga y combinaciones de cargas:	21
3.4 Estados Límites:	22
3.4.1 Estado Límite de Servicio:.....	22

3.4.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura:.....	23
3.4.3 Estado Límite de Esfuerzo:	23
3.4.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:	23
3.5 Ductilidad	23
3.6 Limitaciones de las Deflexiones:	24
3.7 Largueros y vigas transversales de piso:	24
3.8 Cargas de Diseño:	25
3.8.1 Cargas Permanentes:	26
3.8.1.1 Cargas Permanentes: DC, DW y EV	26
3.8.1.2 Cargas De Suelo: EH, ES y DD.....	27
3.8.2 Cargas Transitorias:	27
3.8.2.1 Sobrecargas Gravitatorias: LL y PL	27
3.8.2.1.1 Camión de Diseño:	27
3.8.2.1.2 Tándem de Diseño:	28
3.8.2.1.3 Carga del carril de Diseño:	28
3.8.2.2 Carga para el voladizo de la losa.....	29
3.8.3 Carga de Fatiga:	29
3.8.4 Cargas Peatonales: PL	29
3.8.5 Cargas sobre las Barandas:	29
3.8.6 Incremento por Carga Dinámica: IM.....	30
3.8.7 Fuerza de Frenado: BR.....	30
3.8.8 Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT	31
3.8.8.1 Colisión de Vehículos contra las Barreras:	31
3.8.9 Carga de Viento: WL y WS.....	31
3.8.9.1 Presión Horizontal del Viento:.....	31
3.8.9.2 Presión del Viento sobre las Estructuras: WS.....	32
3.8.9.3 Cargas de las Superestructuras:	32
3.8.9.4 Fuerzas aplicadas directamente a la Subestructura:	33
3.8.9.5 Presión del Viento sobre los Vehículos: WL	33
3.8.9.6 Presión Vertical del Viento:.....	33
3.8.10 Empuje del Suelo: EH, ES y LS.....	34
3.8.10.1 Empuje del Suelo: EH	36

3.8.10.2 Sobrecarga Uniforme: ES.....	36
3.8.10.3 Sobrecarga Viva: LS.....	36
3.9 Análisis de MONONOBE – OKABE:	37
3.10 Temperatura Uniforme: TU	39
3.11 Efectos Sísmicos: EQ	40
CAPITULO IV: DISEÑO DE SUPER-ESTRUCTURAS	41
4.1 Metodología para el Diseño de Super-Estructuras:	41
4.2 Diseño de Losa:	41
4.3 Cálculo del acero de refuerzo para la losa de concreto:.....	42
4.3.1 Cálculo de solicitaciones en la losa de concreto:.....	42
4.3.1.1 Definimos el peso de los componentes para 1 ft de franja	42
4.3.1.2 Procedemos a calcular los momentos y reacciones de cada componente.....	43
4.3.1.3 Momentos de la carga vehicular.....	44
4.3.1.4 Estado Límite de Esfuerzo I.....	46
4.3.1.5 Selección del Refuerzo.....	48
4.3.1.6 Control de Agrietamiento.....	51
4.4 Diseño de Vigas de Acero Compuestas.....	52
4.4.1 Calculo de los momentos y esfuerzos de Vigas anteriores.....	53
4.4.2 Ductilidad de flexión positiva (A6.10.5.2.2B).....	58
4.4.3 Constructibilidad (A6.10.3).....	60
4.4.4 Estado Limite de Servicio (A6.5.2) (A6.10.4).....	62
4.4.5 Estado límite de Fractura y Fatiga (A6.5.3) (A6.10.5).....	63
4.5 Diseño de Estribo:.....	66
4.5.1 Coeficiente de empuje K_a	68
4.5.2 Metraje de cargas.....	69
4.5.2.1 CARGAS VERTICALES	69
4.5.2.2 CARGAS HORIZONTALES.....	71
4.5.3 Estados límites aplicables y combinaciones de cargas.....	72
4.5.3.1 CASO I - ESTRIBO CON PUENTE	72

4.5.3.2 CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE	75
4.5.3.3 DISEÑO DE DIENTE DEL ESTRIBO.....	78
4.6 Diseño de Neopreno	81
4.6.1 Área del Elastómero	81
4.6.2 Factor de Forma S Mínimo	82
4.6.3 Grosor de una capa interior del elastómero (hri).....	82
4.6.4 Número de capas interiores de elastómero (n)	83
4.6.5 Estabilidad del Elastómero	83
4.6.6 Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero	84
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
5.1 CONCLUSIONES	85
5.2 RECOMENDACIONES	86
5.1 BIBLIOGRAFIA	87
Anexos.....	88

CAPITULO I: INTRODUCCION

1.1 Introducción

Parte del patrimonio importante de un país es su infraestructura vial. La cual comprende carreteras, **puentes**, puertos, etc. Esta permite no solo tener un control político – administrativo, sino también un desarrollo económico y bienestar para la sociedad. La relación que existe entre el desarrollo de nuestra sociedad puede basarse de acuerdo a la movilización de bienes y productos por medio del transporte y vías de comunicación hábiles para su desempeño. Esto se evidencia al analizar las variables positivas que trae consigo el transporte: oportunidad, potenciamiento y reducción de vulnerabilidad.

La oportunidad se refiere a que “el transporte posibilita el crecimiento económico proporcionando acceso físico a recursos y mercados, facilitando el intercambio y el comercio, fomentando la expansión de la producción y la reducción de sus costos, incrementando así la competitividad de la economía y favoreciendo la creación de nuevos empleos”.

El potenciamiento es la contribución del transporte a movilidad, esto debe analizarse desde dos aspectos principales: “El primero de ello es el referente a la falta de accesibilidad a las instituciones educativas que dificulta, cuando no impide, el acceso a la educación formal, potenciadora de la participación del individuo en los procesos políticos, el segundo aspecto, mencionado frecuentemente en la literatura, es el vinculado a la factibilidad del desplazamiento a los centros de reunión comunitaria, permitiendo participación social y política, contribuyendo de esta manera a la superar las limitaciones sociales, culturales y económicas”.

El transporte reduce la vulnerabilidad de las poblaciones, “en efecto, el transporte, además de permitir el acceso al trabajo que posibilita la subsistencia, garantiza la movilización de bienes y alimentos, reduciendo la vulnerabilidad de los sectores de menores recursos e inclusive en casos de focos concentrados de enfermedades permite el traslado de los afectados a los lugares de atención o más aún, el traslado de la atención y los medicamentos a los centros afectados”.

De manera que es necesario tener una **infraestructura de puentes** con estándares óptimos siendo que nuestro país está ubicado en zona tropical expuesta a huracanes como también de alta sismicidad, dejándonos en la obligación como ingenieros y a nuestros líderes de ser innovadores en estas áreas y de tener criterios más cercanos a la realidad de la situación actual en nuestro país tomando en cuenta todos estos factores.

Todo esto conlleva al empleo de códigos modernos de diseño estructural para puentes como es el AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2010 y la evaluación de las cargas para que los diseños sean los óptimos, de lo contrario se estaría sobre-diseñando y gastando lo que se podría invertir de manera más eficiente o sub-diseñando lo cual es perjudicial para la seguridad y la mitigación de desastres.

El actual puente La Vainilla es un puente mixto, ubicado en la estación 7+800 de la carretera San Sebastián de Yalí - Condega, está compuesto de 2 pilas de mampostería, de vigas metálicas, losa de concreto, estribos de mampostería y baranda metálica sin anden peatonal. Tiene un ancho de rodamiento de 10.00 ft, una longitud de 121 ft, con pilas al centro separadas a la misma distancia.

1.2 Antecedentes

En junio de 1994 fue publicada la primera edición del AASHTO LRFD. Siendo desde este momento que se planeó diligentemente su implementación completa y se adoptó como el método de diseño oficial en Estados Unidos, desde entonces se han publicado varias ediciones siendo la quinta edición la más actualizada a nuestro alcance por tanto la que utilizaremos en nuestro proyecto.

El uso de las nuevas Especificaciones de Diseño para Puentes “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)” ofrece muchas ventajas. El AASHTO LRFD 2010 está basado en nuevos avances en ingeniería de puentes, principios de seguridad, en un enfoque lógico que asegura la constructibilidad, seguridad, serviciabilidad, inspeccionabilidad, economía y estética. El AASHTO LRFD 2010 incorpora lo mejor del diseño por esfuerzo de trabajo y diseño por factores de carga.

Los nuevos Puentes diseñados según LRFD tienen la ventaja inherente de un nivel más uniforme de seguridad, resultando un ciclo de vida de bajo costo, el LRFD permite el uso de métodos avanzados de diseño y análisis. Da flexibilidad para el buen mantenimiento y practica ingenieril exitosa o configuración de carga y factores de resistencia para conocer las demandas del proyecto.

El puente La Vainilla en la actualidad es un puente mixto que se encuentra en buenas condiciones, pero el mismo resulta obsoleto puesto que por ser de un solo carril no ofrece la capacidad necesaria para el tráfico actual y mucho menos para el futuro. Tiene más de 20 años en servicio razón por la cual también resulta necesario su reemplazo habiendo dado ya su vida útil, además deja la incertidumbre de no asegurar que está construido para las cargas de diseño actual. Está ubicado en la estación 7+800 y está compuesto de 2 pilas de mampostería, dos vigas metálicas, losas de concreto, estribos de mampostería y baranda metálica sin anden peatonal. El puente la Vainilla tiene un ancho de rodamiento de 10 ft, una longitud de 121 ft, con dos pilas al centro.

1.3 Objetivos

Objetivo General:

- ✚ Diseñar la superestructura y subestructura del puente La Vainilla ubicado en el tramo San Sebastián de Yalí - Condega utilizando el método AASHTO LRFD 2010 aplicando la HS20-44+25%.

Objetivos Específicos:

- ✚ Utilizar informes técnicos referentes a los estudios viales, hidrotécnicos, geotécnicos, para definir las condiciones a respetar (condiciones naturales) del Puente La Vainilla.
- ✚ Diseñar por medio del método AASHTO LRFD 2010 con la carga HS20-44+25%:
 - ✓ Superestructura de losa de concreto y viga de acero.
 - ✓ Los aparatos de apoyo utilizando almohadillas de neopreno.
 - ✓ Subestructura de mampostería de piedra bolón.

1.4 Justificación

En Nicaragua la práctica para el Diseño de Puentes es utilizar las Especificaciones Estándares para Puentes de Carretera de la **American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO**. Estas normas establecen un sistema de cargas vivas denominado H y HS y fueron desarrolladas en 1944. El sistema contempla cuatro clases de cargas con las siguientes designaciones: H-20, H-15, HS-20 y HS-15.

En 1994, la AASHTO publicó la primera edición de las normas LRFD para el diseño de puentes y en ese mismo año la AASHTO adoptó como única norma de diseño la LRFD, dejando las especificaciones estándares para revisión y reforzamiento de los puentes existente, por tal razón, Nicaragua debe también dar este paso y adoptar este método de diseño. Tomando en cuenta que se remplazaron las Normas AASHTO Standard para puentes por las Normas AASHTO LRFD se vuelve indispensable para el fortalecimiento de la infraestructura, y se podrá lograr economía, seguridad y un nivel de confianza adecuado.

La adopción de este método debe venir acompañada con una revisión de los criterios de diseño, ajustando las especificaciones a la realidad nicaragüense. Esta monografía implementa las especificaciones LRFD quinta edición de la AASHTO para el diseño de puentes de carretera, y se analizará con la carga viva oficial establecida por el MTI que se encuentra en el **SIECA** (Manual Centroamericano de Normas 2da Edición).

La carretera San Sebastián de Yalí - Condega se encuentra en etapa de Factibilidad y sus drenajes mayores y menores requieren ser diseñados para su futura construcción. El puente La Vainilla es uno de los drenajes mayores que requiere ser ampliado, siendo que la carretera va ser construida en su totalidad.

1.5 Planteamiento del Problema

En un país como Nicaragua, que cuenta con recursos financieros limitados y con altos riesgos naturales por sus características geográficas y geológicas, para realizar inversiones en infraestructura es de vital importancia establecer una norma de diseño para puentes actualizada y lo más apegadas a la realidad que se puedan, que cumplan con estándares de diseño óptimo al menor costo de vida útil de tal forma que se optimicen las inversiones y se garantice la funcionalidad y seguridad de las estructuras a un costos de vida útil razonable.

El puente La Vainilla está ubicado en el tramo de carretera San Sebastián de Yalí – Condega en la estación 7+800, el cual se localiza en los departamentos de Jinotega y Estelí, iniciando en el casco urbano de la ciudad de Yalí y termina en el Km. 190 de la carretera panamericana. Es un puente que actualmente se encuentra en funcionamiento pero que requiere ser ampliado según datos del MTI puesto que la carretera será construida en su totalidad, el tráfico ha incrementado además de las expectativas de crecimiento un solo carril resultaría insuficiente.

Por todo esto nuestro proyecto apoyará haciendo el diseño del puente La Vainilla utilizando La Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specification para su evaluación y posible puesta en práctica.

CAPITULO II: MARCO TEORICO CONCEPTUAL

2.1 Definición De Puente:

Los puentes son estructuras que proporcionan una vía de paso sobre el agua, una carretera, o una vía férrea, pero también pueden transportar tuberías y líneas de distribución de energía, y tienen que contar por lo menos, con un carril para circulación del tráfico u otras cargas rodantes y que tenga un claro, medido a lo largo del centro de la vía, que exceda de 6.00 metros entre los apoyos en los estribos o entre arranques de los arcos, o los extremos de las aberturas exteriores en cajas múltiples.

2.2 Clasificación De Los Puentes:

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

Los puentes podemos clasificarlos según su tipo de material con los que fueron construidos, por su utilización, por su condición de operación, por el tipo de cruce y por su alineamiento.

POR SU TIPO DE MATERIAL:

De madera.

De tabique.

De concreto: armado, simple y ciclópeo.

De acero.

De acero y concreto.

POR SU UTILIZACIÓN:

Puentes peatonales.

Puentes de ferrocarriles.

Puentes de presa.

Puentes de caminos.

Puentes de acueductos.

POR SU TIPO DE CRUCE:

Puentes de cruce normal.

Puentes de cruce desviado.

POR SU TIPO DE ALINEAMIENTO:

Puentes en curva.

Puentes en tangentes.

Puentes en pendientes.

2.3 Elementos De Un Puento:

2.3.1 La Superestructura:

Es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por:

La superficie de rodamiento: suele ser de concreto reforzado de alta resistencia y en pocas ocasiones de elementos prefabricados, también puede ser metálica como en el caso de puentes de cubierta orto-trópica.

La superficie bituminosa: es una capa asfáltica que sirve como recubrimiento protector a la superficie de rodamiento.

La acera: es una sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

Barandales: son elementos instalados para garantizar la seguridad de los peatones, y al mismo tiempo sirven para evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.

Vigas longitudinales y transversales: cuando los puentes son de claros cortos el elemento principal son vigas longitudinales, que se apoyan en los extremos del puente. Cuando el puente tiene un claro muy corto (menor ó igual a 6 metros) no se proveen vigas longitudinales, sino, de una losa más gruesa la cual resulta mucho más económica.

Cuando el puente debe tener un claro muy largo, el elemento principal de ésta estructura puede ser una armadura, un arco ó un puente colgante los cuales están provistos de vigas longitudinales y transversales que transmiten la carga hacia el elemento principal.

Diafragmas: son elementos que sirven de arriostre lateral a la estructura, capaces de transmitir las fuerzas sísmicas o fuerzas de viento hacia la subestructura. En la [Figura: 2.1](#) se muestra un puente que contiene este tipo de elementos de acero.



Figura 2.1: Marcos transversales de acero Tipo “X”.

2.3.2 La Sub-Estructura:

La subestructura de los puentes está compuesta de los estribos y pilas, la cimentación y los aparatos de apoyo. La subestructura soporta las cargas originadas en la superestructura y las transmite al estrato resistente.

Los estribos (Figura 2.2) son básicamente pilares o muros frontales con muros en los extremos. Estos muros contienen el relleno del acceso y deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se despliegue el relleno; éstos deben protegerse contra el volteo, deslizamiento, desplazamientos laterales, fracturas del subsuelo y la descarga de los pilotes cuando estos existan.

Los puentes de claro medio y de claro largo están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, es por eso que las subestructuras deben diseñarse como estructuras independientes que proporcionen elementos que sirvan de base para recibir los apoyos del puente.



Figura 2.2: Estribo formado por el muro frontal y muros de ala o aletones.

Los estribos pueden ser abiertos o cerrados, los estribos cerrados pueden ser huecos ó sólidos. Los estribos sólidos son generalmente de mampostería elaborados por bolones por su facilidad de hallarlas en las orillas de los ríos. Los estribos huecos son llamados así por su forma estructural, pero casi siempre se llenan de suelo – cemento para proporcionar peso y darle mayor seguridad a la estructura.

Los tipos de pilas más utilizadas en el apoyo de puentes son:

Las pilas Tipo Caballete: Las pilas tipo caballete consisten en dos o más columnas de secciones transversales macizas separadas transversalmente.

Estas pilas se diseñan considerando acción de pórtico para las fuerzas que actúan respecto del eje resistente. En general estas pilas están empotradas en la base y no son integrales ni con la superestructura ni con un cabezal en la parte superior. Las columnas pueden estar soportadas por una zapata ensanchada o una zapata sobre pilotes; también pueden ser prolongaciones de los pilotes por encima del nivel del terreno.

Las pilas de eje simple de sección rectangular o circular sobre zapatas de superficie, pueden usarse para transportar traveses de caja, con diafragmas construidos que actúen como vigas transversales.

Las pilas tipo muro macizo: Las pilas tipo muro macizo se diseñan como si se tratara de columnas para las fuerzas y momentos que actúan respecto del eje débil y como si se tratara de pilares para las fuerzas y solicitaciones que actúan respecto del eje resistente. Estas pilas pueden tener su extremo superior articulado, empotrado o libre, pero habitualmente están empotradas en la base. Sin embargo, muchas veces las pilas cortas y robustas se articulan en la base para eliminar los elevados momentos que se desarrollarían por causa del empotramiento. Anteriormente los diseños más macizos eran considerados pilas de gravedad.

Las pilas de una sola columna: Las pilas de una sola columna, también conocidas como pilas "T" o pilas "tipo martillo", generalmente son soportadas en su base por una zapata ensanchada, una zapata sobre pilotes perforados o una zapata sobre pilotes

hincados, y puede ser integral con la superestructura o bien proveerle a la estructura un apoyo independiente. Su sección transversal puede tener diferentes formas y la columna puede ser prismática o acampanada ya sea para formar el cabezal o para mejorar la unión con la sección transversal de la superestructura. Este tipo de pila permite evitar las complejidades de los apoyos oblicuos si se construyen de forma que sean integrales con la superestructura, y su apariencia reduce la masividad que muchas veces presentan otros tipos de estructuras. (Figura 2.3).

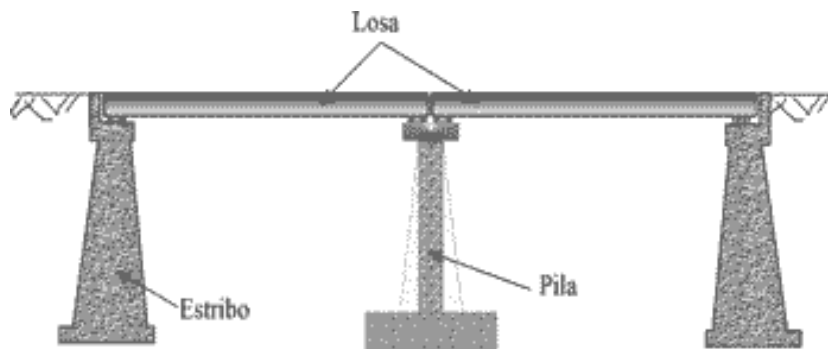


Figura 2.3: Puente con pilas de concreto de una sola columna.

2.4 Los Apoyos:

Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura y deben cumplir con dos requisitos básicos:

1. Distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas en la subestructura.
2. Deben ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

2.4.1 Tipos De Apoyos:

Los apoyos y las articulaciones para puentes pueden clasificarse en cuatro tipos:

- Apoyos fijos.
- Apoyos articulados.
- Apoyos deslizantes ó de expansión.
- Juntas articuladas, eslabonadas y con rodillos articulados.

Un apoyo fijo: Debe de estar anclado firmemente para impedir los movimientos horizontales y verticales, pero pueden permitir el giro de los extremos del miembro soportado en un plano vertical.

Los apoyos de expansión: Como se muestra en la [Figura 2.4](#) son de tres tipos: de rodillos, de silletas basculantes o placas deslizantes. Las placas deslizantes se permiten para puentes cuyo claro es menor o igual a 50 pies y se permite que dicho apoyo no esté previsto de un mecanismo que tome en cuenta la rotación.



[Figura 2.4: Apoyo de expansión metálico fijo de un puente.](#)

Para puentes de claros medios y claros largos se usan rodillos o silletas basculantes. Por lo general se prefieren las silletas basculantes a los rodillos por la menor probabilidad de quedar fijos a causa de la basura o la corrosión. Sin embargo, los rodillos son la alternativa cuando la presión en la silleta requiere que tengan un medio demasiado grande para mantener los esfuerzos de contacto dentro de lo admisible. La superficie superior de una silleta debe tener un pasador o un soporte cilíndrico y la superficie inferior debe ser cilíndrica con centro de rotación en el centro de rotación de la superficie superior de apoyo.

2.5 Criterios para seleccionar el tipo de puente a utilizar:

Entre muchos factores que afectan la elección del tipo de puentes por utilizar en un sitio dado, están las siguientes:

El claro requerido: Éste debe ser seleccionado para permitir el paso eficiente del caudal de creciente cuya magnitud y frecuencia deberán estar de acuerdo con el tipo y clase de estructura.

Condiciones de cimentación: Estas son trascendentales para decidir el tipo de puente por construir ya que tiene influencia en: el sistema de cimentación, la longitud de los claros parciales, y el tipo de estructura a emplear, ya que cuando las condiciones de cimentación son deficientes se deben descartar las estructuras hiperestáticas.

Espacio libre requerido: Este factor tiene influencia en el tipo de estructura a utilizar, cuando existen condiciones establecidas tales como: espacio libre horizontal y vertical mínimo, esto ocurre cuando se desea el paso de cualquier objeto flotante (barcos, árboles, etc.,) según la importancia del obstáculo salvado.

Cargas vivas por soportar: Conociendo la ubicación del puente, su importancia económica y social, y su respectivo estudio de tránsito, nos proporcionan dos elementos importantes para el diseño de éste, los cuales son: el número de carriles (o ancho de la calzada) y el tipo de carga viva a utilizar. Los parámetros anteriores nos ayudan a definir posibles tipos de superestructuras a utilizar y la distribución adecuada de sus elementos principales, tratando de obtener con ello una estructura segura y económica.

Métodos de montaje: El Ingeniero proyectista debe de tomar en cuenta las condiciones del lugar para poder dar posibles soluciones a los problemas de construcción de estas estructuras. Por ello debe proveer la secuencia de construcción de una determinada estructura para facilitar su edificación.

2.6 Cargas en los puentes

Los puentes soportan distintos tipos de cargas durante su vida de servicio. Tales cargas pueden ser divididas en dos grandes categorías: Cargas permanentes y cargas transitorias. Las cargas permanentes permanecen en el puente por un periodo extendido, usualmente por toda su vida de servicio. Tales cargas incluidas la de peso propio de las vigas y las losas, superficie de desgaste, bordillos, parapetos y barandas, utilidades, luminarias y presiones de tierra y contención. Las cargas transitorias típicamente incluidas las cargas gravitatorias debidas cargas vehiculares, ferrocarril y tráfico peatonal sin embargo las cargas laterales tales como las debido agua, viento, témpanos de hielo, colisiones de barcos y terremotos. Dependiendo del tipo de estructura, otras cargas tales como arrastre y contracción pueden ser importantes y finalmente, los soportes de la superestructura pueden moverse, induciendo fuerzas en puentes estáticamente indeterminados.

Las cargas transitorias, como su nombre implica, cambia con el tiempo y pueden ser aplicadas de varias direcciones y/o ubicaciones. Típicamente, tales cargas son altamente variables. La responsabilidad del ingeniero en anticipar cuales de esas cargas son adecuadas para el puente, sin embargo la magnitud de las cargas y como estas cargas puede ser aplicada para el esfuerzo crítico. Finalmente, algunas cargas actúan en combinación, y tales combinaciones deben ser consideradas para el estado límite apropiado.

Cargas por gravedad

1. Cargas permanentes

Carga muerta por elementos estructurales y no estructurales

Carga muerta de la superficie de desgaste

Carga muerta por presión de tierra

Carga por presión de tierra

Carga por sobrecarga de tierra

2. Cargas transitorias

Camión de diseño

Tándem de diseño

Carril de diseño

Cargas laterales

Cargas por agua

Cargas sísmicas

Fuerzas debido a deformaciones

Temperatura

Fluencia y retracción

Asentamiento

Cargas por colisión

2.7 Análisis Estructural para Puentes

El análisis estructural es el proceso mediante el cual se determina la respuesta de una estructura a cargas o acciones especificadas. Esta respuesta generalmente se mide cuantificando las fuerzas internas y las deformaciones en toda la estructura. Esto se hace mediante el uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente mediante modelos matemáticos.

Entre los principales modelos matemáticos para el análisis estructural de puentes se presentan la teoría de vigas, teoría de la placa delgada, teoría de la elasticidad, modelos que a su vez definen modelos numéricos para la solución de las solicitaciones; tales como: método de la rigidez, método de las flexibilidades, deformaciones consistente, pendiente – deformación, distribución de momentos, rejillas, franjas finitas, elementos finitos. La selección del modelo matemático y numérico condicionará si el análisis se hace en 1, 1.5, 2, 2.5 ó 3 dimensiones.

Las principales normas de diseño tratan el análisis de cargas vivas en puentes a través de sistemas de cargas. Estos sistemas están compuestos por camiones virtuales y cargas distribuidas y no tienen como objeto representar los vehículos que actualmente

circulan en las carreteras, sino más bien modelar el efecto que inducen los vehículos reales sobre los puentes.

El análisis estructural de las solicitaciones, que inducen las cargas vivas en los puentes, se realiza convencionalmente utilizando las funciones de influencia de cargas móviles. El principio de Muller – Breslau, es particularmente útil para delinear la influencia de una carga móvil en las estructuras. Una vez analizado el puente en la dirección longitudinal, se tiene el problema de distribuir el momento longitudinal a las vigas o elementos resistentes transversales del puente.

Los métodos para realizar esta distribución son variados y dependen del modelo adoptado para idealizar estructuralmente el Puente. Es claro que el modelo adoptado determinará el comportamiento de la estructura.

Para simplificar los cálculos y el diseño de puentes las normas técnicas como: **Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition (AASHTO), AASHTO LRFD Bridge Design Especificación, 5th Edition, Ontario Highway Bridges de Design Code – Canada, Euro-código**, utilizan factores de distribución para establecer el momento que toma cada viga o elemento resistente del puente.

En la actualidad, con el advenimiento de las computadoras se ha implementado cada vez más el método de los elementos finitos (MEF), para el análisis estructural. Con este método la distribución se realiza directamente con los programas de computadoras. Programas como el Sap2000 - v14 y ETABS v9.7, Midas Advanced y Midas civil, tienen módulos de diseño de puentes y utilizan el método de los elementos finitos para el análisis estructural. Estos programas son capaces de generar líneas de influencia, determinar el momento y cortante que toma cada elemento del puente y establecer los esfuerzos correspondientes.

2.8 Especificaciones De Diseño

En Estados Unidos la primera norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes fue publicada en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHO), organismo antecesor de AASHTO. Con el advenimiento del automóvil y la creación de departamentos de vialidad en todos los estados norteamericanos a finales del siglo pasado, el diseño, la construcción y el mantenimiento de la mayor parte de los puentes estadounidenses pasó a ser responsabilidad de estos departamentos y, más específicamente, del ingeniero de puentes en jefe de cada departamento. Por lo tanto, era natural que estos ingenieros, actuando conjuntamente en el Subcomité de Puentes y Estructuras, se convirtieran en autores y custodios de la primera norma sobre puentes.

Esta primera publicación llevaba por título Standard Specifications for Highway Bridges and Incidental Structures. Rápidamente se convirtió de hecho en una norma nacional y, como tal, fue adoptada y utilizada no sólo por los departamentos de vialidad sino también por otras autoridades y agencias tanto en Estados Unidos como en el exterior. Poco después se eliminaron las tres últimas palabras del título, y este documento ha sido reeditado en ediciones consecutivas a intervalos de aproximadamente cuatro años bajo el título Standard Specifications for Highway Bridges, apareciendo la 16^o Edición en 1996.

El cúmulo de conocimientos relacionados con el diseño de puentes carreteros ha crecido enormemente desde 1931, y continúa creciendo. Tanto la teoría como la práctica han evolucionado de manera sorprendente, reflejando los avances logrados a través de investigaciones referidas a la comprensión las propiedades de los materiales, materiales mejorados, análisis más racionales y precisos del comportamiento estructural, y el advenimiento de las computadoras y la tecnología informática, para estudiar eventos extremos que representan riesgos particulares para los puentes tales como los eventos sísmicos y la socavación, entre muchas otras cosas. La velocidad de desarrollo en estas áreas continúa creciendo en los últimos años.

Para acomodar este crecimiento de los conocimientos de la ingeniería de puentes, AASHTO otorgó al Subcomité sobre Puentes y Estructuras Viales la autoridad de aprobar y editar revisiones interinas anualmente, no sólo con respecto a las Standard Specifications sino también para modificar y mejorar los más de veinte documentos adicionales sobre puentes y estructuras viales que están bajo su jurisdicción.

En 1986 el Subcomité presentó ante el Comité Permanente de Investigación de AASHTO una petición para emprender una evaluación de las especificaciones para el diseño de puentes en Estados Unidos, estudiar los códigos y especificaciones de diseño extranjeros, considerar filosofías de diseño alternativas y presentar recomendaciones en base a estas investigaciones. Este trabajo se llevó a cabo bajo el programa National Cooperative Highway Research Program, un programa de investigación aplicada dirigido por el Comité Permanente de Investigación de AASHTO y administrado en nombre de AASHTO por el Transportation Research Board. El trabajo se completó en 1987 y, como era de esperar en el caso de una norma ajustada por partes con el transcurso de los años, las Standard Specifications fueron modificadas con el objetivo de eliminar inconsistencias, llenar vacíos e incluso corregir algunos puntos conflictivos. Más allá de ello, las especificaciones no reflejaron ni incorporaron la filosofía de diseño más reciente, la de los factores de carga y resistencia (LRFD), filosofía que estaba ganando terreno en otras áreas de la ingeniería estructural y en otras partes del mundo como Canadá y Europa.

Desde su origen hasta comienzos de la década del setenta la única filosofía de diseño incorporada en las Especificaciones era la del diseño por tensiones de trabajo (WSD). El diseño por tensiones de trabajo establece tensiones admisibles como una fracción o porcentaje de la capacidad de carga de un material dado, y requiere que las tensiones de diseño calculadas no sean mayores que dichas tensiones admisibles. Desde principios de los setenta, el diseño por tensiones de trabajo se fue ajustando para reflejar la predictibilidad variable de ciertos tipos de cargas, tales como las cargas vehiculares y las cargas de viento, a través de factores de ajuste, filosofía conocida como diseño por factores de carga (LFD). Tanto el diseño por tensiones de trabajo

como el diseño por factores de carga están reflejados en esta edición de las Especificaciones.

La filosofía también se amplió al considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales, de forma similar a la variabilidad de las cargas. Aunque el LFD la consideraba parcialmente, la filosofía de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) toma en cuenta la variabilidad del comportamiento de los elementos estructurales de forma explícita. El diseño por factores de carga y resistencia confía exhaustivamente en los métodos estadísticos, pero permite obtener resultados de forma fácilmente utilizable por los diseñadores y calculistas.

Por lo tanto, la principal recomendación surgida de la evaluación completada en 1987 fue el desarrollo de una nueva norma de diseño para puentes. Luego el Comité Permanente de Investigación de AASHTO aprobó un proyecto para lograr este objetivo. Una vez iniciado, el Proyecto NCHRP 12-33 demoró cinco años y su resultado es este documento, las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD. Frecuentemente revisado por el Subcomité AASHTO sobre Puentes y Estructuras Viales y sus veinte Comités Técnicos, las especificaciones fueron desarrolladas por un equipo de más de cincuenta miembros, incluyendo algunos de los ingenieros más prominentes de Estados Unidos y extranjeros, guiados por un distinguido panel de expertos. Los esfuerzos realizados incluyeron la incorporación de los conocimientos más avanzados disponibles, además de la cooperación y el aporte de la industria. Pasó por cinco borradores sucesivos, meticulosas revisiones, y han sido ensayadas sistemáticamente en la división de diseño de puentes de catorce departamentos miembros de AASHTO, así como por otras personas y organizaciones. Representan un gran avance hacia un diseño mejorado y métodos de análisis más precisos, lo que permitirá construir puentes con mayor serviciabilidad, de mantenimiento más sencillo y niveles de seguridad uniformes.

CAPITULO III: ESPECIFICACIONES DE DISEÑO AASTHO LRFD 2010

3.1- Métodos De Diseño Para Puentes De Carreteras:

Para el diseño del puente carretero se utilizará la Norma de la **AASHTO LRFD 2010** denominado “Método de diseño por factores de carga y resistencia”, la cual toma en cuenta los principios de seguridad y aproximaciones lógicas para asegurar la constructibilidad, seguridad, serviciabilidad, inspeccionabilidad, economía y estética. Por medio de un proceso de calibración de los factores de mayoración de carga y de los de reducción de capacidad garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de prueba simulados, dispone de un juego de factores tales que el proceso de diseño luzca como el procedimiento (LRFD).

3.2 Consideraciones Iniciales de Diseño:

El objetivo de los requisitos de la Norma AASHTO LRFD 2010 es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles. No es el objetivo de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. **(A2010 Arto. 1.1)**

De acuerdo a la versión **LRFD** de las Especificaciones **AASHTO**, los puentes deben ser proyectados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas para los Estados Límites previstos en el proyecto, considerando todas las combinaciones de carga que puedan ser ocasionadas durante la construcción y el uso del puente. Asimismo, deben ser proyectados teniendo en cuenta su integración con el medio ambiente y cumplir las exigencias de durabilidad y servicio requeridas de acuerdo a sus funciones, importancia y las condiciones ambientales.

Las provisiones de diseño de estas especificaciones emplean la metodología de Diseño de Factores de Resistencia y Carga (LRFD). Los factores han sido desarrollados de la teoría de confiabilidad basada en los conocimientos actuales estadísticos de carga y comportamiento estructural.

El propósito primario de un puente carretero es llevar con seguridad (geométrica y estructural) los volúmenes necesarios de trabajo y las cargas. Por lo general, los volúmenes de tráfico presente y futuros determinan el número y ancho de los carriles de tráfico, establecen la necesidad y el ancho de bermas y el peso mínimo del camión de diseño. Estos requerimientos son establecidos usualmente por la sección de planeación y diseño de carretera de la entidad propietaria del puente. Si los anchos de los carriles, las bermas y otras dimensiones pertinentes no son establecidos por la entidad propietaria, las normas de la AASHTO deben usarse como guía.

Las consideraciones de tráfico en puentes no están necesariamente limitadas a vehículos terrestres. En muchos casos deben ser considerados barcos y equipos de construcción. Requerimientos para el paso seguro de tráfico extraordinario sobre y bajo la estructura pueden imponer restricciones adicionales al diseño que podrían ser muy severas.

3.3 Factores de carga y combinaciones de cargas:

La siguiente ecuación constituye la base de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD). **(A2010 Ec.1.3.2.1- 1)**

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

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la siguiente ecuación para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los Estados Límites descritos en el **A2010 Artículo 3.4.1**.

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

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

(A2010 Ec. 1.3.2.1-2)

γ_i = Factor de carga: multiplicador de base estadística aplicado a los efectos de las fuerzas

ϕ = Factor de resistencia: multiplicador de base estadística aplicado a la resistencia nominal, como se especifica en las secciones 5, 6, 7, 8, 10, 11 y 12

η_i = Modificador de carga: un factor relacionado con la ductilidad, redundancia y clasificación operacional

η_D = Un factor relacionado con la ductilidad, como se especifica en el Artículo 1.3.3

η_R = Un factor relacionado con la redundancia, como se especifica en el Artículo 1.3.4

η_I = Un factor relacionado con la clasificación operacional, como se especifica en el Artículo 1.3.5

Q_i = Efectos de las fuerzas

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia Factorada: ϕR_n

3.4 Estados Límites:

3.4.1 Estado Límite de Servicio:

El Estado Límite de Servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. **(A2010 Arto. 1.3.2.2)**

El Estado Límite de Servicio proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia. **(A2010 C.1.3.2.2)**

3.4.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura:

El Estado Límite de Fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. **(A2010 Arto. 1.3.2.3)**

La intención del Estado Límite de Fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente. **(A2010 C1.3.2.3)**

3.4.3 Estado Límite de Esfuerzo:

Se debe considerar el Estado Límite de Resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño. **(A2010 Arto.1.3.2.4)**

3.4.4 Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos:

Se debe considerar el Estado Límite correspondiente a Eventos Extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación o un vehículo. **(A2010 Arto. 1.3.2.5)**

3.5 Ductilidad

Se debe de considerar que la ductilidad de un puente deberá ser proporcionada y detallada para asegurar el desarrollo deformaciones inelásticas significativas y visibles por el esfuerzo y el estado límite de evento extremo antes de la falla. **(A2010 Arto. 1.3.3)**

3.6 Limitaciones de las Deflexiones:

Estos requerimientos permiten usar las prácticas tradicionales para el control de las deflexiones. Se debe utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la Combinación de **Cargas de Servicio I del A2010 Tabla 3.4.1-1**, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM. Para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión: **(A2010 Arto. 2.5.2.6.2)**

- ◆ Carga vehicular, general..... Longitud / 800,
- ◆ Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud / 1000,
- ◆ Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud / 300, y
- ◆ Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos..... Longitud / 375

Carga para la evaluación opcional de la deflexión por sobrecarga:

La deflexión se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores: **(A2010 Arto. 3.6.1.3.2)**

- ◆ La deflexión debida al camión de diseño solamente, o
- ◆ La deflexión debida al 25 por ciento del camión de diseño considerado

Juntamente con la carga del carril de diseño.

3.7 Largueros y vigas transversales de piso:

Los largueros son vigas que generalmente van paralelas al eje longitudinal del puente, o sea en la dirección del tráfico. A menudo, dichos largueros deben entramarse con las vigas transversales de piso, pero si están apoyados en las aletas superiores de estas vigas, es conveniente que sean continuos en dos o más paneles.

Las vigas transversales de piso preferiblemente deben ser perpendiculares a las armaduras o vigas principales. Además, las conexiones a estos miembros deben colocarse de modo que permita la unión de arrostro lateral tanto a las vigas transversales de piso como a las armaduras o vigas principales.

3.8 Cargas de Diseño:

En la **Sección 3** de la Norma **AASHTO LRFD 2010** especifica 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, esta Sección incluye las solicitaciones provocadas por colisiones, sismos, asentamiento y distorsión de la estructura. (**A2010 Arto. 3.1**)

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias: (**A2010 Arto. 3.3.2**)

◆ Cargas permanentes:

- a. **DD** = Fricción Negativa (down drag).
- b. **DC** = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- c. **DW** = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.
- d. **EH** = Empuje horizontal del suelo.
- e. **EL** = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del post-tensado.
- f. **ES** = Sobrecarga del suelo.
- g. **EV** = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

◆ **Cargas transitorias:**

- a. **BR** = Fuerza de frenado de los vehículos.
- b. **CE** = Fuerza centrífuga de los vehículos.
- c. **CR** = Fluencia lenta.
- d. **CT** = Fuerza de colisión de un vehículo.
- e. **EQ** = Sismo.
- f. **FR** = Fricción.
- g. **IM** = Incremento por carga vehicular dinámica.
- h. **LL** = Sobrecarga vehicular.
- i. **LS** = Sobrecarga viva.
- j. **PL** = Sobrecarga peatonal.
- k. **SE** = Asentamiento.
- l. **SH** = Contracción.
- m. **TG** = Gradiente de temperatura.
- n. **TU** = Temperatura uniforme.
- o. **WA** = Carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- p. **WL** = Viento sobre la sobrecarga.
- q. **WS** = Viento sobre la estructura

3.8.1 Cargas Permanentes:

3.8.1.1 Cargas Permanentes: DC, DW y EV

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

La densidad de los materiales granulares dependen de su grado de compactación y del contenido de agua. En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en el **A2010 Tabla 3.5.1-1** (Ver anexo página 9).

3.8.1.2 Cargas De Suelo: EH, ES y DD

Las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga del suelo y fricción negativa deberán ser como se especifica en el **A2010 Artículo 3.11**.

3.8.2 Cargas Transitorias:

3.8.2.1 Sobrecargas Gravitatorias: LL y PL

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos de los **A2010 Artículos 3.6.1.1.1** y **3.6.1.1.2**, respectivamente.

La sobrecarga vehicular de diseño sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designadas como HS20-44 + 25% para nuestro país según el Ministerio de transporte e infraestructura que se encuentra en el SIECA 2da edición, deberá consistir en una combinación de: (**A2010 Arto. 3.6.1.2**)

- a. Camión de diseño o tándem de diseño, y
- b. Carga del carril de diseño.

3.8.2.1.1 Camión de Diseño:

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la [Figura 3.1](#). Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el **A2010 Artículo 3.6.2**.

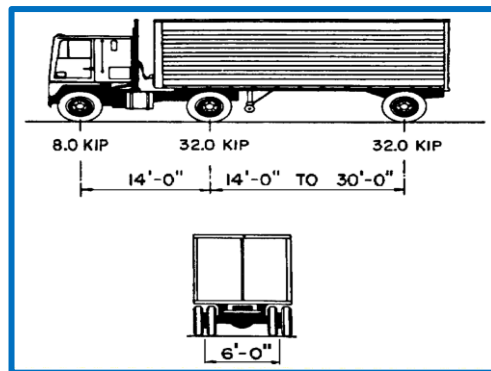


Figura 3.1: Características del Camión de diseño.

A excepción de lo especificado en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 32.0 kip se deberá variar entre 14 y 30 ft para producir las solicitaciones extremas. **(A2010 Arto. 3.6.1.2.2)**

3.8.2.1.2 Tándem de Diseño:

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 25.0 kip con una separación de 4 ft. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 6 ft. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el **Artículo 3.6.2. (A2010 Arto. 3.6.1.2.3)**

3.8.2.1.3 Carga del carril de Diseño:

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 0.64 k/ft uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 10.0 ft. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica. **(A2010 Arto. 3.6.1.2.4)**

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores: **(A2010 Arto. 3.6.1.3.1)**

- ◆ La solicitación debida al tándem de diseño combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, o
- ◆ La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el **A2010 Artículo 3.6.1.2.2** combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño, y
- ◆ Tanto para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo una carga uniforme en todos los claros como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 50.0 ft entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 32.0 kip de cada camión se deberá tomar como 14 ft.

3.8.2.2 Carga para el voladizo de la losa

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 6 ft, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 1 k/ft ubicada a 1 ft de la cara de la baranda.

Las cargas horizontales que actúan sobre el vuelo cuando un vehículo colisiona contra las barreras deberán satisfacer los requisitos del **A2010 Sección 13. (A2010 Arto. 3.6.1.3.4)**

3.8.3 Carga de Fatiga:

La carga de Fatiga será un camión de diseño especificado en el **A2010 Artículo 3.6.1.2.2** o los ejes del mismo, pero con una separación constante de **14 ft** entre los ejes de 32.0 kip. (**A2010 Arto. 3.6.1.4.1**)

A la carga de Fatiga se le deberá aplicar el incremento por carga dinámica especificado en el **A2010 Artículo 3.6.2.**

3.8.4 Cargas Peatonales: PL

Se deberá aplicar una carga peatonal de 0.075 ksf en todas las aceras de más de 2 ft de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar de acuerdo con Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges. (LRFD Arto. 3.6.1.6).

3.8.5 Cargas sobre las Barandas:

Las cargas en barandas deben ser tomadas como se especifica en el **A2010 Sección 13. (A2010 Arto. 3.6.1.7)**

3.8.6 Incremento por Carga Dinámica: IM

A menos que los **Artículos 3.6.2.2** y **3.6.2.3** permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el **A2010 Tabla 3.6.2.1-1**.
(**A2010 Arto. 3.6.2**)

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

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

No es necesario aplicar el incremento por carga dinámica a:

- ◆ Muros de sostenimiento no solicitado por reacciones verticales de la superestructura, y
- ◆ Componentes de las fundaciones que están completamente por debajo del nivel del terreno.

Los efectos dinámicos provocados por los vehículos en movimiento se pueden atribuir a dos orígenes: (**A2010 C3.6.2.1**)

- ◆ El efecto de martilleo, y
- ◆ La respuesta dinámica del puente en su totalidad frente a los vehículos que lo atraviesan.

3.8.7 Fuerza de Frenado: BR

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores: (**A2010 Arto. 3.6.4**)

- ◆ 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, ó
- ◆ 5% del camión de diseño más la carga del carril ó 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el **A2010 Artículo 3.6.1.1.2.**

En base a los principios de la energía, y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado determinada como una fracción del peso del vehículo es igual a: **(A2010 C3.6.4)**

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Dónde: **a:** es la longitud de desaceleración uniforme,
V: es la velocidad de diseño de la carretera y
b: es la fracción del peso del vehículo.

3.8.8 Fuerza de Colisión de un Vehículo: CT

3.8.8.1 Colisión de Vehículos contra las Barreras:

En la colisión de vehículos contra las barreras se aplicarán los requisitos del **A2010 Sección 13. (A2010 Arto. 3.6.5.3)**

3.8.9 Carga de Viento: WL y WS

3.8.9.1 Presión Horizontal del Viento:

Se asumirá que las presiones aquí especificadas son provocadas por una velocidad básica del viento, **VB**, de 160 km/h.

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. **(A2010 Arto. 3.8.1.1)**

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

Típicamente la estructura de un puente se debería estudiar separadamente bajo presiones de viento actuando desde dos o más direcciones diferentes a fin de obtener las máximas presiones a barlovento, sotavento y laterales que producen las cargas más críticas para la estructura. (**A2010 C3.8.1.1**)

3.8.9.2 Presión del Viento sobre las Estructuras: WS

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el **A2010 Artículo 3.8.3** especifique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en Ksf, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10,000}$$

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 0.30 klf en el plano de un cordón a barlovento ni 0.15 klf en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 0.30 klf en componentes de vigas o vigas cajón. (**A2010 Arto. 3.8.1.2.1**)

3.8.9.3 Cargas de las Superestructuras:

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento, P_B , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en el **A2010 Tabla 3.8.1.2.2-1**, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente. (**A2010 Arto. 3.8.1.2.2**)

3.8.9.4 Fuerzas aplicadas directamente a la Subestructura:

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.040 ksf. **(A2010 Arto. 3.8.1.2.3)**

3.8.9.5 Presión del Viento sobre los Vehículos: WL

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 0.10 klf actuando normal a la calzada y 6.0 ft sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura. **(A2010 Arto. 3.8.1.3)**

Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en el **A2010 Tabla 3.8.1.3-1**, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie. **(A2010 Arto. 3.8.1.3)**

3.8.9.6 Presión Vertical del Viento:

A menos que el **A2010 Artículo 3.8.3** determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0.020 ksf por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los Estados Límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el **A2010 Artículo 3.8.1**. **(A2010 Arto. 3.8.2)**

3.8.10 Empuje del Suelo: EH, ES y LS

El empuje del suelo se deberá considerar función de los siguientes factores: (**A2010**

Arto. 3.11.1)

- ◆ Tipo y densidad del suelo,
- ◆ Contenido de agua,
- ◆ Características de fluencia lenta del suelo,
- ◆ Grado de compactación,
- ◆ Ubicación del nivel freático,
- ◆ Interacción suelo-estructura,
- ◆ Cantidad de sobrecarga,
- ◆ Efectos sísmicos,
- ◆ Pendiente del relleno, e
- ◆ Inclinación del muro.

No se deberá utilizar limo ni arcilla magra como relleno, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el **A2010 Artículo 3.11.3**. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con el **A2010 Sección 11**. En ningún caso se deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno.

Si se anticipa que habrá compactación mecánica dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro, tomando esta altura como la diferencia de cotas entre los puntos donde la superficie terminada interseca el respaldo del muro y la base del muro, se deberá tomar en cuenta el efecto del empuje adicional que puede inducir la compactación. (**A2010 Arto. 3.11.2**)

Si no se permite que el suelo retenido drene, el efecto de la presión hidrostática del agua se deberá sumar al efecto del empuje del suelo.

En casos en los cuales se anticipa que habrá envascamiento de agua detrás de la estructura, el muro se deberá dimensionar para soportar la presión hidrostática del agua más el empuje del suelo. (**A2010 Arto. 3.11.3**)

Para determinar el empuje lateral del suelo debajo del nivel freático se deberán utilizar las densidades del suelo sumergido.

Si el nivel freático difiere a ambos lados del muro, se deberán considerar los efectos de la filtración sobre la estabilidad del muro y el potencial de socavación. Para determinar los empujes laterales totales que actúan sobre el muro se deberán sumar las presiones del agua intersticial a las tensiones efectivas horizontales.

Se debería evitar que se desarrollen presiones hidrostáticas sobre los muros, utilizando roca triturada, tuberías de drenaje, mechinales, drenes de grava, drenes perforados o drenes geosintéticos. (A2010 C3.11.3-1)

En la **Figura 3.2** se ilustra el efecto de la presión adicional provocada por el nivel freático.

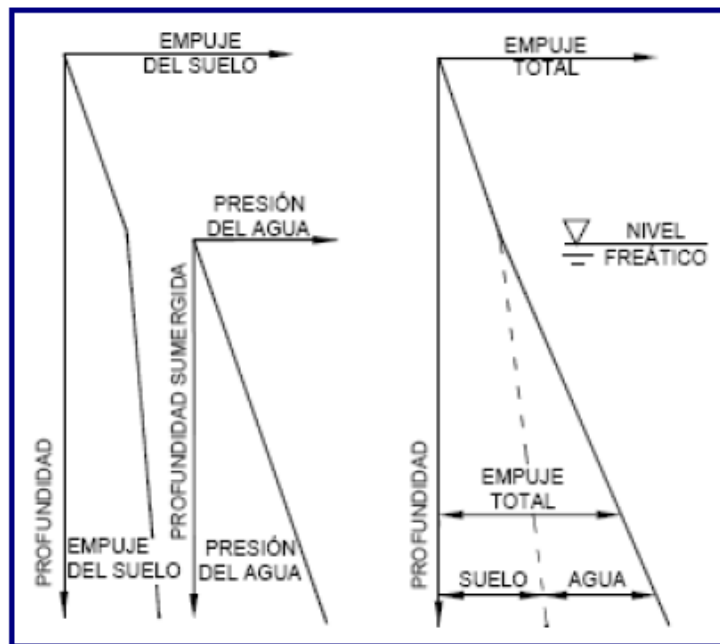


Figura 3.2: Efecto del nivel freático.

3.8.10.1 Empuje del Suelo: EH

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura de suelo, y se deberá tomar como: **(A2010 Arto. 3.11.5.1- 1)**

$$P = K \gamma_s Z$$

De la ecuación anterior k es el coeficiente de empuje lateral tomado como k_0 , especificado en el **Artículo 3.11.5.2**, para muros que no se deforman ni mueven, k_a , especificado en los **Artículos 3.11.5.3, 3.11.5.6 y 3.11.5.7**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , especificado en el **Artículo 3.11.5.4**, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

En nuestro caso, se utilizará el coeficiente de empuje activo sísmico, **KAE**, especificado en el **A2010 A11.1.1.1-1**, ya que este coeficiente se basa en el Análisis de Mononobe – Okabe.

3.8.10.2 Sobrecarga Uniforme: ES

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. **(A2010 Arto. 3.11.6.1)**

Este empuje constante se puede tomar como:

$$\Delta_p = k_s q_s$$

3.8.10.3 Sobrecarga Viva: LS

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si la sobrecarga es para una carretera su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del **A2010 Artículo 3.6.1.2**. Si la sobrecarga no es para una carretera el Propietario deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuada.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como: **(A2010 Arto. 3.11.6.4-1)**

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq}$$

Los valores de **heq** tabulados se determinaron evaluando la fuerza horizontal contra un estribo o muro debido a la distribución de empuje producido por la sobrecarga vehicular del **A2010 Artículo 3.6.1.2. (A2010 C3.11.6.4)**

3.9 Análisis de MONONOBE – OKABE:

La evaluación del empuje activo dinámico de suelo requiere de un análisis complejo que considera la interacción suelo – estructura. Para ello, algunos autores han adoptado hipótesis simplificativas, considerando el relleno como material granular no saturado, fundación indeformable, admitiendo que la cuña de suelo es un cuerpo rígido y que los desplazamientos laterales son despreciables.

El método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña dan como resultado dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. Los trabajos de Seed y Whitman (1970) y Richards y Elms (1979) describen en detalle el procedimiento de análisis. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

1. El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe–Okabe.
2. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción Φ .
3. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en el **A2010 Figura A11.1.1.1-1**, se puede obtener un valor **EAE** de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa.

Cuando el estribo está en el punto de falla **EAE** se puede calcular mediante la siguiente expresión: (**A2010 A11.1.1.1-1**)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_V) K_{AE}$$

Dónde:

$$K_{AE} = \frac{\cos^2 (\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos (\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen} (\phi + \delta) \text{sen} (\phi - \theta - i)}{\cos (\delta + \beta + \theta) \cos (i - \beta)}} \right]^{-2}$$

- E_{AE} = fuerza activa total estática y sísmica (N/mm)
- g = aceleración de la gravedad (m/seg²)
- K_{AE} = coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)
- γ = densidad del suelo (kg/m³)
- H = altura del suelo (mm)
- Φ = ángulo de fricción del suelo (°)
- θ = arc tan (kh / (1- kv)) (°)
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)
- Kh = coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)
- Kv = coeficiente de aceleración sísmica vertical (adimensional)
- i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)
- β = ángulo de inclinación del paramento interior del estribo respecto de la vertical (Sentido negativo como se ilustra) (°)

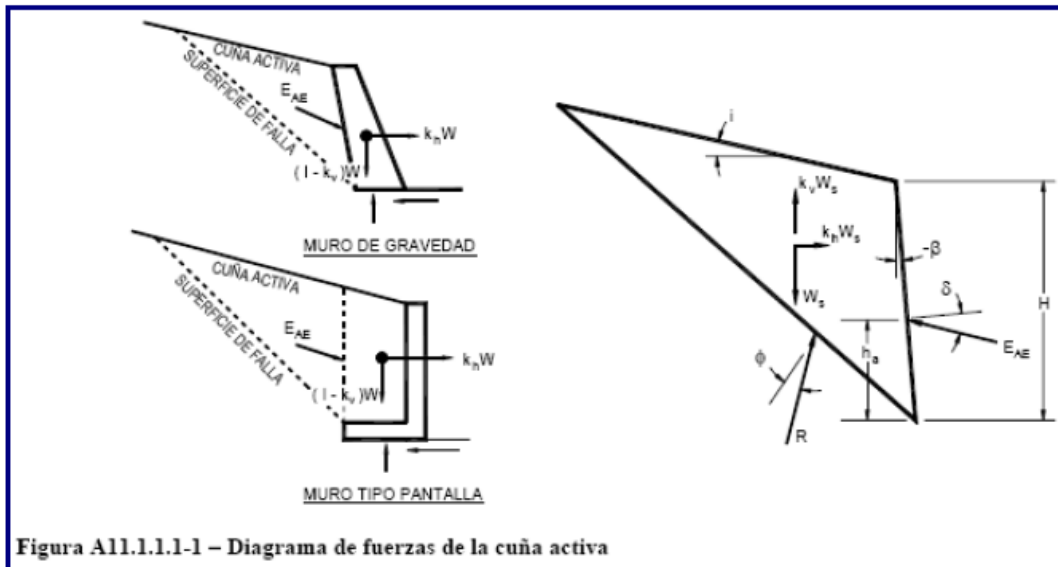


Figura 3.3 – Diagrama de fuerzas de la cuña activa.

El valor de h_a , la altura a la cual la resultante del empuje del suelo actúa sobre el estribo, se puede tomar igual a $H/3$ para un caso estático que no involucre efectos sísmicos. Sin embargo este valor aumenta a medida que aumentan las solicitaciones de origen sísmico. Esto se ha demostrado empíricamente mediante ensayos y, además, Word (1973) también lo demostró en forma teórica, hallando que la resultante del empuje dinámico actúa aproximadamente a la mitad de la altura. Seed y Whitman han sugerido que h se podría obtener suponiendo que la componente estática del esfuerzo del suelo (calculada usando la **Ecuación A11.1.1.1-1** con $\theta = k_v = 0$) actúa a $H/3$ de la base del estribo, mientras que se podría considerar que el esfuerzo dinámico adicional actúa a una altura de $0,6H$. Para la mayoría de las aplicaciones será suficiente asumir $h = H/2$ con un empuje uniformemente distribuido. (**A2010 A11.1.1.1-1**)

3.10 Temperatura Uniforme: TU

El movimiento térmico de diseño asociado con un cambio uniforme de la temperatura se puede calcular utilizando el Procedimiento **A** o el Procedimiento **B**. Para puentes con tablero de hormigón que tienen vigas de hormigón o acero se puede utilizar tanto el Procedimiento **A** como el Procedimiento **B**. Para todos los demás tipos de puentes se deberá utilizar el Procedimiento A. (**A2010 Arto.3.12.2**)

El Procedimiento A es el procedimiento histórico, tradicionalmente utilizado para el diseño de puentes. (A2010 C3.12.2.1)

3.11 Efectos Sísmicos: EQ

Nicaragua es un país en el cuál sus diferentes regiones se ven afectadas por las amenazas derivadas de distintas manifestaciones de la naturaleza, Indiscutiblemente las más importantes son la volcánica y la sísmica, pero las hidro-meteorológicas, como los huracanes y las inundaciones han tenido gran relevancia en la historia de nuestro país. El puente a diseñar en este documento está ubicado en zona de media sismicidad será diseñado y construido para resistir las carga sísmica.

Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno de los puentes a diseñar, se hará uso del Reglamento Nacional de Construcción (RNC – 07) y de los Coeficientes de empuje aprobados por el MTI - Departamento de puentes. (Ver disco adjunto)

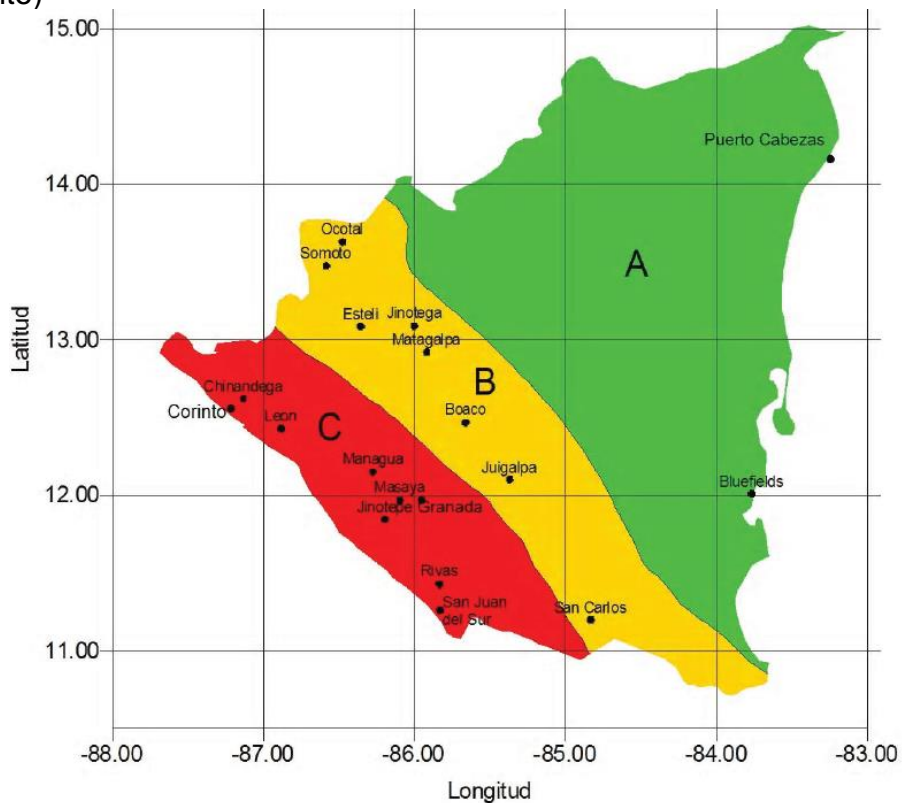


FIGURA 2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE NICARAGUA

Figura 3.4 – Mapa de zonificación sísmica.

CAPITULO IV: DISEÑO DE SUPER-ESTRUCTURAS

4.1 Metodología para el Diseño de Super-Estructuras:

Con el objetivo de diseñar el Puente La Vainilla con la Norma **AASHTO LRFD 2010**, se realizará el diseño de una estructura de claro simple (puente “La Vainilla Yalí - Condega”).

Se inicia con el diseño de la súper-estructura del puente de claro sencillo, el cual poseerá las siguientes características:

- ◆ Diseño de puente ubicado en el Km. 7 + 800 de la carretera San Sebastián de Yalí – Condega. El puente constara de vigas metálicas, losa de concreto, estribos de mampostería y baranda metálica sin andén peatonal. Tiene un ancho de rodamiento de 30.5 ft para dos carriles y una longitud de 132 ft, sin pilas al centro y sub-estructura de estribos de mampostería (concreto y piedra bolón).

El diseño de la súper-estructura del puente, el cual consta de vigas metálicas y cuyo diseño se muestra a continuación.

4.2 Diseño de Losa:

A menos que una altura menor sea requerida, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturizado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 7 in. (**A2010 Arto. 9.7.1.1**)

El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del **A2010 Artículo 5.12.3**.

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, los conectores de corte se deberán diseñar de acuerdo con los requisitos del **A2010 Sección 5** en el caso de vigas de hormigón y de acuerdo con los requisitos del **A2010 Secciones 6 y 7** en el caso de vigas metálicas. (**A2010 Arto. 9.7.1.2**)

Se utilizará el procedimiento de Diseño por el método de análisis de líneas de influencia que calculamos por medio del software SAP2000. Ver Anexo Pág. 2.

En la **Figura 3.1** se muestran las siguientes características:

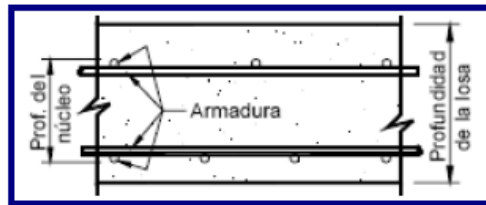


Figura 4.1 – Núcleo de una losa de hormigón.

Altura y Recubrimiento mínimo:

- Espesor Mínimo de Losa, t_s : 7 in
- Recubrimiento Superior : 2 in
- Recubrimiento Inferior : 1 in (**A2010 Tabla A5.12.3-1**)
- Usar espesor de losa (t_s) de : 8 in
- Longitud Efectiva del claro (S) : 8 ft

4.3 Cálculo del acero de refuerzo para la losa de concreto:

4.3.1 Cálculo de solicitaciones en la losa de concreto:

Para el cálculo de las solicitaciones el tablero se subdividirá en fajas perpendiculares a los componentes de apoyo, estas fajas dependen de la longitud efectiva de la losa (**S**). La longitud efectiva de losa puede tomarse de la siguiente manera: para losas apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes. (**A2010 Arto. 9.7.2.3**)

Para calcular las solicitaciones se utilizó el Método de análisis de líneas de influencias por medio del software SAP2000. Ver Anexo Pág 2.

4.3.1.1 Definimos el peso de los componentes para 1 ft de franja...

-Peso del parapeto: $P_b = \gamma_c * A = 0.056$ ksf

-Superficie de rodamiento: $W_{DW} = \gamma$ asfalto * espesor = 0.035 ksf

-Peso de la Losa: $W_s = \gamma_c * h_{min} = 0.1$ ksf

-Espesor de voladizo: $W_o = \gamma_c * h_{total} = 0.1 \text{ ksf}$

Para calcular el peso de franja utilizamos el peso específico del componente multiplicado por su unidad de área o longitud correspondiente.

4.3.1.2 Calculo de los momentos y reacciones de cada componente....

Para calcular la reacción y el momento procedemos a multiplicar el peso del componente por su respectiva área del punto de análisis reflejada de la [Tabla A-1 \(Ver Anexo\)](#) que calculamos por medio de líneas de influencias en SAP2000, el análisis lo realizamos para los puntos más críticos que son la reacción en el primer apoyo (**R200**), el momento en el voladizo negativo (**M200**), el momento interno positivo en el primer claro (**M204**) y el momento negativo en el segundo apoyo (**M300**). Ver Anexo Tabla A3 Pág 5.

REACCIONES Y MOMENTOS DE LA LOSA

-Reacción de Losa: $R_{200} = W_s * \text{Área neta sin voladizo} = 0.319 \text{ kip / ft}$

-Momento de Losa: $M_{200} = W_s * \text{Área neta sin voladizo} = -0.638 \text{ kip-ft / ft}$

-Momento de Losa: $M_{204} = W_s * \text{Área neta sin voladizo} = 0.512 \text{ kip-ft / ft}$

- Momento de Losa: $M_{300} = W_s * \text{Área neta sin voladizo} = -0.638 \text{ kip-ft / ft}$

El área neta sin voladizo corresponde a la sumatoria de las líneas de influencias internas a los apoyos. Ver Anexos Tabla A2 Pág 5.

REACCIONES Y MOMENTOS DEL PARAPETO

-Reacción de parapeto: $R_{200} = P_b * \text{Línea de influencia} = 0.080 \text{ kip / ft}$

-Momento de parapeto: $M_{200} = P_b * \text{Línea de influencia} = -0.153 \text{ kip-ft / ft}$

-Momento de parapeto: $M_{204} = P_b * \text{Línea de influencia} = -0.076 \text{ kip-ft / ft}$

- Momento de parapeto: $M_{300} = P_b * \text{Línea de influencia} = 0.040 \text{ kip-ft / ft}$

Línea de influencia: es el valor del momento en el extremo del voladizo. Tabla A1 Pág 4.

REACCIONES Y MOMENTOS DEL VOLADIZO

-Reacción de Voladizo: $R_{200} = W_o * \text{Área neta voladizo} = 4.062 \text{ kip / ft}$

-Momento de Voladizo: $M_{200} = W_o * \text{Área neta voladizo} = -5.253 \text{ kip-ft / ft}$

-Momento de Voladizo: $M_{204} = W_o * \text{Área neta voladizo} = -2.602 \text{ kip-ft / ft}$

- Momento de Voladizo: $M_{300} = W_o * \text{Área neta voladizo} = 1.377 \text{ kip-ft / ft}$

Área neta voladiza es la sumatoria de las líneas de influencias tomando en cuenta solamente el voladizo. [Tabla A2 Pág 5.](#)

REACCIONES Y MOMENTOS DE LA CALZADA

-Reacción de Calzada: $R_{200} = WDW * (\text{Área voladizo} + \text{Área sin voladizo}) = 0.198 \text{ kip/ft}$

-Momento de Calzada: $M_{200} = WDW * (\text{Área voladizo} + \text{Área sin voladizo}) = -0.184 \text{ kip-ft/ft}$

-Momento de Calzada: $M_{204} = WDW * (\text{Área voladizo} + \text{Área sin voladizo}) = 0.088 \text{ kip-ft/ft}$

-Momento de Calzada: $M_{300} = WDW * (\text{Área voladizo} + \text{Área sin voladizo}) = -0.175 \text{ kip-ft/ft}$

Para este caso tomamos en cuenta ambas áreas debido a que la superficie de desgaste se encuentra en ambas zonas. [Tabla A2 Pág 5.](#)

4.3.1.3 Momentos de la carga vehicular

Procedemos a calcular la carga viva vehicular para 1 ft de franja y a seleccionar los factores múltiples (m) para la carga vehicular a usar: $m=1$ para dos carril cargado, $m=1.2$ para un carril cargado y $m= 0.85$ para tres carriles cargados LRFD A3.6.1.1.2

En nuestro caso, la superestructuras tienen un tipo de tablero de hormigón colado in situ, la dirección de faja primaria es perpendicular al tráfico, obteniendo de esta manera anchos de fajas primarias para momento positivo (+M) y momento negativo (-M) como lo indica la Tabla A4.6.2.1.3-1Pag 8.

$$-M: 45.0 + 10 X$$

$$+M: 26.0 + 6.6 S$$

Ancho de Faja para Momento Negativo de la carga viva en voladizo (- M): 4.58 ft

Ancho de Faja para Momento Positivo de la carga viva (+ M): 6.57 ft

Ancho de Faja para Momento Negativo de la carga viva (- M): 6.0 ft

Para el cálculo de los momentos de la carga viva utilizamos la anchura equivalente de fajas primarias calculada anteriormente.

Momento negativo de la Carga viva en voladizo

$$M_{200} = - \frac{m * \text{carga de rueda simple} * X}{\text{anchura equivalente de la tira}} = - 5.240 \text{ kip-ft / ft}$$

Dónde: m= utilizamos el valor para un carril cargado = 1.2

Carga de rueda simple vehicular = 20 kip-ft

Carga viva para 1 ft de franja X = 1 ft

Anchura equivalente = 4.58 ft

Momento positivo máximo de la carga viva

En nuestro puente el momento de flexión máximo se produce cerca del punto 204 a una distancia de 6.5 ft, es decir de la ubicación 28 de la tabla de líneas de influencia [Tabla A1](#) entre la colocación de cargas de las ruedas se da para 1 y 2 carriles por lo tanto usaremos m=1 y m=1.2.

El análisis de nuestro puente el caso que gobierna es el de un solo carril con m=1.2

$$R_{200} = - \frac{m * \sum LI * \text{carga de rueda simple}}{\text{anchura equivalente de la tira}} = 2.01 \text{ kip-ft}$$

$$M_{204} = - \frac{m * \sum LI * \text{carga de rueda simple} * X}{\text{anchura equivalente de la tira}} = 6.43 \text{ kip-ft / ft}$$

Momento negativo interior máximo de la carga viva

La colocación de carga viva crítica máx. Está en el primer soporte interior con un carril cargado m=1.2 con un ancho de franja equivalente 6 ft, usando coordenadas de líneas de influencia de la tabla A-1 el M300 de flexión se convierte.

$$M_{300} = - \frac{m * \sum LI * \text{carga de rueda simple}}{\text{anchura equivalente de la franja}} = -5.661 \text{ kip-ft / ft}$$

Reacción máxima de la carga viva en la Viga exterior

Para la reacción máx. De la carga viva la rueda exterior se coloca a 1 ft del bordillo de la línea central del soporte, La anchura transversal se toma de forma conservada como el voladizo y usando líneas de influencia de la Tabla A1.

$$R_{200} = \frac{m * \sum LI * \text{carga de rueda simple}}{\text{anchura equivalente de la tira}} = 9.74 \text{ kip-ft}$$

4.3.1.4 Estado Límite de Esfuerzo I

El siguiente paso es calcular la combinación de carga para el estado límite de esfuerzo la cual cada componente y la conexión de la cubierta deberán satisfacer la ecuación de diseño básica A1.3.2.1

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad \rightarrow \quad [A1.3.2.1-1]$$

Dónde: $n_D = 1$ para el diseño y los detalles que cumplan con AASHTO 2010 (A1.3.3) convencional

$n_R = 1$ para los niveles convencionales de redundancia A1.3.4

$n_i = 1$ para los niveles convencionales de redundancia A1.3.5

Para los valores de n_D , n_R y n_i el modificador de carga $n_i = 1$, entonces $1 \times 1 = 1$ para todos los casos de carga y la fuerza de límite del estado puede escribirse como Tabla 3.4.1.1

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i = 1 \gamma_p DC + 1 \gamma_p DW + 1 (1.75) (LL + IM)$$

Dónde: $\gamma_p DC = 1.25$ $\gamma_p DC = 0.9$

$\gamma_p Dw = 1.5$ $\gamma_p Dw = 0.9$

El factor de la carga permanente γ_p se toma en su valor máximo si los efectos de fuerza son aditivos y en su valor mínimo si se resta del efecto de la fuerza dominante Tabla A.3.4.1-2, la carga muerta Dw es para el futuro de la superficie de desgaste y Dc representa a todas las otras cargas muertas.

El incremento por carga dinámica IM A3.6.2.1 es el 33% del efecto de la fuerza por carga viva, Factorizando el común modificador de carga 1, los efectos de fuerza combinados se convierte en:

$$R200 = 1.25x (0.806+0.9) x (0.198+1.5) x (-0.175+1.75) x 1.33 x 9.737 = 23.967 \text{ kip-ft.}$$

$$M200 = 1.25x (-0.678+0.9) x (0.336+1.5) x (-0.184+1.75) x 1.33x -5.24 = -13.320 \text{ kip-ft/ft.}$$

$$M204 = 1.25x (0.512+0.9) x (-0.336+1.5) x (0.088+1.75) x 1.33 x 6.431 = 15.438 \text{ kip-ft /ft.}$$

$$M300 = 1.25x (-0.638+0.9) x (0.178+1.5) x (-0.175+1.75) x 1.33x-5.661 = -14.076 \text{ kip-ft/ft}$$

Podemos apreciar que los dos momentos de flexión negativa son casi iguales lo que confirma la selección de la longitud en voladizo como 0.4 S. Para la selección del refuerzo, estos momentos pueden ser reducidos por sus valores en la cara del apoyo A4.6.2.1.6

REDUCCION DE MOMENTO NEGATIVO EN LA CARA DE APOYO PARA CADA ELEMENTO.

Losa: $M_s = -1/2 W_s X^2 + R200*X = 0.169 \text{ kip-ft / ft}$

Voladizo: $M_o = -W_o L (L/2 + X) + R200*X = -0.481 \text{ kip-ft / ft}$

Parapeto: $M_b = - P_b (L + X - 5/12) + R200X = -0.144 \text{ kip-ft / ft}$

Superficie de desgaste: $MDW = - 1/2 WDW (L + X - 17/12)^2 + R200X = 0.013 \text{ kip-ft / ft}$

Carga viva: $MLL = - W (24/12) + R200X = -4.88 \text{ kip-ft / ft}$

Estado Límite de Esfuerzo I para Momentos reducido.

$$M200.73 = 1x [0.9x0.169+1.25x (-0.481-0.144) +1.50x0.013+1.75x1.33x-4.88] = -11.78 \text{ kip-ft/ft.}$$

Como podemos apreciar este momento de diseño de flexión negativa representa una reducción significativa del valor $M200=-13.320 \text{ kip-ft / ft}$. Por qué el momento de extremo negativo sobre cualquier viga se aplica a todas las regiones de momento negativo A4.6.2.1-1.

4.3.1.5 Selección del Refuerzo.

Para la selección del refuerzo tomamos en cuenta que el concreto a utilizar es $f'_c=4.5\text{KSI}$ y la del acero es $f_y=60\text{KSI}$, para la selección del recubrimiento nos basamos:

Recubrimiento del Hormigón Tabla A5.12.3-1

Superficie de desgaste (in) = 2.5

Parte Inferior de Losa (in) = 1

Una expresión simplificada para el área requerida de acero puede ser desarrollada sin tomar en cuenta el refuerzo de compresión en el momento resistente para obtener [A5.7.3.2].

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) \rightarrow (E7.1-1) \quad \text{Dónde: } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \rightarrow (E7.1-2)$$

El espaciamiento máximo de refuerzo primario [A5.10.3.2] para Losa es 1.5 veces el espesor del miembro ó 18 in, Al utilizar el espesor de la Losa estructural de 7.5 in.

$$S_{\max} = 1.5 * S = 12 \text{ in}$$

Momento de Refuerzo positivo

$$\text{Pos } M_u = M_{204} = 15.438 \text{ k} - \text{ft/ft}$$

El momento ultimo mínimo depende del momento de ruptura $M_{cr} = S_{nc} \times f_r$

$$S_{nc} = 1/6 b * h^2 = 128 \text{ in}^3 \quad b \text{ (in)} = 12 \quad h_{\min} \text{ (in)} = 8 \quad f'_s \text{ (KSI)} = 4$$

$$f_r = 0.37 \sqrt{f'_c} = 0.74 \text{ KSI}$$

El M_u mínimo menor que $1.2 M_{cr} = 1.2 S_{nc} \times f_r$ ó $1.33 M_u$

$$1.2 M_{cr} = [1.2(S_{nc}) (f_r)] / 12 = 9.472 \text{ k} - \text{ft/ft}$$

$$1.33 M_u = 1.33 (M_u) = 20.533 \text{ k} - \text{ft/ft}$$

Por lo tanto:

$$\text{Pos } M_u = 15.438 \text{ k} - \text{ft/ft} \quad \text{y} \quad d_{\text{pos}} = 6.19 \text{ in}$$

$$A_s = \frac{M_u}{4 * d} = 0.624 \text{ in}^2/\text{ft}$$

Probando el As:

Procedemos a seleccionar el número de barra y espaciamiento de la [Tabla B.4 \(Ver Anexo\)](#) a usar en nuestro diseño.

Por lo tanto: $a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f_c * b} = 0.917 \text{ in}$ y procedemos a revisar ductilidad.

Que tendremos: $a \leq 0.35 * d_{pos} = 2.17 \text{ in}$

Revisando la resistencia nominal

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) \rightarrow [0.9 * 0.624 * 60 * (6.19 - (0.917/2))] / 12$$

$$\phi M_n = 16.08 \text{ kip-ft/ft} > 15.44 \text{ kip-ft/ft}$$

Para las barras transversales inferiores usamos barra No. 6 a 8 in con $A_s=0.66 \text{ in}^2/\text{ft}$. [Tabla B.4](#)

Momento de Refuerzo Negativo

$$\text{Neg } |M_{ul}| = |M_{200.73}| = -11.78 \text{ kip-ft/ft} \quad \text{con} \quad d_{neg} = 5.19 \text{ in}$$

$$\text{El } \mu \text{ m\u00ednimo menor que } 1.2 M_{cr} = 1.2 S_{nc} \times f_r \quad \text{\u00f3} \quad 1.33 \mu$$

$$1.2 M_{cr} = [1.2(S_{nc}) (f_r)] / 12 = -9.472 \text{ k - ft/ft}$$

$$1.33 \mu = 1.33 (\mu) = -15.670 \text{ k - ft/ft}$$

Por lo tanto:

$$\text{Neg } |M_{ul}| = 11.78 \text{ k - ft/ft}$$

Probando el A_s : $A_s = \frac{M_U}{4 * d} = 0.568 \text{ in}^2/\text{ft}$

Desde la [Tabla B 4](#), Seleccionamos barra y espaciamiento dependiendo de A_s .

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 * f_c * b} = 0.835 \text{ in}$$

Entonces: revisando ductilidad tenemos:

$$a \leq 0.35 * d_{neg} = 1.82 \text{ in}$$

Revisando la resistencia nominal

$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a / 2) \rightarrow [0.9 * 0.913 * 60 * (5.19 - (1.343/2))] / 12$$

$$\phi M_n = 12.19 \text{ kip-ft/ft} > -11.78 \text{ kip-ft/ft}$$

Para las barras transversales superiores usamos barra No. 5 @ 6.5 in con $A_s=0.57 \text{ in}^2/\text{ft}$. Tabla B.4

Para la distribución de refuerzo: Colocamos el refuerzo secundario en la parte inferior de la losa para distribuir las cargas de las ruedas en la dirección longitudinal del puente.

Para el refuerzo primario en la dirección transversal el área requerida es un % del momento del refuerzo positivo primario pero el refuerzo debe ser perpendicular principal al tráfico [A9.7.3.2]

$$\text{Porcentaje} = \frac{220}{\sqrt{S_e}} \leq 67 \%$$

Se: Longitud del tramo efectivo (ft) y para vigas monolíticas en T, es la distancia hasta la superficie de los tallos, es decir:

$$S_e = 8 - (14/12) = 6.833 \text{ ft} \quad \text{por lo tanto el Porcentaje} = 84.2 \%$$

Entonces usamos 67%.

Distancia de $A_s = 0.67$ (pos A_s) = $0.42 \text{ in}^2/\text{ft}$

Para las barras longitudinales inferiores usamos barra No. 5 a 8 in con $A_s = 0.46 \text{ in}^2/\text{ft}$. Tabla B.4

Análisis por contracción y Refuerzo de Temperatura

La cantidad mínima de refuerzo en ambos sentidos será [A5.10.8-2]

Tem $A_s > 0.11 \text{ in}^2/\text{ft}$ **Ag:** Es el área bruta de la sección por lo tanto = 8 in

Para contracción y cambio de temperatura el refuerzo será: Var. No.4 a 18 in.... Con $A_s = 0.13 \text{ in}^2/\text{ft}$ según Tabla B.4 En ambas caras del refuerzo.

4.3.1.6 Control de Agrietamiento

Procedemos a revisar el esfuerzo del acero y la separación máxima entre varillas.

Esfuerzo y separación máxima para el Momento positivo

$$f_s = n \frac{M_y}{1 \text{ er}} = 7 \frac{8.82 * 12 * (6.19 - 1.176)}{127.783} = 29.06 \text{ ksi}$$

Para las condiciones de exposición de clase 2, $\gamma_e = 0.75$ para que:

$$S_{\max} \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_e \rightarrow \frac{700 * 0.75}{1.25 * 29.06} - 2 * 1.31 = 11.83 > 8 \text{ in } \textit{ok cumple}$$

Esfuerzo y separación máxima para el Momento negativo

$$f_s = n \frac{M_y}{1 \text{ er}} = 7 \frac{6.83 * 12 * (5.19 - 1.002)}{80.781} = 29.73 \text{ ksi}$$

Para las condiciones de exposición de clase 2, $\gamma_e = 1$ para que:

$$S_{\max} \leq \frac{700 \gamma_e}{\beta_s f_s} - 2d_e \rightarrow \frac{700 * 1}{1.58 * 29.73} - 2 * 2.31 = 10.28 > 8 \text{ in } \textit{ok cumple}$$

4.4 Diseño de Vigas de Acero Compuestas

Continuamos con el diseño de la viga de acero para la súper-estructura la cual posee las siguientes características.

Datos			
Simbología	Cantidad	Unidades	Observación
$f'c =$	4	KSI	concreto
$\gamma_c =$	0.15	k/ft ³	
$\gamma_{bp} =$	0.14	k/ft ³	pavimento bituminoso
$\gamma_{st} =$	0.489	k/ft ³	acero
$f_y =$	50	KSI	acero
$f_{yc} =$	50	KSI	acero refuerzo
$W_{surf} =$	3	in	Superficie de desgaste
$E =$	29000	KSI	Elasticidad acero
Carga =	HS20-44+25%		

Desarrollo General de la Sección			
Width =	30.5	ft	Ancho borde a borde
Length =	132	ft	Un claro
S =	8	ft	ancho de carril
L =	132	ft	largo puente
Losa =	7.5	in	espesor losa
Voladizo =	3.25	ft	
Losa total = n =	8	in	

4.4.1 Calculo de los momentos y esfuerzos de Vigas anteriores.

La cual tenemos:

D1= Carga muerta de los componentes estructurales y sus accesorios, actuando sobre la sección (DC).

D2 = Superficie de desgaste (DW).

D3 = Parapeto que tiene una sección transversal de baranda y tubos longitudinales (DC).

Momentos y cortantes sin factorar de Vigas interiores

Tipo de carga	w (k/ft)	Momento (K-FT) M105	Cortante (kips) V100
D1 (DC)	1.07	2330.50	70.60
D2 (DW)	0.28	609.80	18.50
D3 (DC)	0.02	43.60	1.30
LL + IM (distribuido)	N/A	3652.80	132.40
Fatiga + IM (distribuido)	N/A	901.40	50.60

Momentos y cortantes sin factorar de Vigas exteriores

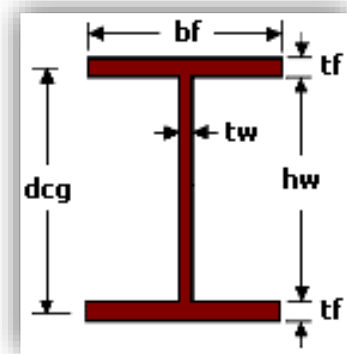
Tipo de carga	w (k/ft)	Momento (K-FT) M105	Cortante (kips) V100
D1 (DC)	1.00	2176.9	66.0
D2 (DW)	0.25	544.5	16.5
D3 (DC)	0.02	41.4	1.3
LL + IM (distribuido)	N/A	3662.6	115.1
Fatiga + IM (distribuido)	N/A	1670.1	55.8

Momentos y cortantes factorados máximos

Cargas ultimas	Cargas ultimas por fatiga		Carga solo por fatiga		
Mu=	10274.73	Mfatiga=	4015.40	Mfatiga=	1252.60
Vu=	349.33	Vfatiga=	128.35	Vfatiga=	41.90

Propiedades de la sección de acero (flexión Positiva)

Elemento	A (in2)	y (in)
Patín superior		
3/4	14	10.50
Alma		
1/2	60	30.00
Patín inferior		
1 3/4	18	31.50
Total	72.00	



Módulo de sección elástico (Flexión positiva)

Stop Steel =	INA/yt =	1.074E+03	in3
Módulo de sección elástico			
Stop Steel =	INA/yt =	3.134E+03	in3

Procedemos al chequeo de las proporciones según A6.10.2.1

$$D/t \leq 150$$

$$D/t = 120 < 150 \text{ OK Cumple}$$

En el A6.10.2.2 establece que los patines deben satisfacer:

$$bf/2tf \leq 12$$

$$bf/2tf = 9.33 < 12 \text{ OK Cumple}$$

$$tf \geq 1.1tw$$

$$0.75 \geq 0.55 < \text{OK Cumple}$$

$$bf \geq D/6$$

$$14 \geq 10 \text{ OK}$$

$$0.1 \leq lyc/lyt \leq 1$$

$$0.1 \leq 0.202 \leq 1 \text{ OK}$$

Continuamos con el Esfuerzos de la sección compuesta bajo momento positivo

A6.10.1.1.1

Esfuerzo máximo de flexión por fatiga en el alma para la flexión positiva, viga interior

Stress (KSI)	
D1	32.54
D2	3.50
D3	0.21
LL+IM	9.59
Total	45.84

Esfuerzo de flexión positiva en la parte superior de la viga exterior (compresión) para la carga factorada, Esfuerzo I

Stress (KSI)	
D1	30.40
D2	3.13
D3	0.20
LL+IM	9.61
Total	43.33

**Esfuerzo de flexión positiva en la parte inferior de la viga exterior (tensión)
para la carga factorada, Esfuerzo I**

	Stress (KSI)
D1	17.30
D2	4.12
D3	0.26
LL+IM	29.65
Total	51.33

Ahora tenemos Del AASHTO (A6.10.5.1.4b) para la sección en flexión positiva, donde el eje neutro plástico está en el alma:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left(\frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yr}A_r}{F_{yw}A_w} + 1 \right)$$

Dónde:

Refuerzo superior	Prt =	Fyr*Art =	59.64	KSI	No. Var 6	
Losa de concreto	Ps = 0.85*F'c*a*be =	332.78	a KSI	Área var 4/8 =	0.20	
Refuerzo inferior	Prb =	Fyr*Arb =	128.85	KSI	No.Var 6	
Patín en tensión	Pt =	Fyt*bt*tt =	1575.00	KSI	Área var 5/8 =	0.31
Patín en compresión	Pc =	Fyc*bc*tc =	525.00	KSI		
Alma	Pw =	Fyw*D*tw =	1500.00	KSI		

El Eje neutro plástico (ENP): C=T

$$59.64 + 332.78a = 128.85 + 1575 + 525 + 1500 \quad \text{AASHTO 5.7.2.2 pág. 359}$$

$$a = 11 \text{ in} \quad \beta_1 = 0.825$$

$$c = a / \beta_1 = 13.4 \text{ in} > \text{Crb} = 6 \text{ in} \quad \text{OK}$$

Donde **Crb** es la distancia desde la parte superior de la losa de concreto al refuerzo inferior. Por tanto recalculamos con el eje neutro plástico bajo el refuerzo inferior

$$59.64 + 332.78a + 128.85 = 1575 + 525 + 1500$$

Por tanto: $a = 10.3 \text{ in}$

$$c = a / \beta_1 = 12.4 \text{ in} > C_{rb} = 6 \text{ in} \quad \text{OK}$$

$$P_s = 3411.5 \text{ Kips}$$

Para el caso que el ENP en la losa bajo el Prb

$$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_s + P_{rb} + P_{rt}$$

$$3600 \text{ Kips} \geq 2747.09 \text{ Kips} \quad \text{OK}$$

El ENP está en la losa bajo el acero de refuerzo, por tanto D_{cp} es igual a cero. La esbeltez requerida del alma es satisfecha.

$$\bar{y} = c = 12.4 \text{ in}$$

$$M_p = \left(\frac{\bar{y} P_s}{t_s}\right) \left(\frac{\bar{y}}{2}\right) + (P_{rt} d_{rt} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t + P_{rb} d_{rb})$$

Dónde:

drt =	distancia del ENP al centriode del refuerzo superior	
drt =	$12.4 - 3 =$	9.4 in
drb =	distancia del ENP al centriode del refuerzo inferior	
drb =	$12.4 - 8 - 1 - 1 =$	6.4 in
dw =	distancia del ENP al centriode del alma	
dw =	$60/2 + 0.75 + 1.75 + 8 - 12.4 =$	28.1 in
dt =	distancia del ENP al centriode del patín en tensión	
dt =	$1/2 + 60 + 0.75 + 1.75 + 8 - 12.4 =$	70.6 in
dc =	distancia del ENP al centriode del patín en compresión	
dc =	$0.75/2 + 1.75 + 8 - 12.4 =$	-2.275 in

$$M_p = 12.4 * 3411.46 / 8 * 12.4 / 2 + 59.64 * 9.4 + 525 * -2.275 + 1500 * 28.1 + 1575 * 70.6 + 128.85 * =$$

$$M_p = 185495.4 \text{ Kip} \cdot \text{in} > 123296.7 \text{ Kips} \cdot \text{in} \quad \text{OK}$$

Primero calculamos el esfuerzo adicional requerido para el pandeo en el patín de tensión:

$$f_{AD} = F_y - (f_{D1} + f_{D2} + f_{D3})$$

Dónde: F_y = esfuerzo elástico mínimo del patín a tensión

f_{D1} = esfuerzo permanente causado por el concreto antes que el concreto alcance la resistencia mínima aplicada a la sección de acero solamente, calculado en Tabla 3. y $f_{D1}, f_{D2} =$

$$f_{AD} = 50 - (17.3 + 4.12 + 0.26) = 28.32 \text{ Ksi}$$

El cual corresponde a un momento adicional:

$$M_{AD} = f_{AD} \times S_{ST}$$

Dónde: S_{ST} = módulo de sección de la sección compuesta a corto plazo, donde $n = 8$

$$M_{AD} = 73454.82 \text{ Kips-in}$$

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{D3} + M_{AD}$$

$$M_y = 116530.32 \text{ K-in}$$

$$M_n = 1.3 * R_h * M_y = 151489.4 \text{ K-in}$$

$$M_n < M_p = 151489.4 \text{ K-in}$$

$$M_r = \phi_f M_n = 1.0 * 151489.4 = 151489.4 \text{ K-in}$$

$$M_r > M_u = 123296.7 \text{ K-in} \quad \text{OK}$$

4.4.2 Ductilidad de flexión positiva (A6.10.3.2.1)

El siguiente paso es revisar el requisito de ductilidad para sección compuestas compactas en flexión positiva (6.10.3.2.1-1). El propósito de este requisito es asegurar que el patín en tensión de la sección de acero alcanzará endurecimiento por deformación antes que la losa colapse.

Este artículo solamente aplica si el momento debido a las cargas factoradas resulta en un esfuerzo del patín que excede la resistencia del patín. Si el esfuerzo debido al momento no excede la resistencia, entonces la sección se considera adecuada. Siendo la razón que no habrá demasiada tensión en el acero o bajo la resistencia de fractura que ocurre en la losa de concreto.

Calculo de la resistencia no compuesta considerando la esbeltez del patín en compresión y el pandeo de torsión lateral

Para el momento positivo durante construcción, revisamos la resistencia nominal:

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

Dónde: f_{bu} = esfuerzo al pandeo

f_l = esfuerzo lateral

$$f_{bu} \leq \phi_f \cdot F_{crw}$$

ϕ_f = factor de reducción por flexión

El esfuerzo al pandeo del patín local tiene el siguiente chequeo (AB6.2.2-1)

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{14}{2 * 0.75} = 9.333 \quad (6.10.8.2.2-3)$$

$$\lambda_{fp} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{cy}}} = 0.38 \sqrt{\frac{29000ksi}{50ksi}} = 9.2 \quad ; \quad \lambda_f \geq \lambda_{fp}$$

Por tanto, el patín de compresión es ligeramente no compacto:

$$F_{yr} = \min(0.7F_{yc}, F_{yw}) \geq 0.5F_{yc}$$

$$F_{yr} = \min(35, 50) \geq 25 \text{ KSI}$$

$$F_{yr} = 35 \text{ KSI}$$

$$\lambda_{fp} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = 0.56 \sqrt{\frac{29000ksi}{50ksi}} = 16.1$$

La esbeltez debe de ser revisada por:

Y la resistencia al pandeo local del patín no compuesto es:

$$F_{nc(FLB)} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_b R_h F_{yc}$$

$$F_{nc(FLB)} = 0.99 * 50 = 50 \text{ Ksi}$$

El esfuerzo al pandeo por torsión lateral es revisado a continuación, empezamos con el cálculo del radio de giro del patín de compresión.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left[1 + \frac{1}{3} \left(\frac{D_c}{b_{fc}} \right) \left(\frac{t_w}{t_{tf}} \right) \right]}} = 3.8 \text{ in}$$

Los puntos de anclajes para el pandeo por torsión lateral son:

$$L_p = 92 \text{ in} \qquad L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$L_r = \pi * L_p = 289 \text{ in}$$

La longitud sin soporte lateral asumida es de: $L_b = 283 \text{ in}$, que es mayor que el límite inelástico por lo tanto la elasticidad del pandeo por torsión lateral (PTL - LTB) es aplicable. $L_b = 283 \text{ in}$

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} = 52 \text{ Ksi}$$

Los esfuerzos del patín local y el pandeo por torsión son comparados y controla el mínimo, por tanto:

$$F_{nc} = \min (F_{nc} (\text{FLB}), \quad F_{nc} (\text{LTB}) = \min (50, 52) =$$

$$F_{nc} = 50 \text{ Ksi}$$

4.4.3 Constructibilidad (A6.10.3)

(A.2.5.3)(A6.10.3.2.3) Se revisa la resistencia de las vigas durante la construcción. Se asume una carga viva de construcción pequeña sin factorar de 0 KSI. Existe una capacidad significativa para la carga viva adicional.

Durante la construcción no se permite pandeo en el alma. Por tanto, la deformación de pandeo debe de ser revisada por: $f_{bu} \leq \phi_f \cdot F_{crw}$

Dónde:

$$F_{crw} = \frac{0.9 E k}{\left(D/t_w\right)^2} \qquad y \qquad k = \frac{9}{\left(D_c/D\right)^2} =$$

$$F_{crw} = 38 \text{ Ksi}$$

El esfuerzo factorado durante la ubicación del concreto, asumiendo las cargas vivas pequeñas es:

$$F_{bu} = 30.4 \text{ KSI} \leq 38 \text{ KSI} \quad \text{OK}$$

- **Flexión:** (A6.10.8.2) El soporte lateral por el patín de compresión no está disponible cuando el concreto fresco está siendo colocado.
- **Cortante.** (A6.10.3.3) La resistencia del cortante es calculada como la resistencia al pandeo bajo carga de construcción en adición al esfuerzo nominal para este último.

$$30.4 \text{ KSI} \leq 50 \text{ KSI} \quad \text{OK}$$

El esfuerzo longitudinal de la losa también se pudo comprobar, sin embargo, el refuerzo mínimo se proporciona en esta área y esta comprobación no es necesaria. Por ultimo para asegurar que no haya pandeo en el alma.

$$\phi V_n \geq \phi V_{cr}$$

Las ubicaciones críticas se comprueban a continuación. El pandeo para la relación de corte plástico, C, son calculadas para el cortante en la condición de Esfuerzo I situada más adelante en este ejemplo.

Ubicación	Requerido (Vu, Kips)	Relación de resistencia pandeo, C	Resistencia al cortante plástico, Vp Kips	$\phi V_n = \phi C V_p$, Kips	Comprobando
100	349.33	0.25	3600	810	349.33 < 810 OK!

La resistencia al corte es suficiente para soporta carga muerta en construcción con una capacidad adicional significativa.

4.4.3.1—Factor de resistencia = 0.9 cortante

La colocación de la cubierta, (A6.10.3.4 Y A6.10.3.5) Debido a que la longitud del puente es relativamente corta, la colocación del concreto se puede lograr en un día, este artículo no aplica.

4.4.4 Estado Limite de Servicio (A6.5.2) (A6.10.4)

- Deformaciones elásticas. (A6.10.4.1)
- Deflexión opcional por carga viva. (A2.5.2.6.2).

El factor de distribución para la desviación se basa en una distribución uniforme,

$$mg_{deflexion} = 0.85 \left(\frac{2 \text{ carriles}}{4 \text{ vigas}} \right) = 0.425$$

La carga viva utilizada es la de mayor deflexión debido a:

- ◆ Camión de diseño

La deflexión resultante de 25% del camión de diseño junto con la carga carril de diseño Se utiliza el momento de inercia de $48.72 \times 10^2 \text{ in}^4$ para toda la longitud de la viga. Modelando el puente como una viga prismática, el camión de diseño crea una desviación en el 205 de 0.65 in (para $IE = 1 \text{ K-in}$) y 1.74 in con los propiedades brutos $M + IE$. El uso de un factor de distribución de 25% del camión de diseño y diseño carril da 0.50 in. Ambos están muy por debajo del límite, y es poco probable que la disminución de la rigidez en la región M aumentaría la desviación significativa.

Los criterios son opcionales para la profundidad en el lapso del radio (A2.5.2.6.3), anteriormente en el ejemplo, la relación opcional de envergadura a profundidad de $0.033L$ para el acero no compuesto y $0.040L$ para la sección total se utiliza para el tamaño sección. Esta comprobación se muestra de nuevo para la integridad con respecto a la verificación de deflexión servicio 1 y se calcula como,

$$0.033 L = 0.033 * 132 = 52.272 \leq 62.5 \text{ in} \quad \text{OK}$$

$$0.040 L = 0.040 * 132 = 63.360 \leq 71.5 \text{ in} \quad \text{OK}$$

Del mismo modo la sección bajo momento positivo se comprueba mediante **(A6.10.4.2.2)**.

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} = 47.5 \text{ KSI}$$

$$f_f = 1 * 26.03 + 1 * 2.33 + 1 * 0.17 + 1.3 * 5.48 =$$

$$f_f = 35.7 \text{ KSI} \leq 47.5 \text{ KSI} \quad \text{OK}$$

4.4.5 Estado límite de Fractura y Fatiga (A6.5.3) (A6.10.5)

Fatiga (A6.10.5.1) (A6.6.1) El rango de esfuerzo permisible por fatiga depende ciclos de carga y detalles de conexiones. La fractura depende el grado del material y de la temperatura.

Ciclos de esfuerzo: Suponiendo una autopista interestatal rural con 20.000 vehículos por carril por día.

Fracción de camiones en el tráfico = 0,20 **(Tabla C3.6.1.4.2-1)**

$$\text{ADTT} = 0.20 \times \text{ADT} = 0.20 * 20000 * 2 \text{ carriles} = 8000 \text{ camiones/día}$$

$$= 0.85 \text{ (Tabla 4.3) (Tabla A3.6.1.4.2-1)}$$

$$\text{ADTTSL} = p \times \text{ADTT} = 6800 \text{ camiones /día}$$

De la, **(Tabla A6.6.1.2.5-2)**, ciclos por paso de camiones, para una viga simple claro de 132 ft de longitud, es igual a:

$$N = (365 \text{ días / año}) (75 \text{ años}) (2 \text{ ciclos / pasar}) (6800 \text{ camiones / día}) = 3.72\text{E}+08$$

Rango permisible para el esfuerzo por fatiga - Categoría A (Tabla 8.8)

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{1/3} = 4.1 \text{ ksi}$$

$$\frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} = 12 \text{ ksi} > 4.1 \text{ ksi}$$

$$(\Delta F)_n = 12 \text{ Ksi}$$

Por lo tanto:

El rango de esfuerzo máxima (C6.6.1.2.5), El rango esfuerzo máximo se asume que es el doble del rango de esfuerzo de la carga viva debido al paso de la carga de fatiga. Sin embargo, el rango de esfuerzo no necesita ser multiplicado por 2, porque la resistencia a la fatiga se divide por 2.

Por fatiga: $U = 0.75 (LL + IM)$

La carga dinámica permisible por fatiga es $IM = 15\%$. $MLL + IM$ es la máxima en las vigas exteriores, no hay factor de presencia (rango de carga viva solamente):

A partir de las Tablas E8.3-8 y E8.3-14, los esfuerzos de carga viva por fatiga son:

$f_{LL+IM} = 1252.60 \text{ kip/ft}$ Y el esfuerzo por fatiga $5.80 \text{ KSI} < 12 \text{ KSI}$ **OK**

4.4.6 Diseño de diafragma

1. Espesor de los elementos (A 6.7.3)

Espesor de los elementos (A 6.7.3) Para tensores y marcos el espesor no deberá ser menor que 0.3125in. El espesor del alma de la vigas laminada en frio no deberá ser menor que 0.25in.

$$t_w = 0.5 \text{ in} > 0.25 \text{ in}$$

2. Diafragmas y secciones transversales

Soporte lateral del patín superior antes del curado de la losa

- Transferir la carga de viento de las vigas exteriores a todas las vigas
- Distribución de cargas verticales muertas y vivas aplicadas a la estructura
- Estabilidad del patín inferior para todas las cargas cuando está en compresión

Para secciones de vigas de patín ancho, los marcos transversales deberá ser por lo menos la mitad del peralte de la viga.

a. Diafragmas intermedios

Probar: C15 x 33,98

$$A_s = 9.96 \text{ in}^2 \quad r_y = 0.904 \text{ in}$$

$$L_b = 33 \text{ ft} \quad Pd = 0.2604 \text{ ksf}$$

$$d = 63.0 \text{ in}$$

$$w_{BOT} = \frac{\gamma P_D d}{2} = 1.09 \text{ K/ft}$$

$$P_{wBot} = w_{Bot} * L_b = 17.99 \text{ Kips}$$

$h_{parapeto} = 9 \text{ in}$ equivalente al área que recibe el viento

La carga de viento restante es transmitida a la región del estribo por el diafragma de la losa. La reacción final debe de ser transferida a los apoyadores de la misma forma para las seis vigas. La fuerza resultante F_{uD} .

$$P_{wTop} = 0.61 \text{ Kips} \quad F_{uD} = P_{wTop} + P_{wBot} = 16.45 \text{ Kips}$$

La resistencia axial es (A6.9.3, A6.9.4)

$$\frac{kL}{r_s \pi} = 106 < 140 \text{ OK!}$$

$$\lambda = \left(\frac{kL}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 1.97 < 2.2 \text{ OK!}$$

$$P_n = 0.66^\lambda F_y A_s = 220 \text{ Kips}$$

$$P_r = \phi_c P_n = 198 \text{ Kips}$$

3. Diafragmas finales: Deben de transmitir todas las adecuadamente a los apoyos.

$$P_r = 198 \text{ Kips} \gg F_{uD} = 16.45 \text{ Kips} \text{ OK!}$$

4.5 Diseño de Estribo:

Se procede con el diseño del estribo para la sub-estructura la cual posee las siguientes características.

Cargas de estribo

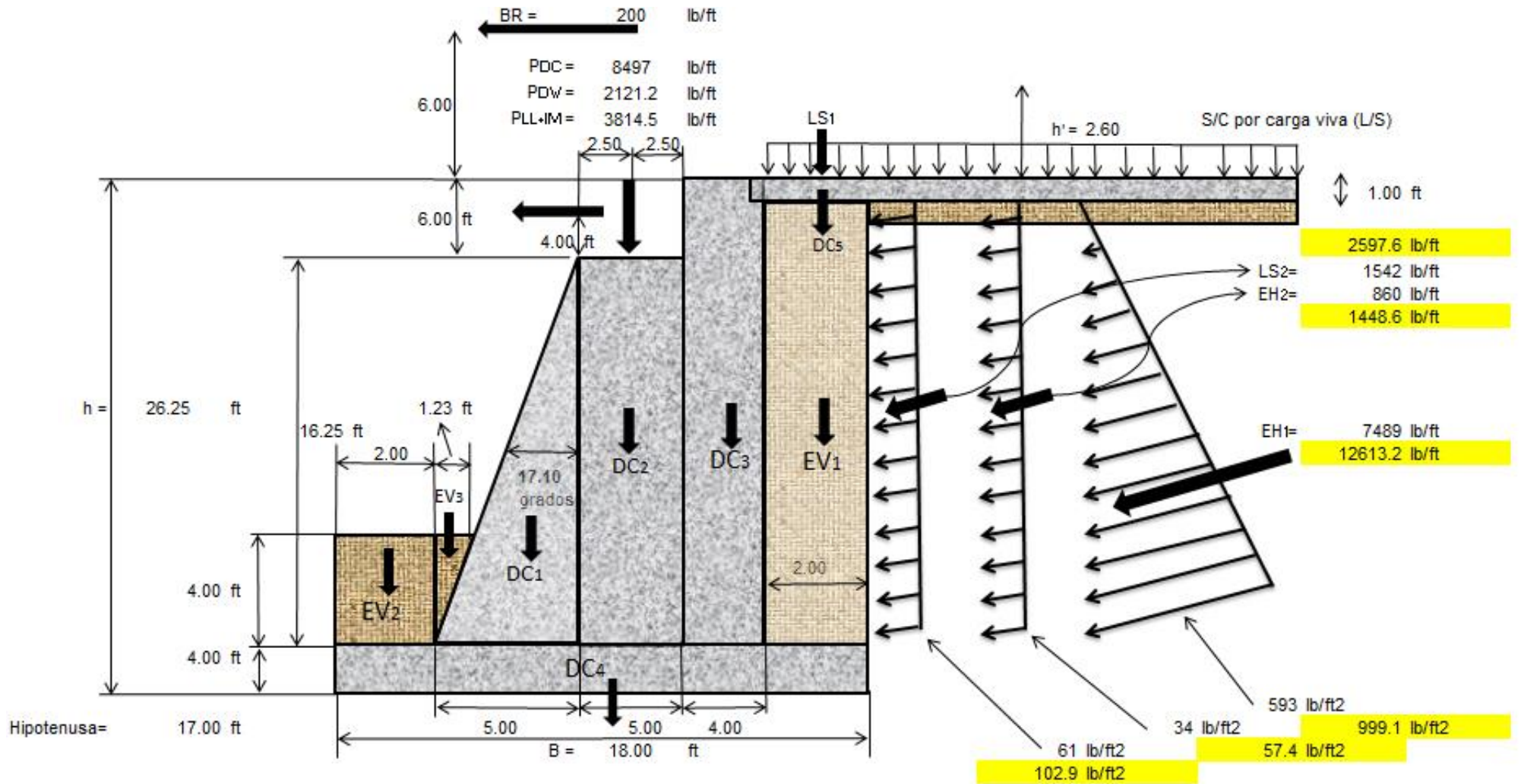
LAS CARGAS LAS SACAMOS POR MEDIO DE LINEAS DE INFLUENCIA

Ancho del estribo	15.25ft x Número de carriles
Losa + Vigas	275.20 Kips
Parapeto	5.20 Kips
Pavimento	70.00 Kips
Camión	83.64 Kips
Carril	42.24 Kips
	434.04 Kips

Pre-dimensionamiento

Para la altura	26.00	= H, probamos una sección preliminar de estribo con:		
			Min (ft)	Max (ft)
B (ancho del cimiento)	1/2H ~ 2/3H		13.13	17.50
				Utilizado (ft)
h (altura del cimiento)	H/6 ~ H/8		4.38	3.28
				4.0
a (longitud de punta)	H/12 ~ H/6 =		2.19	4.38
				4.0
b (longitud de talón)	H/12 ~ H/6 =		2.19	4.38
				4.0
N =	2.00	m (adoptado)	> Nmin = 0.75 ft mínimo permisible	
Ancho del estribo =		33	ft	

Estribo de puente por gravedad (Figura 4.1)



4.5.1 Coeficiente de empuje Ka

ϕ = ángulo de fricción interna = 36° estándar

δ = ángulo de fricción entre suelo y muro = 25° (Tabla A3.11.5.3-1)

β = ángulo del material del suelo y el muro = 0°

θ = ángulo de inclinación del muro del lado del terreno = 90°

Luego:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\theta - \delta)\text{sen}(\theta + \beta)}} \right]^2 = 0.061 \quad (3.11.5.3-2)$$

Para $\beta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2 = 3.074 \quad \text{y} \quad k_a = \frac{\text{sen}^2(\theta - \phi)}{\Gamma[\text{sen}^2\theta\text{sen}(\theta + \delta)]} = 11.851$$

$$\text{Para } \theta=90^\circ: \quad k_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\Gamma[\cos \delta]} = 0.235$$

Empuje dinámico en la zona “B” calculado por medio de estudio del MTI de Coeficientes de empuje para puentes en Nicaragua. (Ver disco adjunto)

$$S = 1.5$$

$$a_0 = 0.20$$

$$c = 0.15$$

$$\left\{ \frac{K_{ae}}{K_{pe}} \right\} = \frac{\sin^2(\alpha_i \pm \theta \mp \phi)}{\cos \theta \sin^2 \alpha_i \sin(\alpha_i \pm \theta \pm \delta) \left[1 \pm \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi \mp \beta_i - \theta)}{\sin(\alpha_i \pm \theta \pm \delta) \sin(\alpha_i - \beta_i)}} \right]^2}$$

Entonces: $K_{ae} = 0.332$

$K_{pe} = 10.31$

Altura equivalente de suelo por S/C

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. De la **Tabla 3.11.6.4-1**, por interpolación para $H= 26.25$ ft, $h'= 2.60$ ft

4.5.2 Metraje de cargas

4.5.2.1 CARGAS VERTICALES

◆ Estribo

$$DC1 = 5891 \text{ lb/ft}$$

$$DC2 = 11781.25 \text{ lb/ft}$$

$$DC3 = 12905 \text{ lb/ft}$$

$$DC4 = 10440 \text{ lb/ft}$$

◆ Losa de acercamiento

$$DC5 = 290 \text{ lb/ft}$$

◆ Carga muerta de la superestructura del puente

$$PDC = 8497 \text{ lb/ft}$$

◆ Cargas DW (peso de superficie de rodamiento)

$$PDW = 2121.2 \text{ lb/ft}$$

◆ Cargas EV (Presión vertical por carga muerta del terreno)

$$EV1 = 4250 \text{ lb/ft}$$

$$EV2 = 800 \text{ lb/ft}$$

$$EV3 = 246 \text{ lb/ft}$$

◆ Cargas EH (Presión lateral del terreno)

Por \rightarrow 25.3 ft de terreno

$$EH1y = EH1 * \text{sen } (\delta) = 3165 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Con sismo} = 4473 \text{ lb/ft}$$

Por losa de acercamiento:

$$EH2y = EH2 * \text{sen } (\delta) = 364 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Con sismo} = 514 \text{ lb/ft}$$

◆ Cargas LL (carga viva de la superestructura de puente)

$$PLL = 3814.5 \text{ lb/ft}$$

◆ Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Terreno equivalente extendido 1.0 ft del estribo:

$$LS1 = 260 \text{ lb/ft}$$

Componente vertical de la sobrecarga por carga viva:

$$LS2y = LS2 \cdot (\text{sen} \delta) = 652 \text{ lb/ft}$$

$$\text{Con sismo} = 921.1 \text{ lb/ft}$$

TABLA DE CORTANTES Y MOMENTOS POR CARGAS VERTICALES

Carga	Tipo	V (lb/ft)	dA (ft)	Mv (lb-ft/ft)
DC1	DC	5891	5.33	31417
DC2	DC	11781.25	9.50	111922
DC3	DC	12905	14.00	180670
DC4	DC	10440	9.00	93960
DC5	DC	290	17	4930
PDC	DC	8497	9.5	80721.5
PDW	DW	2121.2	9.5	20151.4
EV1	EV	4250	17	72250
EV2	EV	800	1.00	800
EV3	EV	246	2.41	593
EH1y	EH	3165	18.00	56972
EH1y EQ	EH	4473	18.00	80510
EH2y	EH	364	18.00	6543
EH2y EQ	EH	514	18.00	9247
PLL	LL	3814.5	9.5	36237.75
LS1	LS	260	17	4420
LS2y	LS	652	18.00	11733
LS2y EQ	LS	921	18.00	16580
Σ		65476		713321

4.5.2.2 CARGAS HORIZONTALES

◆ Cargas EH (presión lateral del terreno)

Por → 25.25ft de terreno:

$$EH1x = EH1 \cos \delta = 6788 \text{ lb/ft}$$

Con sismo = 9592 lb/ft

Por losa de acercamiento:

$$EH2x = EH2 \cos \delta = 780 \text{ lb/ft}$$

Con sismo = 1101.6 lb/ft

◆ Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$LS2x = LS2 (\cos \delta) = 1398 \text{ lb/ft}$$

Con sismo = 1975 lb/ft

◆ Cargas WS (viento sobre la estructura) ◆ Cargas BR (Fuerza de frenado)

WS = 150 lb/ft

BR = 300 lb/ft

Cargas CR, SH y TU (Deformación del concreto por carga sostenida en el tiempo acortando por pres-forzado y temperatura uniforme).

CR+SH+TU = 900 lb/ft

CARGA	TIPO	H (lb/ft)	dA (ft)	MH (lb-ft/ft)
EH1x	EH	6788	8.42	57129
EH1x EQ	EH	9592	8.42	80732
EH2x	EH	780	12.625	9842
EH2x EQ	EH	1102	12.625	13908
LS2x	LS	1398	12.625	17648
LS2x EQ	LS	1975	13.125	25927
WS	WS	150	22.4	3353
BR	BR	300	32.25	9675
CR+SH+TU	CR+SH+TU	900	22.4	20115
Σ		10315		117762

4.5.3 Estados límites aplicables y combinaciones de cargas

4.5.3.1 CASO I - ESTRIBO CON PUENTE CARGAS VERTICALES V

TIPO	DC						DW	EV			EH		LL+IM	LS		
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	PDC	PDW	EV1	EV2	EV3	EH1y	EH2y	PLL	LS1	LS2y	
V (lb/ft)	5891	11781.25	12905	10440	290	8497	2121.2	4250	800	246	3165	364	3814.5	260	652	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	1.75	1.75	Vu
	5302	10603	11614.5	9396	261	7647.3	1378.8	4250	800	246	4748	545	0	455	1141	58387
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	1.75	1.75	1.75	
	7363	14727	16131	13050	363	10621	3181.8	5738	1080	332	4748	545	6675.4	455	1141	86150
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	0	0	
	5302	10603	11615	9396	261	7647	1378.8	4250	800	246	4748	545	0	0	0	56791
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	0	0	0	
	7363	14727	16131	13050	363	10621	3181.8	5738	1080	332	4748	545	0	0	0	77879
Evento extremo I	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0.5	1.75	1.75	
	5302	10603	11615	9396	261	7647	1378.8	4250	800	246	6709	771	1907.25	455	1612	62952

Momento estabilizador (por Cargas Verticales) Mv

TIPO	DC						DW	EV			EH		LL+IM	LS		
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	PDC	PDW	EV1	EV2	EV3	EH1y	EH2y	PLL	LS1	LS2y	
Mv (lb-ft/ft)	31417	111922	180670	93960	4930	80721.5	20151.4	72250	800	593	56972	6543	36237.75	4420	11733	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	1.75	1.75	Mvu
	28275	100730	162603	84564	4437	72649	13098.4	72250	800	593	85458	9815	0	7735	20533	663541
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	1.75	1.75	1.75	
	39271	139902	225838	117450	6163	100902	30227.1	97538	1080	801	85458	9815	63416.1	7735	20533	946128
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	0	0	
	28275	100730	162603	84564	4437	72649	13098.4	72250	800	593	85458	9815	0	0	0	635273
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	0	0	0	
	39271	139902	225838	117450	6163	100902	30227.1	97538	1080	801	85458	9815	0	0	0	854444
Evento extremo I	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.65	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0.5	1.75	1.75	
	28275	100730	162603	84564	4437	72649.4	13098	72250	800	593	120765	13870	18118.9	7735	29016	729505

CARGAS HORIZONTALES H

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	
CARGA	EH1x	EH2x	LS2x	WS	BR	CR+SH+TU	
V (lb/ft)	6788	780	1398	150	300	900	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.5	1.75	0	1.75	0.5	Hu
	10181	1169	2446	0	525	450	14772
Resistencia Ib	1.5	1.5	1.75	0	1.75	0.5	
	10181	1169	2446	0	525	450	14772
Resistencia IIIa	1.5	1.5	0	1.4	0	0.5	
	10181	1169	0	210	0	450	12011
Resistencia IIIb	1.5	1.5	0	1.4	0	0.5	
	10181	1169	0	210	0	450	12011
Evento extremo I	1.5	1.5	1.75	0	0	0.5	
	14388	1652	3457	0	0	450	19947

Momento de vuelco (por Cargas Horizontales) Mhu

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	
CARGA	EH1x	EH2x	LS2x	WS	BR	CR+SH+TU	
Mh (lb-ft/ft)	57129	9842	17648	3353	9675	20115	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.5	1.75	0	1.75	0.5	Mhu
	85694	14763	30884	0	16931	10057.5	158330
Resistencia Ib	1.5	1.5	1.75	0	1.75	0.5	
	85694	14763	30884	0	16931	10057.5	158330
Resistencia IIIa	1.5	1.5	0	1.4	0	0.5	
	85694	14763	0	4693.5	0	10057.5	115208
Resistencia IIIb	1.5	1.5	0	1.4	0	0.5	
	85694	14763	0	4693.5	0	10057.5	115208
Evento extremo I	1.5	1.5	1.75	0	0	0.5	
	121098	20862	45372	0	0	10058	197390

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS Vuelco alrededor del punto "A"

Establece sí: $e \leq B/4$ (fundación en suelo)
 $e \leq 3B/8$ (fundación en suelo rocoso)

Estado	V (lb/ft)	Mvu (lb-ft/ft)	Mhu (lb-ft/ft)	$X_o = (Mvu - Mhu) / Vu$ (ft)	$e = (B/2 - X_o) $ (ft)	$e_{max} = B/4$ (ft)	
Resistencia Ia	58387	663541	158330	8.653	0.347	4.5	OK!
Resistencia Ib	86150	946128	158330	9.144	0.144	4.5	OK!
Resistencia IIIa	56791	635273	115208	9.157	0.157	4.5	OK!
Resistencia IIIb	77879	854444	115208	9.492	0.492	4.5	OK!
Evento extremo I	62952	729505	197390	8.453	0.547	4.5	OK!

a) Deslizamiento en base del estribo

Con:

$$\mu = \text{tg}(\delta) = 0.4663 \quad \text{Tabla 3.11.5.3-1}$$

$$\phi_T = 0.8 \quad \text{Tabla 10.5.5.2.2-1}$$

Estado	Vu (lb/ft)	RESISTENTE (lb/ft) - Ft= $\mu(\phi_T Vu)$	ACTUANTE (lb/ft) - Hu	
Resistencia Ia	58387	21781	14772	OK!
Resistencia Ib	86150	32138	14772	OK!
Resistencia IIIa	56791	21186	12011	OK!
Resistencia IIIb	77879	29053	12011	OK!
Evento extremo I	62952	23484	19947	OK!

b) Presiones actuantes en la base del estribo

Estado	Vu (lb/ft)	Mvu (lb-ft/ft)	Mhu (lb-ft/ft)	Xo= (Mvu-Mhu)/Vu (ft)	e= (B/2-Xo) (ft)	q=Vu/(B-2e) (lb/ft ²)
Resistencia Ia	58387	663541	158330	8.653	0.347	3373.89
Resistencia Ib	86150	946128	158330	9.144	0.144	4864.20
Resistencia IIIa	56791	635273	115208	9.157	0.157	3211.26
Resistencia IIIb	77879	854444	115208	9.492	0.492	4576.87
Evento extremo I	62952	729505	197390	8.453	0.453	3723.83

4.5.3.2 CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE

CARGAS VERTICALES V

TIPO	DC					EV			EH		LS		
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	EV1	EV2	EV3	EH1y	EH2y	LS1	LS2y	
V (lb/ft)	5891	11781.25	12905	10440	290	4250	800	246	3165	364	260	652	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.75	1.75	Vu
	5302	10603	11614.5	9396	261	4250	800	246	4748	545	455	1141	49361
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	1.75	1.75	
	7363	14727	16131	13050	363	5738	1080	332	4748	545	455	1141	65672
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	0	
	5302	10603	11615	9396	261	4250	800	246	4748	545	0	0	47765
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	0	0	
	7363	14727	16131	13050	363	5738	1080	332	4748	545	0	0	64076
Evento extremo I	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.75	1.75	
	5302	10603	11615	9396	261	4250	800	246	6709	771	455	1612	52019

Momento estabilizador (por Cargas Verticales) Mv

TIPO	DC					EV			EH		LS		
CARGA	DC1	DC2	DC3	DC4	DC5	EV1	EV2	EV3	EH1y	EH2y	LS1	LS2y	
Mv (lb/ft-ft)	31417	111922	180670	93960	4930	72250	800	593	56972	6543	4420	11733	Σ
Resistencia Ia	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.75	1.75	Mu
	28275	100730	162603	84564	4437	72250	800	593	85458	9815	7735	20533	577793
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	1.75	1.75	
	39271	139902	225838	117450	6163	97538	1080	801	85458	9815	7735	20533	751583
Resistencia IIIa	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	0	0	
	28275	100730	162603	84564	4437	72250	800	593	85458	9815	0	0	549525
Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	1.5	1.5	0	0	
	39271	139902	225838	117450	6163	97538	1080	801	85458	9815	0	0	723315
Evento extremo I	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5	1.75	1.75	
	28275	100730	162603	84564	4437	72250	800	593	120765	13870	7735	29016	625638

CARGAS HORIZONTALES H

TIPO	EH		LS	
CARGA	EH1x	EH2x	LS2x	
H (lb/ft)	6788	780	1398	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.5	1.75	Hu
	10181	1169	2446	13797
Resistencia Ib	1.5	1.5	1.75	
	10181	1169	2446	13797
Resistencia IIIa	1.5	1.5	0	
	10181	1169	0	11351
Resistencia IIIb	1.5	1.5	0	
	10181	1169	0	11351
Evento extremo I	1.5	1.5	1.75	
	14388	1652	3457	19497

Momento de vuelco (por Cargas Horizontales) Mhu

TIPO	EH		LS	
CARGA	EH1x	EH2x	LS2x	
Mh (lb-ft/ft)	57129	9842	17648	Σ
Resistencia Ia	1.5	1.5	1.75	Mhu
	85694	14763	30884	131341
Resistencia Ib	1.5	1.5	1.75	
	85694	14763	30884	131341
Resistencia IIIa	1.5	1.5	0	
	85694	14763	0	100457
Resistencia IIIb	1.5	1.5	0	
	85694	14763	0	100457
Evento extremo I	1.5	1.5	1.75	
	80732	13908	25927	120567

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Estado	Vu (lb/ft)	Mvu (lb-ft/ft)	Mhu (lb-ft/ft)	$X_o = (Mvu - Mhu) / Vu$ (ft)	$e = B/2 - X_o $ (ft)	$e_{max} = B/4$ (ft)	
Resistencia Ia	49361	577793	131341	9.045	0.045	4.5	OK!
Resistencia Ib	65672	751583	131341	9.445	0.445	4.5	OK!
Resistencia IIIa	47765	549525	100457	9.402	0.402	4.5	OK!
Resistencia IIIb	64076	723315	100457	9.721	0.721	4.5	OK!
Evento extremo I	52019	625638	120567	9.709	0.709	4.5	OK!

b) Deslizamiento en base del estribo

Con:

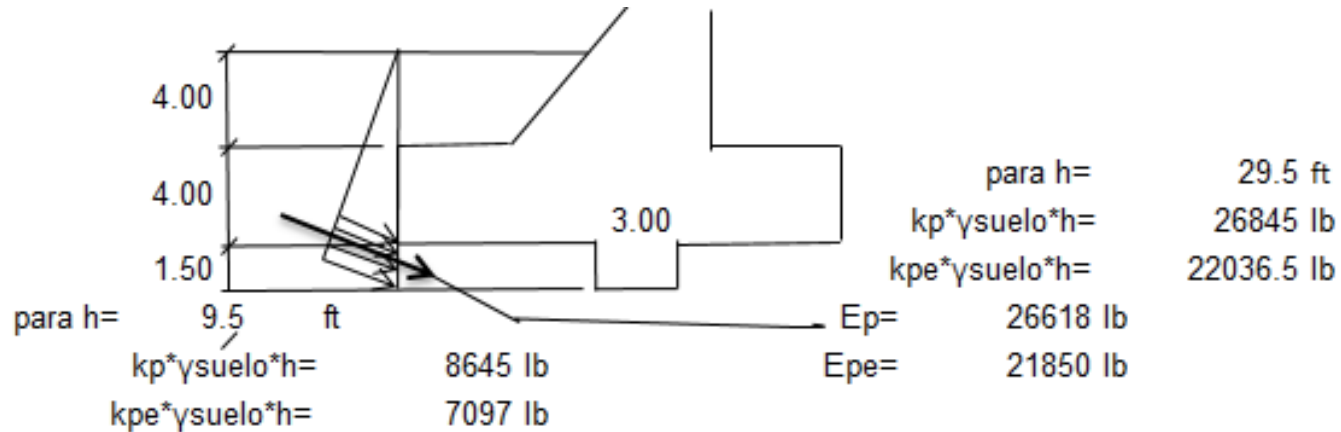
$\mu = \text{tg}(\delta) = 0.4663$ **Tabla 3.11.5.3-1**

$\phi_{\tau} = 0.8$ **Tabla 10.5.5.2.2-1**

Estado	Vu (lb/ft)	RESISTENTE (lb/ft) Ft= $\mu(\phi_{\tau}Vu)$	ACTUANTE (lb/ft) Hu	
Resistencia Ia	49361	18414	13797	OK!
Resistencia Ib	65672	24499	13797	OK!
Resistencia IIIa	47765	17819	11351	OK!
Resistencia IIIb	64076	23903	11351	OK!
Evento extremo I	52019	19405	19497	NO CUMPLE

4.5.3.3 DISEÑO DE DIENTE DEL ESTRIBO

El estado límite de Resistencia **la** no es satisfactorio por lo que colocamos un diente de concreto de sección = 3ft x 1.5ft en la base tal como se muestra en la figura; considerando además la resistencia pasiva del suelo sólo en el ámbito del diente.



De la figura A3.11.5.4-1, el coeficiente de empuje pasivo es $K_p = 11$

y el coeficiente de empuje pasivo por sismo es $K_{pe} = 10$

y el factor de reducción hallado por interpolación $R = 0.830$

$$K_p = 9.1 \quad k_{pe} = 8.3$$

I resistencia pasiva es: $E_p \times \cos(\delta) = 24124 \text{ lb}$

I evento extremo es: $E_{pe} \times \cos(\delta) = 22003 \text{ lb}$

Para el estado límite de Resistencia la, agregando el diente de concreto se tiene:

Con:

$$Q_R = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (10.6.3.3 - 1)$$

$$\phi_\tau Q_\tau = 18414 \text{ lb}$$

$$\phi_{ep} = 0.5 \quad (\text{Tabla } 10.5.5.2.2 - 1)$$

$$Q_{ep} = 24124 \text{ lb}$$

$$Q_R = 30476 \text{ lb} > 13797 \text{ lb}$$

• **Presiones actuantes en la base del Estribo**

Estado	Vu (lb/ft)	Mvu (lb-ft/ft)	Mhu (lb-ft/ft)	Xo= (Mvu-Mhu)/Vu (ft)	e= (B/2-Xo) (ft)	q=Vu/B-2e (lb/ft ²)	
Resistencia Ia	49361	577793	131341	9.045	0.045	0.28	< 2 OK!
Resistencia Ib	65672	751583	131341	9.445	0.445	0.38	< 2 OK!
Resistencia IIIa	47765	549525	100457	9.402	0.402	0.28	< 2 OK!
Resistencia IIIb	64076	723315	100457	9.721	0.721	0.39	< 2 OK!
Evento extremo I	52019	625638	120567	9.709	0.709	0.31	< 2 OK!

PARA EL ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO I, AGREGANDO EL DIENTE DE CONCRETO SE TIENE:

$$Q_R = \phi_\tau Q_\tau + \phi_{ep} Q_{ep} \quad (10.6.3.3 - 1)$$

Con:

$$\phi_\tau Q_\tau = 19405 \text{ lb}$$

$$\phi_{ep} = 0.5 \quad (\text{Tabla } 10.5.5.2.2 - 1)$$

$$Q_{ep} = 22033 \text{ lb}$$

$$Q_R = 30407 \text{ lb} \quad > \quad 19497 \text{ lb} \quad \mathbf{O.K}$$

4.6 Diseño de Neopreno

Carga muerta	DC	74.15	Kips
Carga viva	DL	105	Kips
Ancho viga	W	16	in
Rotación máxima		0.007	rad
Elastómero	G	170	lb/in ²
Placas		36	KSI
Método B			

4.6.1 Área del Elastómero

$$DC = 74150 \quad \text{lbs}$$

$$DL = 105000 \quad \text{lbs}$$

$$DT = 179150 \quad \text{lbs}$$

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos

$$\sigma_s \leq GS \leq 0.8 \text{ KSI} \quad 14.7.6.3.2-2 \text{ y } 14.7.6.3.2-3$$

Luego:

$$A_{req} = \frac{DT}{\sigma_s} = 224 \text{ in}^2$$

Para el ancho de la viga $b = 16$ in, escogemos $W = 15$ in

$$L = 15 \text{ in}$$

El apoyo a lo largo de la longitud de viga debe de ser tan corto como sea práctico para permitir la rotación alrededor del eje transversal, y lo suficiente como para estabilizar la viga durante su erección.

$$\text{Adoptando: } L = 15 \text{ in}$$

$$W = 16 \text{ in}$$

$$\text{Area} = 240 \text{ in}^2$$

4.6.2 Factor de Forma S Mínimo

Carga Total

Con $\sigma_s \leq GS \leq 0.8 \text{ KSI}$

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = 4.391 \quad (1)$$

Siendo:

$$G = 170 \text{ lb/in}^2$$

$$\sigma_s = DT / A = 746.46 \text{ lb/in}^2$$

Carga Total

Con $\sigma_s \leq GS \leq 0.8 \text{ KSI}$

$$S_T \geq \frac{\sigma_L}{G} = 2.574 \quad (2)$$

Siendo:

$$G = 170 \text{ lb/in}^2$$

$$\sigma_L = DT / A = 437.5 \text{ lb/in}^2$$

De (1) y (2) el factor de forma mínimo es: $S = 4.391$

4.6.3 Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

Como:
$$S_I \geq \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{LW}{2S_I(L+W)} \quad (14.7.5.1 - 1)$$

para carga total:

$$h_{ri} \leq \frac{(15 \text{ in})(16 \text{ in})}{2(4.391)(15 \text{ in} + 16 \text{ in})} = 0.88 \text{ in}$$

para carga viva:

$$h_{ri} \leq \frac{(15 \text{ in})(16 \text{ in})}{2(2.574)(15 \text{ in} + 16 \text{ in})} = 1.5 \text{ in}$$

Grosor de capa interior adoptado: $h_{ri} = 7/8 \text{ in} \rightarrow$ con este grosor de capa interior, el factor de forma es:

$$S \leq \frac{(15 \text{ in})(16 \text{ in})}{2(0.875 \text{ in})(15 \text{ in} + 16 \text{ in})} = 4.424 > 4.391$$

4.6.4 Número de capas interiores de elastómero (n)

Compresión y rotación combinadas:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \rightarrow n > \left(\frac{GS\theta_s}{\sigma_s} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (14.7.5.3.3 - 6)$$

Con $\theta_s = 0.005$ rad Recomendado por el A14.4.2.1

$$n > (170 \text{ lb/in}^2 \times 4.424 \times 0.005) / (15/0.875)^2 = 2.96$$

$$\sigma_s > 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.6.3.5d - 1)$$

$$n > -0.167\theta_s \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2.25GS} - 1 \right)} \rightarrow n > -0.167(0.005) \frac{\left(\frac{15}{0.875} \right)^2}{\left(\frac{746.46}{2.25(170 \times 4.424)} - 1 \right)} = 0.44$$

Luego, adoptamos $n = 3$. Se usarán 3 capas interiores de 0.875 in c/u. Capas exteriores de 0.5 in (0.5 in < 70% 0.875 in, **(Art. 14.7.5.1)**). El grosor total es $h_{rt} = 3(0.875 \text{ in}) + 2(0.5 \text{ in}) = 3.785$ in de elastómero.

4.6.5 Estabilidad del Elastómero

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} = 0.29 \quad (14.7.5.3.4 - 2)$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)} = 0.34 \quad (14.7.5.3.4 - 3)$$

El apoyo será estable sí: $2A \leq B$ (14.7.5.3.4-1)

$$2(0.29) = \mathbf{0.58} < \mathbf{0.34} \quad \text{OK Cumple!}$$

Además, sí $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s :

$$A - B = 0.29 - 0.34 = \mathbf{-0.05} < \mathbf{0}, \text{ el apoyo también es estable.}$$

4.6.6 Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{\max}\sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.7 - 1) \rightarrow$$

$$h_s \geq \frac{3(0.875 \text{ in}) \left(746.46 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}\right)}{36 \text{ KSI}} = 0.054 \text{ in}$$

El estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (14.7.5.3.7 - 2)$$

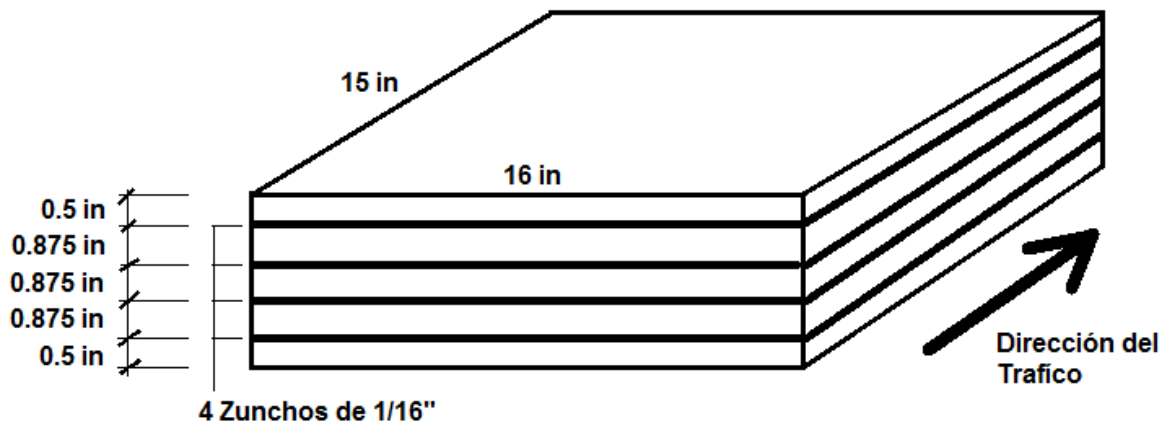
$\Delta F_{TH} = 24 \text{ KSI}$ (Categoría A) Tabla 6.6.1.2.5-3

$$h_s \geq \frac{2(0.875 \text{ in}) \left(437.5 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}\right)}{24 \text{ KSI}} = 0.032 \text{ in}$$

Adoptamos $h_s = 0.0625 \text{ in} > 0.054 \text{ in}$

Se usaran 3 placas de 1/16 in, y el espesor total del apoyo será:

$$3.785 \text{ in} + 4 (0.0625 \text{ in}) = 4.035 \text{ in}$$



CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Como resultado de la metodología que implementamos en el diseño de puente con el método AASHTO LRFD 2010 hemos concluido que es un método bastante factible para el diseño de puentes en Nicaragua dado que por medio de él no se sobre diseña y es aproximado a la realidad como se ha demostrado anteriormente. (Tesis: Comparación entre Diseño según norma AASHTO Standard (método ASD) y norma AASHTO LRFD)

El Puente diseñado Yalí - Condega según LRFD tiene la ventaja inherente de un nivel más uniforme de seguridad, resultando un ciclo de vida de bajo costo, el LRFD permite el uso de métodos avanzados de diseño y análisis que utilizamos en nuestro proyecto como fueron los Estudio Viales, Hidrotécnicos y Geotécnicos para definir las condiciones del Puente la Vainilla. Por lo tanto el diseño tiene gran flexibilidad para el buen mantenimiento y practica ingenieril exitosa con configuración de carga y factores de resistencia para conocer las demandas del proyecto.

Este enfoque que se utilizó en este trabajo monográfico del diseño del puente Yalí-Condega, arroja resultados que consideramos convenientes, ya que la lógica dicta que el comportamiento de las secciones a momento, corte, compresión axial, condiciones de servicio es aproximado a la realidad y cumple con las necesidades de seguridad.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda el uso del diseño por “Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) 2010” para el diseño de puentes debido a la uniformidad que muestra en seguridad, constructibilidad, serviciabilidad, inspeccionabilidad, economía y estética. Esto beneficia de gran manera para tener un mejor control de las estructuras y economía al momento de ejecutar cualquier proyecto, además de contar con gran prestigio y ventajas en comparación con los diseños convencionales que se están usando actualmente y que pueden subir costos y no necesariamente ser estructuras más seguras.

Es de gran importancia también la actualización a un código actual que toma en cuenta muchas condiciones para su diseño y nos permite tener la mejor aproximación a condiciones reales y necesidades sísmicas, de viento ya que esto logra un diseño con un enfoque que apunta a la armonía con todos los implicados en la obra además de por supuesto los que harán uso de la misma.

El análisis estructural utilizado para el diseño del puente toma en cuenta las combinaciones de cargas y factores más críticos, junto con la aplicación del método se garantizan la seguridad y también resistencia al paso del tiempo que nos permite asegurar su costo-beneficio a corto y largo plazo. Esta es una ventaja inherente del método que nos permite recomendar su aplicación para los diseños que se están haciendo actualmente en el país, como es el puente Yalí-Condega que se realiza en este trabajo monográfico.

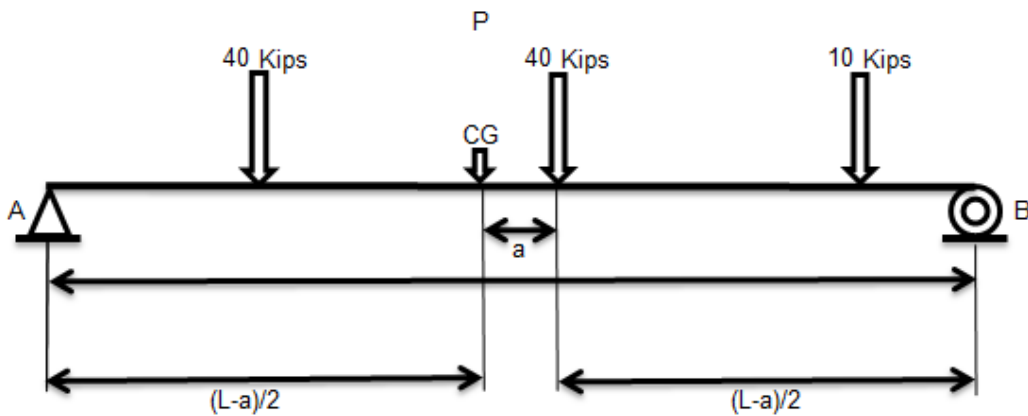
5.1 BIBLIOGRAFIA

- American Association of State Highway and Transportation Officials (1996): Standard specifications for bridges: Washington - USA.
- Manual Centroamericano de Normas para el diseño geométrico de las carreteras regionales 2da Edición, Sieca, 2004.
- American Association of State Highway And Transportation Officials (2010): AASHTO LRFD Bridge Design specifications, 5th Edition SI Units: Washington – USA
- American Association of State Highway and Transportation Officials (2007): AASHTO LRFD Bridge Design specifications SI Units: Washington - USA.
- Richard M. Barker (1997): Design of Highway Bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications.
- Richard M. Barker (2007): Design of Highway Bridges based on AASHTO LRFD bridge design specifications.
- Modjeski and Masters. (March 2004): “Comprehensive Design example for Pre-stressed Concrete (PSC) Girder Superstructure Bridge with commentary” USA.
- Hugo E. Belmonte Gonzales: Puentes
- Yuan Yu Hsieh, traducción y adaptación Prof. Ing. Armando Palomino (1986): Teoría Elemental de Estructuras.

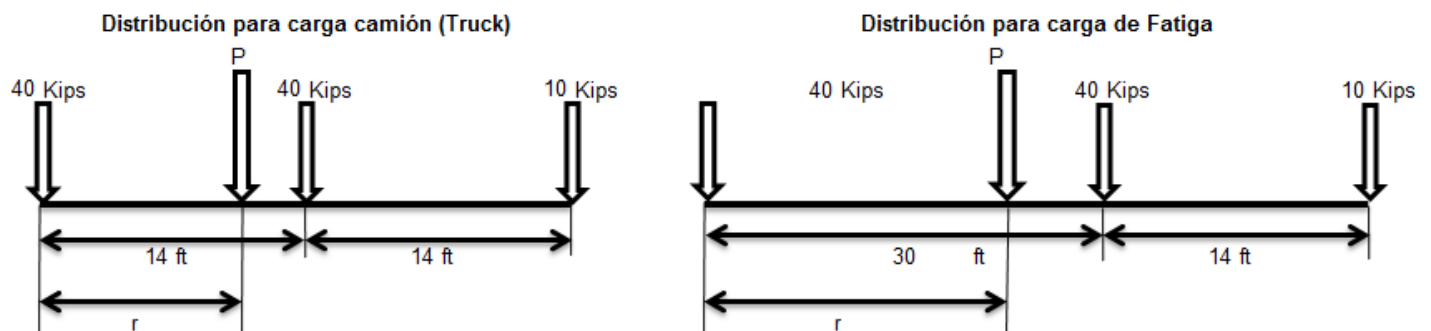
- Carlos Ramiro Vallecilla B. (2006): Manual de Puentes en Concreto Reforzado
- “Adscripción”: Hormigón Pre-esforzado: Cochabamba – Bolivia.
- Arthur H. Nilson (1990): Diseño de Estructuras de Concreto Pre-esforzado: México. D.F.
- Oscar Florero Ortuño (2008): Apuntes de la materia de Puentes
- Braja M. Das (2001): Principios de Ingeniería de Cimientos
- Oliver Lucio Quinteros Samiento y Ronald Quispe Mamani (2010): Compendio de Vigas Post-tensadas para Puentes en base a las Normas AASHTO STANDARD y AASHTO LRFD.
- Tesis: Comparación entre Diseño según norma AASHTO Standard (método ASD) y norma AASHTO LRFD Universidad Austral de Chile (2008).

Anexos

Para el cálculo de la carga camión se utilizó la disposición de los elementos utilizados de tal forma que el momento alcanzado sea el Máximo y de esta forma el más crítico para el puente y debido a las dimensiones del puente y disposiciones del AASHTO LRFD 2010 solo debería de circular uno a la vez.



Para la carga viva y de fatiga se usaron disposiciones de camión diferente ya que por fatiga una distancia entre eje mayor afecta más la estructura del puente y para el momento máximo la distancia entre ejes más corta es la más crítica.



Líneas de influencia de la losa

El grafico 1 representa las líneas de influencia en la losa por una carga unitaria en un lugar específico en ella. Está dividido en 127 puntos cada 0.25 pies. Por medio del mismo se determina el momento máximo al que es sometido la losa por carga viva. Está momento se determina desde la ubicación 204 después de la primera viga de derecha a izquierda. El grafico 2 representa la carga unitaria sobre el puente y nos ayuda a determinar cuando la carga se vuelve mayor en R200.

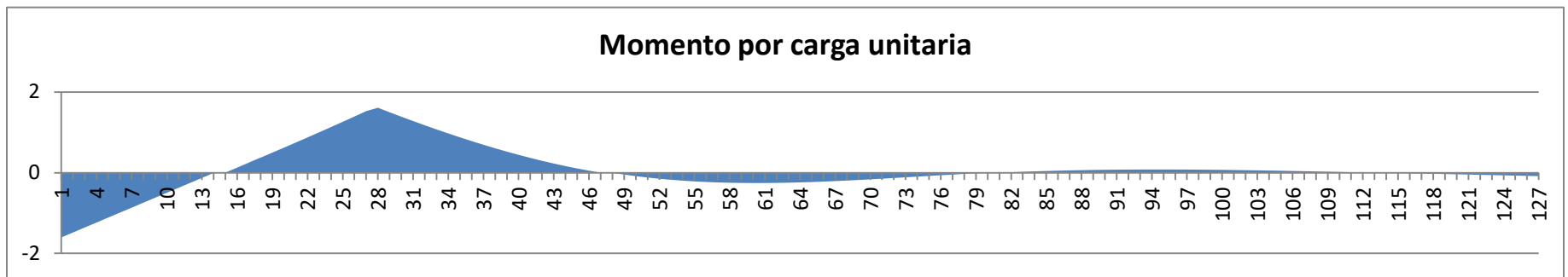


Gráfico 1

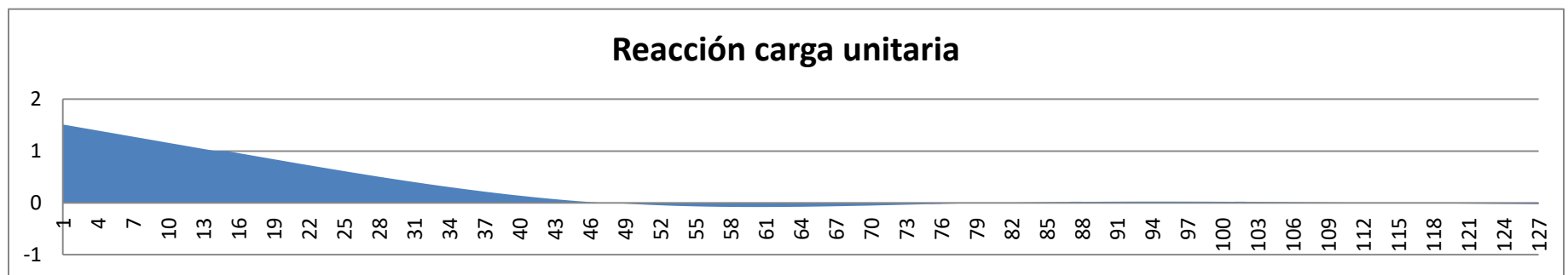


Gráfico 2

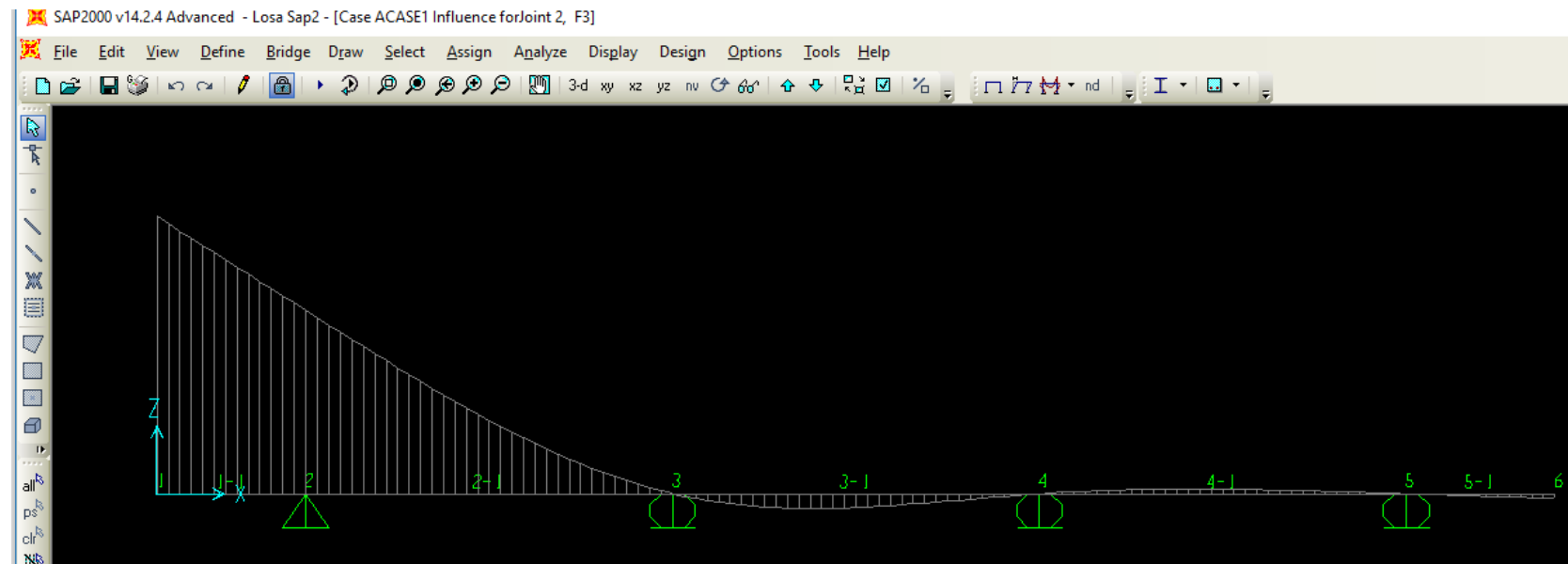
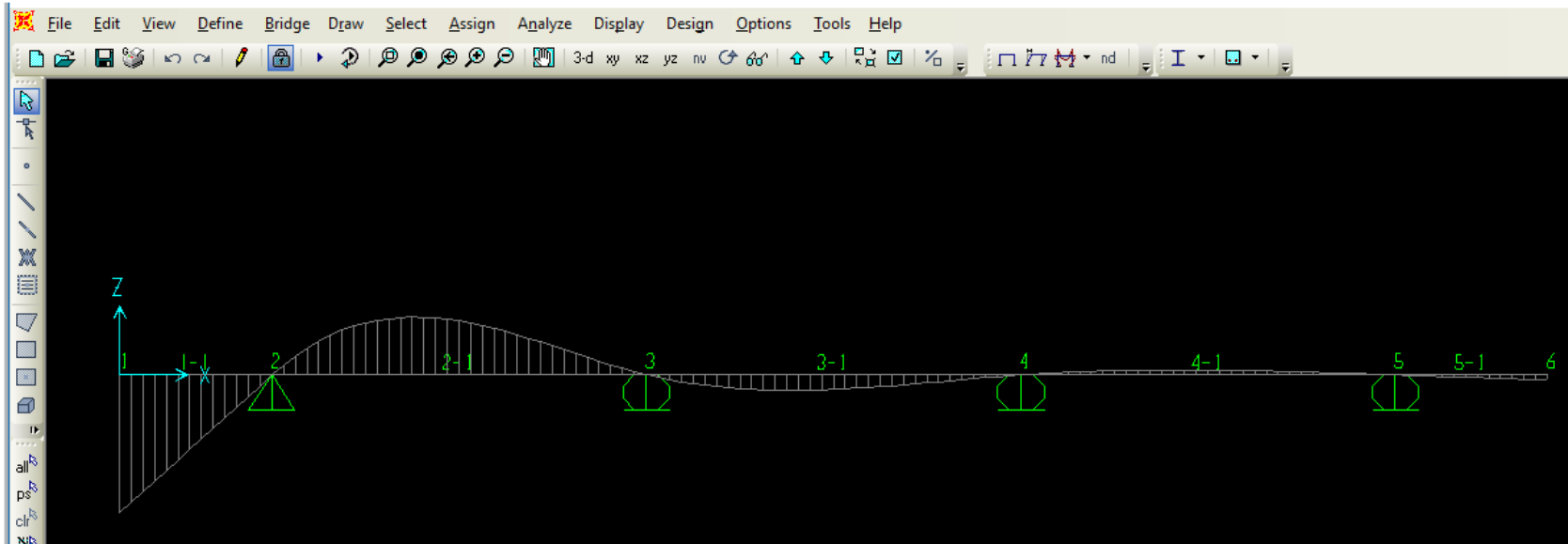


Tabla A1: Líneas de influencias calculadas por medio de SAP2000

A	204	300	R200				
Distancia	Influencia	Influencia	Influencia				
ft	Kip-ft	Kip-ft	Kip				
0	-1.6051	0.8495	1.5114	15.5	-2.30E-01	-0.5759	-0.072
0.25	-1.4819	0.7843	1.4722	15.75	-2.20E-01	-0.5489	-0.0686
0.5	-1.3588	0.7191	1.433	16	-2.07E-01	-0.5182	-0.0648
0.75	-1.2356	0.6539	1.3937	16.25	-1.94E-01	-0.4843	-0.0605
1	-1.1125	0.5888	1.3545	16.5	-0.1791	-0.4476	-0.056
1.25	-0.9893	0.5236	1.3152	16.75	-1.64E-01	-0.4087	-0.0511
1.5	-0.8662	0.4584	1.276	17	-1.47E-01	-0.368	-0.046
1.75	-0.743	0.3932	1.2368	17.25	-1.30E-01	-0.326	-0.0408
2	-0.6199	0.3281	1.1975	17.5	-0.1133	-0.2832	-0.0354
2.25	-0.4967	2.63E-01	1.1583	17.75	-9.60E-02	-0.2401	-0.03
2.5	-0.3736	1.98E-01	1.119	18	-0.0788	-0.1971	-0.0246
2.75	-0.2504	1.33E-01	1.0798	18.25	-6.19E-02	-0.1547	-0.0193
3	-0.1273	6.74E-02	1.0406	18.5	-4.54E-02	-0.1135	-0.0142
3.25	-4.13E-03	2.18E-03	1.0013	18.75	-2.95E-02	-0.0738	-9.22E-03
3.25	4.12E-03	-2.21E-03	0.9987	19	-1.45E-02	-0.0362	-4.52E-03
3.5	0.1274	-6.82E-02	0.9592	19.25	-4.49E-04	-1.12E-03	-1.40E-04
3.75	0.2509	-1.34E-01	0.9199	19.25	4.34E-04	1.09E-03	1.36E-04
4	0.3746	-1.99E-01	0.8806	19.5	1.28E-02	0.032	4.00E-03
4.25	0.4988	-2.62E-01	0.8414	19.75	2.40E-02	0.06	7.50E-03
4.5	0.6237	-3.24E-01	0.8025	20	3.41E-02	0.0851	0.0106
4.75	0.7493	-3.84E-01	0.7638	20.25	4.30E-02	0.1075	0.0134
5	0.8759	-4.42E-01	0.7254	20.5	5.09E-02	0.1272	0.0159
5.25	1.0035	-4.97E-01	0.6873	20.75	5.78E-02	0.1444	0.018
5.5	1.1324	-0.5492	0.6496	21	0.0636	0.1591	0.0199
5.75	1.2627	-0.5977	0.6124	21.25	6.86E-02	0.1714	0.0214
6	1.3945	-0.6423	0.5756	21.5	7.26E-02	0.1814	0.0227
6.25	1.528	-0.6827	0.5394	21.75	0.0757	0.1892	0.0237
6.5	1.6118	-0.7184	0.5037	22	7.80E-02	0.195	0.0244
6.75	1.4998	-0.7491	0.4687	22.25	7.95E-02	0.1987	0.0248
7	1.3898	-0.7745	0.4343	22.5	8.02E-02	0.2006	0.0251
7.25	1.2822	-0.794	0.4007	22.75	8.02E-02	0.2006	0.0251
7.5	1.1771	-0.8073	0.3678	23	7.96E-02	0.1989	0.0249
7.75	1.0746	-0.8141	0.3358	23.25	7.83E-02	0.1956	0.0245
8	0.9748	-0.8139	0.3046	23.5	7.63E-02	0.1908	0.0239
8.25	0.878	-0.8064	0.2744	23.75	7.38E-02	0.1846	0.0231
8.5	0.7843	-0.7911	0.2451	24	7.08E-02	0.177	0.0221
8.75	0.6939	-0.7678	0.2168	24.25	6.73E-02	0.1682	0.021
9	0.6068	-0.736	0.1896	24.5	0.0633	0.1582	0.0198
9.25	0.5233	-0.6952	0.1635	24.75	5.89E-02	0.1472	0.0184
9.5	0.4435	-0.6453	0.1386	25	5.41E-02	0.1353	0.0169
9.75	0.3676	-0.5856	0.1149	25.25	4.90E-02	0.1225	0.0153
10	0.2956	-0.516	0.0924	25.5	4.36E-02	0.1089	0.0136
10.25	0.2279	-0.4359	0.0712	25.75	3.79E-02	0.0947	0.0118
10.5	0.1644	-0.345	0.0514	26	3.20E-02	0.0799	9.98E-03
10.75	0.1055	-0.2429	0.033	26.25	2.58E-02	0.0646	8.07E-03
11	0.0511	-0.1292	0.016	26.5	1.96E-02	0.0489	6.11E-03
11.25	1.57E-03	-3.61E-03	4.91E-04	26.75	0.0132	0.0329	4.12E-03
11.25	-1.55E-03	-3.86E-03	-4.83E-04	27	6.72E-03	0.0168	2.10E-03
11.5	-4.53E-02	-0.1132	-0.0142	27.25	2.17E-04	5.43E-04	6.79E-05
11.75	-8.43E-02	-0.2107	-0.0263	27.25	-2.15E-04	-5.38E-04	-6.73E-05
12	-1.19E-01	-0.2968	-0.0371	27.5	-6.64E-03	-0.0166	-2.08E-03
12.25	-1.49E-01	-0.372	-0.0465	27.75	-1.31E-02	-0.0327	-4.08E-03
12.5	-1.75E-01	-0.4368	-0.0546	28	-1.95E-02	-0.0487	-6.09E-03
12.75	-0.1967	-0.4916	-0.0615	28.25	-2.59E-02	-0.0648	-8.10E-03
13	-2.15E-01	-0.537	-0.0671	28.5	-3.23E-02	-0.0808	-0.0101
13.25	-2.29E-01	-0.5733	-0.0717	28.75	-3.88E-02	-0.0969	-0.0121
13.5	-2.41E-01	-0.6012	-0.0752	29	-4.52E-02	-0.1129	-0.0141
13.75	-2.49E-01	-0.6211	-0.0776	29.25	-0.0516	-0.129	-0.0161
14	-2.53E-01	-0.6334	-0.0792	29.5	-5.80E-02	-0.145	-0.0181
14.25	-0.2555	-0.6387	-0.0798	29.75	-6.44E-02	-0.1611	-0.0201
14.5	-2.55E-01	-0.6374	-0.0797	30	-7.09E-02	-0.1772	-0.0221
14.75	-2.52E-01	-0.6299	-0.0788	30.25	-0.0773	-0.1932	-0.0242
15	-2.47E-01	-0.6169	-0.0771	30.5	-8.37E-02	-0.2093	-0.0262
15.25	-2.40E-01	-0.5987	-0.0749				

Tabla A2: Áreas de líneas de influencias utilizadas para el cálculo de momentos en la losa.

200	202	204	205	206	208	300	302	304	305	R200
0.00000	-4.63375	6.39865	6.40474	5.76052	2.62161	2.41916	2.96030	5.52254	5.84758	7.65514
-	4.47451	-4.01345	-3.70316	-3.39297	-2.83399	-7.75969	-3.19050	-	-3.19046	-
5.25311								3.19049		0.44121
-	-0.15925	2.38520	2.70158	2.36755	-0.21238	-5.34052	-0.23019	2.33205	2.65712	7.21393
5.25311										
Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo	Sin voladizo
0.00000	4.47451	6.39865	6.40474	5.76052	2.57045	1.04233	1.92204	4.48432	-3.18083	3.59288
0.00000	-0.63805	-1.27621	-1.59523	-1.91428	-2.56261	-7.41956	-3.19050	-	4.80239	-
0.00000	3.83645	5.12244	4.80951	3.84624	0.00784	-6.37723	-1.26845	3.19049	1.62156	0.39883
Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo	Área solo voladizo
-	-3.92785	-2.60154	-1.93833	-1.27517	0.05116	1.37684	1.03415	0.69080	0.51911	4.06226
5.25311										

Tabla A3: Notación para el análisis momentos y cortantes.

Notación para los puntos del claro	Notación alternativa para los puntos del claro	Claro	Porcentaje	Explicación	Acción Crítica (Típica)
100	1.00	1	0	Voladizo izquierdo del primer claro.	Cortante
104	1.40	1	40	Cuarenta por ciento de la longitud del primer claro.	Momento positivo
110	1.10	1	100	Lado derecho del voladizo y lado izquierdo inmediato del primer apoyo interior.	Cortante, momento negativo
200	2.00	2	0	Lado izquierdo del segundo claro y derecho inmediato del primer apoyo interior.	Cortante, momento negativo
205	2.50	2	50	Mitad del segundo claro.	Momento positivo

Tabla B.4 para el área de acero de las barras de acero

Table B.4

Cross-sectional area per foot width (in.²/ft) of U.S. bars of the same size

Bar Spacing (in.)	Bar Number								
	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3.0	0.44	0.78	1.23	1.77	2.40	3.14	4.00	5.06	6.25
3.5	0.38	0.67	1.05	1.51	2.06	2.69	3.43	4.34	5.36
4.0	0.33	0.59	0.92	1.32	1.80	2.36	3.00	3.80	4.68
4.5	0.29	0.52	0.82	1.18	1.60	2.09	2.67	3.37	4.17
5.0	0.26	0.47	0.74	1.06	1.44	1.88	2.40	3.04	3.75
5.5	0.24	0.43	0.67	0.96	1.31	1.71	2.18	2.76	3.41
6.0	0.22	0.39	0.61	0.88	1.20	1.57	2.00	2.53	3.12
6.5	0.20	0.36	0.57	0.82	1.11	1.45	1.85	2.34	2.89
7.0	0.19	0.34	0.53	0.76	1.03	1.35	1.71	2.17	2.68
7.5	0.18	0.31	0.49	0.71	0.96	1.26	1.60	2.02	2.50
8.0	0.17	0.29	0.46	0.66	0.90	1.18	1.50	1.89	2.34
9.0	0.15	0.26	0.41	0.59	0.80	1.05	1.33	1.69	2.08
10.0	0.13	0.24	0.37	0.53	0.72	0.94	1.20	1.52	1.87
12.0	0.11	0.20	0.31	0.44	0.60	0.79	1.00	1.27	1.56
15.0	0.09	0.16	0.25	0.35	0.48	0.63	0.80	1.02	1.25
18.0	0.07	0.13	0.21	0.29	0.40	0.53	0.67	0.85	1.04

Tabla A5.12.3-1 Para el recubrimiento del acero de refuerzo

Table 5.12.3-1—Cover for Unprotected Main Reinforcing Steel (in.)

Situation	Cover (in.)
Direct exposure to salt water	4.0
Cast against earth	3.0
Coastal	3.0
Exposure to deicing salts	2.5
Deck surfaces subject to tire stud or chain wear	2.5
Exterior other than above	2.0
Interior other than above	
• Up to No. 11 bar	1.5
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Bottom of cast-in-place slabs	
• Up to No. 11 bar	1.0
• No. 14 and No. 18 bars	2.0
Precast soffit form panels	0.8
Precast reinforced piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	3.0
Precast prestressed piles	2.0
Cast-in-place piles	
• Noncorrosive environments	2.0
• Corrosive environments	
- General	3.0
- Protected	3.0
• Shells	2.0
• Auger-cast, tremie concrete, or slurry construction	3.0

Tabla A6.6.1.2.5-2 Ciclos por paso de Camión

Table 6.6.1.2.5-2—Cycles per Truck Passage, *n*

Longitudinal Members	Span Length	
	>40.0 ft	≤40.0 ft
Simple Span Girders	1.0	2.0
Continuous Girders		
1) near interior support	1.5	2.0
2) elsewhere	1.0	2.0
Cantilever Girders	5.0	
Trusses	1.0	
Transverse Members	Spacing	
	> 20.0 ft	≤20.0 ft
	1.0	2.0

Tabla C3.6.1.4.2-1 Fracción de camiones de tráfico

Table C3.6.1.4.2-1—Fraction of Trucks in Traffic

Class of Highway	Fraction of Trucks in Traffic
Rural Interstate	0.20
Urban Interstate	0.15
Other Rural	0.15
Other Urban	0.10

Figura A3.11.5.4-1 Para el cálculo de empuje pasivo de tierra.

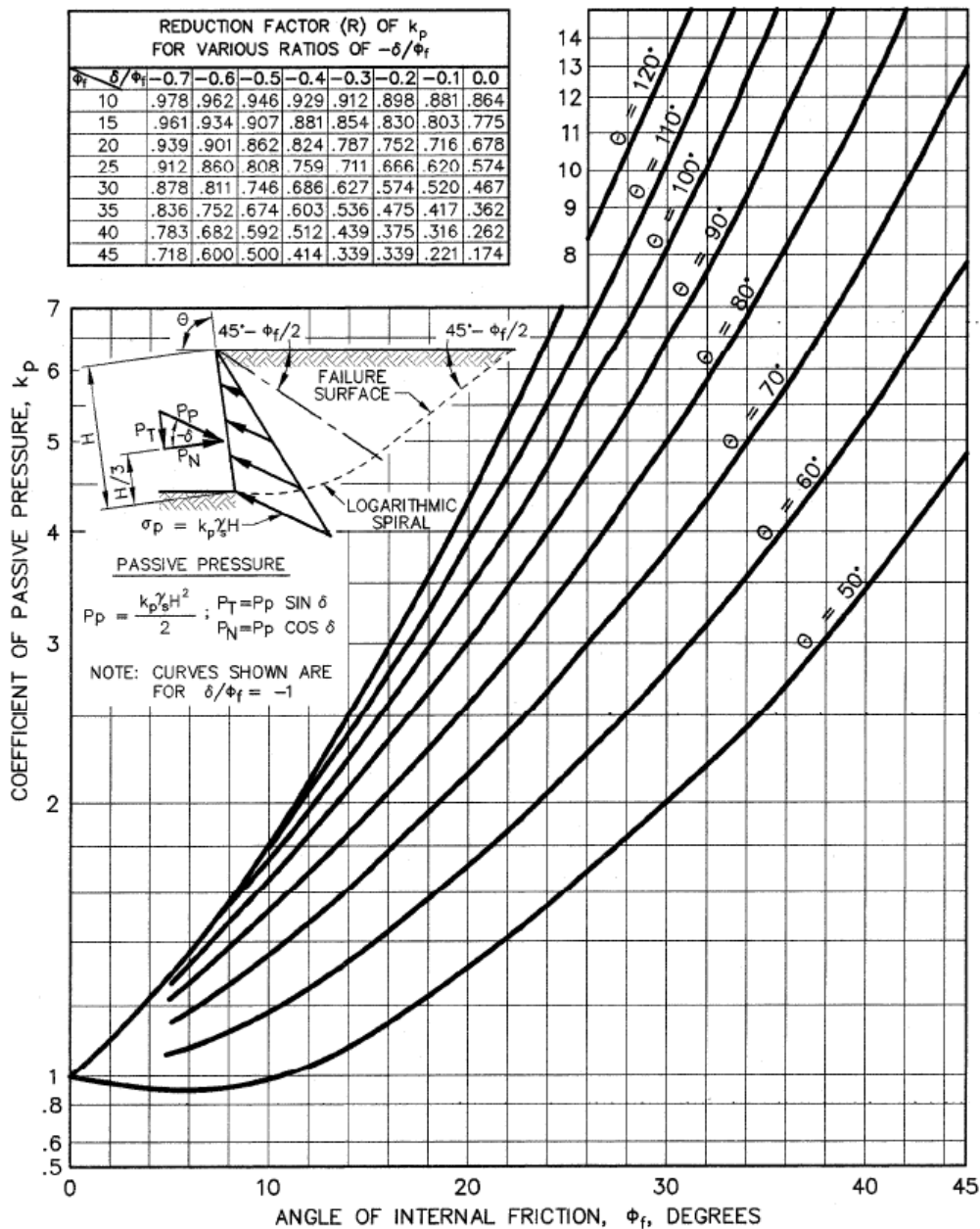


Figure 3.11.5.4-1—Computational Procedures for Passive Earth Pressures for Vertical and Sloping Walls with Horizontal Backfill (U.S. Department of the Navy, 1982a)

Tabla A3.11.6.4-1 Altura equivalente de suelo por carga vehicular

Table 3.11.6.4-1—Equivalent Height of Soil for Vehicular Loading on Abutments Perpendicular to Traffic

Abutment Height (ft)	h_{eq} (ft)
5.0	4.0
10.0	3.0
≥ 20.0	2.0

Tabla A4.6.2.1.3-1 Franja equivalente

Table 4.6.2.1.3-1—Equivalent Strips

Type of Deck	Direction of Primary Strip Relative to Traffic	Width of Primary Strip (in.)
Concrete:		
<ul style="list-style-type: none"> • Cast-in-place 	Overhang	$45.0 + 10.0X$
	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
<ul style="list-style-type: none"> • Cast-in-place with stay-in-place concrete formwork 	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
<ul style="list-style-type: none"> • Precast, post-tensioned 	Either Parallel or Perpendicular	+M: $26.0 + 6.6S$ -M: $48.0 + 3.0S$
Steel:		
<ul style="list-style-type: none"> • Open grid 	Main Bars	$1.25P + 4.0S_b$
<ul style="list-style-type: none"> • Filled or partially filled grid 	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
<ul style="list-style-type: none"> • Unfilled, composite grids 	Main Bars	Article 4.6.2.1.8 applies
Wood:		
<ul style="list-style-type: none"> • Prefabricated glulam <ul style="list-style-type: none"> ○ Noninterconnected 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Interconnected 	Parallel	$90.0 + 0.84L$
	Perpendicular	$4.0h + 30.0$
<ul style="list-style-type: none"> • Stress-laminated 	Parallel	$0.8S + 108.0$
	Perpendicular	$10.0S + 24.0$
<ul style="list-style-type: none"> • Spike-laminated <ul style="list-style-type: none"> ○ Continuous decks or interconnected panels 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$4.0h + 40.0$
<ul style="list-style-type: none"> ○ Noninterconnected panels 	Parallel	$2.0h + 30.0$
	Perpendicular	$2.0h + 40.0$

Tabla A3.5.1-1

Table 3.5.1-1—Unit Weights

Material		Unit Weight (kcf)
Aluminum Alloys		0.175
Bituminous Wearing Surfaces		0.140
Cast Iron		0.450
Cinder Filling		0.060
Compacted Sand, Silt, or Clay		0.120
Concrete	Lightweight	0.110
	Sand-Lightweight	0.120
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$
Loose Sand, Silt, or Gravel		0.100
Soft Clay		0.100
Rolled Gravel, Macadam, or Ballast		0.140
Steel		0.490
Stone Masonry		0.170
Wood	Hard	0.060
	Soft	0.050
Water	Fresh	0.0624
	Salt	0.0640
Item		Weight per Unit Length (klf)
Transit Rails, Ties, and Fastening per Track		0.200

Tabla A10.5.5.2.2-1 Factores de Resistencia para fundaciones según Estado Limite.

Table 10.5.5.2.2-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Shallow Foundations at the Strength Limit State

Method/Soil/Condition		Resistance Factor	
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>CPT</i>	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using <i>SPT</i>	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{ep}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

**Cuadro 1 ELEMENTOS DE DISEÑO GEOMETRICO DE LAS CARRETERAS REGIONALES
(RESUMEN)**

No.	DESCRIPCION	AUTOPISTAS REGIONALES	TRONCALES			COLECTORAS		
			Suburbanas	Rurales	Suburbanas	Rurales		
1	TPDA, vehículos promedio diario	>20,000	20,000-10,000	10,000-3,000	3,000-500	3,000-500		
2	VHD, vehículos por hora	>2,000	2,000-1,000	1,500-450	300-50	450-75		
3	Factor de Hora Pico, FHP	0.92	0.92	0.95-0.91	0.92	0.85		
4	Vehículo de Diseño	WB-20	WB-20	WB-20	WB-15	WB15		
5	Tipo de Terreno	P O M	P O M	P O M	P O M	P O M		
6	Velocidad de Diseño o Directriz, km/hora	110 90 70	90 80 70	80 70 60	70 60 50	70 60 50		
7	Número de Carriles	4 a 8	2 a 4	2 a 4	2	2		
8	Ancho de Carril, metros	3.6	3.6	3.6	3.3-3.6	3.3		
9	Ancho de Hombros/Espaldones, metros	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 1.0 - 1.5 Ext: 1.8 - 2.5	Int: 0.5 - 1.0 Ext: 1.2 - 1.8	Ext: 1.2 - 1.5	Ext: 1.2 - 1.5		
10	Tipo de Superficie de Rodamiento	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.	Pav.-Grava		
11	Dist.de Visibilidad de Parada, metros	110-245	110-170	85-140	65-110	65-110		
12	Dist. de Visib. Adelantamiento, metros	480-670	480-600	410-540	350-480	350-480		
13	Radio Min. de Curva, Peralte 6%, metros	195-560	195-335	135-250	90-195	90-195		
14	Maximo Grado de Curva	5°53' - 2°03'	5°53' - 3°25'	8°29' - 4°35'	12°44' - 5°53'	12°44' - 5°53'		
15	Pendiente Longitudinal Max, porcentaje	6	8	8	10	10		
16	Sobreelevación, porcentaje	10	10	10	10	10		
17	Pendiente Transversal de Calzada, %	1.5 - 3	1.5-3	1.5-3	1.5-3	1.5-3		
18	Pendiente de Hombros, porcentaje	2-5	2-5	2-5	2-5	2-5		
19	Ancho de Puentes entre bordillos, metros	Variable	Variable	Variable	7.8-8.7	7.8-8.1		
20	Carga de Diseño de Puentes (AASHTO)	HS 20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44+25%	HS20-44	HS20-44		
21	Ancho de Derecho de vía, metros	80-90	40-50	40-50	20-30	20-30		
22	Ancho de Mediana, metros	4-12	4-10	2-6	-	-		
23	Nivel de Servicio, según el HCM	B-C	C-D	C-D	C-D	C-D		
24	Tipo de Control de Acceso	Control Total	Control Parcial	Sin Control	Sin Control	Sin Control		
25	CLASIFICACIÓN FUNCIONAL	AR-TS	AR-TS-TR	TR-CR	TS-CS	TR-CR		

