

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Excelencia que trasciende

DEL VALLE
GRUPO EDUCATIVO

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN PUENTE DE TRES
TRAMOS, CON UN SISTEMA DE VIGAS ISOSTÁTICAS
TIPO “I” EN ACERO**

Trabajo de graduación presentado por José Esteban Lazo Morales para optar
el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2015

DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN PUENTE DE TRES
TRAMOS, CON UN SISTEMA DE VIGAS ISOSTÁTICAS
TIPO “I” EN ACERO

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Excelencia que trasciende

DELVALLE
GRUPO EDUCATIVO

**DISEÑO ESTRUCTURAL PARA UN PUENTE DE TRES
TRAMOS, CON UN SISTEMA DE VIGAS ISOSTÁTICAS
TIPO “I” EN ACERO**

Trabajo de graduación presentado por José Esteban Lazo Morales para optar
el grado académico de Licenciado Ingeniería Civil

Guatemala

2015

Vo. Bo.

(f): _____
(Ing. Jorge O. Enriquez)

Tribunal examinador:

(f): _____
(Ing. Roberto Godo Levensen)

(f): _____
(Ing. Jorge O. Enriquez)

(f): _____
(Ing. Erik Flores)

Fecha de Aprobación: Guatemala 8 de diciembre del 2015

PREFACIO

Hoy en día los puentes son estructuras sumamente importantes, ya que el colapso de alguno bajo cualquier circunstancia provocaría un alto total a la comunicación entre dos puntos. Generalmente se utilizan varios tipos de estructuras para sobrepasar algún tipo de obstáculo. Los puentes más utilizados son los de viga simple, los cuales pueden ser isostáticos o hiperestáticos. Para este tipo de estructura suele utilizarse el concreto presforzado o reforzado, dependiendo de la longitud de la viga; pero del mismo modo existen otros materiales que pueden ser capaces de resistir las mismas cargas y tener alguna otra ventaja sobre el concreto, ya sea el caso del acero. Sin embargo, en nuestro entorno no se tiene la costumbre de utilizar el acero estructural como un material para la superestructura de un puente.

Debido a esto es que planteo proporcionar un trabajo de graduación que sirva como una guía para el diseño de los componentes principales de la estructura de un puente, y de esta forma ver cuál es la ventaja que proporciona el utilizar el acero estructural en la superestructura del puente. Para esto se utilizó la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specification, del 2012; junto a la Guía “Steel Bridge Design handbook”, proporcionado por la American Institute Of Steel Construction (AISC).

Por último, debo presentar mi agradecimiento hacia mi asesor el ingeniero Jorge Octavio Enríquez, quien me proporcionó la asistencia durante la ejecución de dicho trabajo. Además, quiero agradecer al ingeniero Roberto Godo quien me proporcionó la bibliografía necesaria para el diseño del puente. Además, al ingeniero Roberto Bocalletti, quien me dio el apoyo económico y la oportunidad de llevar a cabo el curso de diseño de puentes isostáticos. Y también quiero agradecer al ingeniero Hugo Pallais, quien me compartió su experiencia en área de puentes, además de dar valiosos consejos y asistencia externa durante la ejecución de este trabajo.

CONTENIDO

PREFACIO	vi
LISTA DE CUADROS	ix
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE ECUACIONES	xiv
RESUMEN.....	xv
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. JUSTIFICACIÓN.....	3
III. OBJETIVOS.....	4
A. Objetivo general.....	4
B. Objetivos específicos.....	4
IV. MARCO TEÓRICO	5
A. Definición de un puente	5
B. Clasificación de puentes.....	6
C. Componentes estructurales de un puente	12
D. Especificaciones de diseño para puentes.....	17
E. Estudios básicos necesarios para el diseño.....	21
V. MARCO PRÁCTICO.....	22
A. Definición de la geometría del puente.....	22
B. Información estructural del puente.....	25
C. Propiedades de los materiales utilizados	25

D. Pre-dimensionamiento de la viga	29
E. Definición de cargas	33
F. Combinaciones de cargas	47
G. Integración de cargas gravitacionales.....	50
H. Diseño del tablero	53
I. Diseño de la viga	58
J. Diseño del diafragma	70
K. Integración de carga sísmica	74
L. Diseño de la pila aportica	79
M. Diseño del estribo.....	93
VI. CONCLUSIONES	97
VII. RECOMENDACIONES	99
VIII. BIBLIOGRAFÍA	100

LISTA DE CUADROS

Cuadro	Página
Cuadro 1 - Valores recomendados para los factores de redundancia, ductilidad e importancia.	28
Cuadro 2 - Factores Φ de resistencia. Secciones 5.5.4.2 y 5.5.4.2.	29
Cuadro 3 - Clasificación de cargas según la norma AASHTO 2012.....	33
Cuadro 4 - Valores de K_D obtenidos según la sección 4.3.4.1 de la NSE 2.....	46
Cuadro 5 - Definición de las combinaciones de carga según la sección 3.4.1.....	47 y 48

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1- Ejemplos de puentes según el tipo de obstáculo que se desea atravesar.....	5
Figura 2 - Clasificación de puentes según su funcionabilidad.....	6
Figura 3 - Ejemplos de puentes móviles.....	7
Figura 4 - Clasificación de puentes según el material de construcción utilizado.	7
Figura 5 - Ejemplos de puentes con los distintos alineamientos horizontales.	8
Figura 6 - Tipos de estructuras utilizadas en los puentes.	8
Figura 7 - Esquema para un puente de viga simplemente apoyada.	9
Figura 8 - Esquema para un puente de viga continua.	9
Figura 9 - Modelo estático equivalente para los puentes con estructura de tipo arco.....	10
Figura 10 - Tipología de armaduras utilizadas en puentes.	10
Figura 11 - Esquema de la estructura de un puente colgante.....	11
Figura 12 - Esquema para un puente con estructura en doble voladizo.....	11
Figura 13 - Geometría de cables utilizada en los puentes atirantados.	12
Figura 14 - Componentes básicos de un puente, vista en elevación.....	12
Figura 15 - Componentes básicos de un puente, sección A-A'.....	13
Figura 16 - Componentes de la superestructura.	13
Figura 17 - Barrera tipo New Jersey.....	14
Figura 18 - Tipos de pilas en puentes.	15
Figura 19 - Esquema para un estribo de un puente.....	16
Figura 20 - Tipos de cimentación utilizadas en los puentes.	17
Figura 21 - Datos generales del puente (Elevación).....	23
Figura 22 - Datos generales del puente (Sección).	24
Figura 23 - Criterios para diseño.	25
Figura 24 - Propiedades de los materiales.	26

Figura 25 - Diagrama de flujo para el pre dimensionamiento de una viga metálica.	29
Figura 26 - Tabla 2.5.6.3-1. Peralte mínimo utilizado para superestructuras de sección constante.	30
Figura 27 - Predimensionamiento de la viga.	32
Figura 28 - Tabla 3.5.1-1. Peso específico de los materiales.....	34
Figura 29 – Camión de diseño para HL-93 más carga de carril.	35
Figura 30 - Tándem de diseño para HL-93 más carga de carril	35
Figura 31 - Tabla 3.6.2.1-1. Factor IM.....	36
Figura 32 - Tabla 3.7.3.1-1. Coeficiente C_D	37
Figura 33 - Figura 3.7.3.2-1. Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua	38
Figura 34 - Tabla 3.7.3.2-1. Coeficiente de arrastre lateral para pilas.....	38
Figura 35- Tabla 3.8.1.1-1. Valores de V_o y Z_o , para diferentes condiciones de terreno.	39
Figura 36 - Tabla 3.8.1.2.1-1 Presión básica, P_B , correspondiente a V_B de 100 mph.....	40
Figura 37- Efectos de temperatura en la estructura de un puente.	41
Figura 38 - Tabla 3.12.2.1.1-1. Rangos de temperatura.	41
Figura 39 - Gradiente de temperatura en °C basada en la zonificación de Perú.....	41
Figura 40 - Figura 3.12.3-2. Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero. ..	42
Figura 41 - Figura 4-1, NSE 2. Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala.	44
Figura 42 - Tabla 4-2, NSE 2. Coeficiente de sitio F_a	45
Figura 43 - Tabla 4-3, NSE 2. Coeficiente de sitio F_v	45
Figura 44 - Tabla 4-4, NSE 2. Guía para la clasificación de sitio.	46
Figura 45 - Tabla 3.10.6-1. Clasificación de zonas sísmicas por AASHTO 2012.	47
Figura 46 – Tabla 3.4.1-1. Combinaciones de carga y factores de carga.	49
Figura 47 - Tabla 3.4.1-2. Factores para la carga permanente γ_p	50
Figura 48 - Integración de carga permanente.	51
Figura 49 - Integración de carga viva vehicular.	52
Figura 50 - Procedimiento para diseñar el tablero de un puente.....	53
Figura 51 - Diseño de tablero. Hoja 1 de 4.....	54
Figura 52 - Diseño de tablero. Hoja 2 de 4.....	55
Figura 53 - Diseño de tablero. Hoja 3 de 4.....	56

Figura 54 - Diseño de tablero. Hoja 4 de 4.....	57
Figura 55 - Componentes de una viga metálica	58
Figura 56 - Diagrama de flujo para el diseño de un viga metálica, según AASHTO.....	59
Figura 57 - Diseño de la viga metálica. Hoja 1 de 10.....	60
Figura 58 - Diseño de la viga metálica. Hoja 2 de 10.....	61
Figura 59 - Diseño de la viga metálica. Hoja 3 de 10.....	62
Figura 60 - Diseño de la viga metálica. Hoja 4 de 10.....	63
Figura 61 - Diseño de la viga metálica. Hoja 5 de 10.....	64
Figura 62 - Diseño de la viga metálica. Hoja 6 de 10.....	65
Figura 63 - Diseño de la viga metálica. Hoja 7 de 10.....	66
Figura 64 - Diseño de la viga metálica. Hoja 8 de 10.....	67
Figura 65 - Diseño de la viga metálica. Hoja 9 de 10.....	68
Figura 66 - Diseño de la viga metálica. Hoja 10 de 10.....	69
Figura 67 - Tipos de embreizamiento aplicable al diafragma.	70
Figura 68 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 1 de 3.	71
Figura 69 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 2 de 3.	72
Figura 70 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 3 de 3.	73
Figura 71 - Tabla 4.7.4.3.1-1. Requisito mínimo para el análisis de carga sísmica.....	74
Figura 72 - Figura C4.7.3.4.3.2b. Esquema de la carga aplicada a la estructura, para obtener los desplazamientos.	75
Figura 73 – Figura 3.10.4.1-1. Espectro de respuesta según la normativa de AASHTO2012.	76
Figura 74 – Tabla 3.10.7.1-1. Factor de modificación de respuesta (R).....	76
Figura 75 – Figura C4.7.4.4-1. Valor mínimo para la longitud del apoyo.	77
Figura 76 - Definición de carga sísmica. Hoja 1 de 1.	78
Figura 77 - Diagrama de Flujo para el diseño de la pila aportica.	79
Figura 78 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 1 de 4.....	80
Figura 79 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 2 de 4.....	81
Figura 80 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 3 de 4.....	82
Figura 81 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 4 de 4.	83
Figura 82 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 1 de 6.	84

Figura 83 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 2 de 6.	85
Figura 84 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 3 de 6.	86
Figura 85 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 4 de 6.	87
Figura 86 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 5 de 6.	88
Figura 87 - Diseño de la viga cabezal. Hoja 6 de 6.	89
Figura 88 - Diseño de la pila. Hoja 1 de 3.	90
Figura 89 - Diseño de la pila. Hoja 2 de 3.	91
Figura 90 - Diseño de la pila. Hoja 3 de 3.	92
Figura 91 - Diagrama de flujo para el diseño de un estribo.	93
Figura 92 - Diseño del estribo. Hoja 1 de 3.	94
Figura 93 - Diseño del estribo. Hoja 2 de 3.	95
Figura 93 - Diseño del estribo. Hoja 3 de 3.	96

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1- Diseño por factores de carga y resistencia.....	18
Ecuación 2 – Ecuación 1.3.2.1-1 AASHTO 2012. Diseño para la metodología LRFD.	26
Ecuación 3 - Ecuación 1.3.2.1-2 AASHTO 2012. Cálculo del factor n_i	27
Ecuación 4 - Ecuación 1.3.2.1-3 AASHTO 2012. Cálculo del factor n_i	27
Ecuación 5 - Ecuación 6.10.2.1.1-1 Proporción en el alma de la viga	30
Ecuación 6 – Ecuación 6.10.2.2-1. Relación entre el espesor del patín y su ancho.....	30
Ecuación 7 - Ecuación 6.10.2.2-2. Relación entre el ancho del patín y el peralte.	31
Ecuación 8 - Ecuación 6.10.2.2-3. Relación entre el espesor del patín y el espesor del alma.	31
Ecuación 9 - Ecuación C6.10.3.4-1. Relación entre el patín en compresión y la longitud de la viga.....	31
Ecuación 10 - Ecuación 6.10.2.2-4. Relación entre el patín a compresión y el de tensión.....	31
Ecuación 11 - Ecuación 3.7.3.1-1. Presión longitudinal.....	37
Ecuación 12 - Ecuación 3.7.3.2-1.Presión lateral.....	38
Ecuación 13 - Ecuación 3.8.1.1-1. Cálculo de la velocidad del viento para diseño.	39
Ecuación 14 - Ecuación 3.8.1.2-1. Cálculo de la presión de viento.	40
Ecuación 15 - Ecuación 4-1 y 4-2 NSE 2. Ajuste por clase de sitio.....	44
Ecuación 16 - Ecuación 4-4 y 4-5 NSE 2. Espectro calibrado a nivel de diseño requerido.	45
Ecuación 17 - Ecuación C4.7.4.3.2b-1, C4.7.4.3.2b-2 y C4.7.4.3.2b-3.	75
Ecuación 18 - Ecuación C4.7.4.3.2b-4. Cálculo del periodo fundamental de la estructura.....	75
Ecuación 19 - Ecuación C4.7.3.4.2b-5. Cálculo de carga estática equivalente.	76
Ecuación 20 - Ecuación 4.7.4.4-1. Cálculo de la longitud mínima del apoyo para la superestructura de un puente.....	77

RESUMEN

El presente trabajo de graduación tiene como objetivo presentar la memoria de cálculo correspondiente al diseño de un puente de tres tramos, utilizado un sistema estructural de vigas isostáticas en acero estructural para la superestructura del puente, y un sistema de pilas aporticas para la subestructura. Para lograr el diseño de los elementos se utilizó la norma elaborada por la *American Association of State Highway Transportation and Officials*, AASHTO LRFD *Bridge Design Specification*, del 2012, junto la normativa de la *American Institution of Steel Construction*, AISC 360-10 y la norma de la American Concrete Institute, ACI 318-14.

Para lograr el objetivo se dividió el trabajo en dos partes. En primer lugar, se encuentra la sección teórica en donde se explica la importancia de los puentes, su clasificación misma en función a su material de construcción, alineamiento horizontal, funcionalidad y tipo de estructura. Luego se presenta los componentes básicos que conforman la estructura de un puente. Finalizando la sección teórica con la metodología de diseño implementada por la especificación AASHTO LRFD 2012.

Luego se describe la sección práctica, en donde se presenta la memoria de cálculo de cada uno de los elementos principales de la estructura de un puente, entiéndase el tablero, viga longitudinal, diafragma, viga cabezal, pila y estribo. Para cada uno de los elementos se presenta un diagrama de flujo en donde se puede observar cual es el procedimiento requerido para el diseño estructural, citando cada artículo de la AASHTO que debe revisarse según el elemento que se está diseñando. Además, dentro de esta sección se describen las cargas que se aplican en este tipo de estructuras, y la integración de la carga sísmica utilizando la norma de seguridad estructural dos elaborada por la Asociación guatemalteca de ingenieros estructurales (AGIES).

I. INTRODUCCIÓN

En toda infraestructura vial se presentan ciertos tipos de obstáculos, los cuales pueden ser artificiales o naturales; estos obstáculos deben ser sobrepasados por una estructura segura y económicamente viable. A este tipo de estructura se le conoce como un puente. Un puente debe soportar la carga vehicular, permitiendo así a los usuarios atravesar los obstáculos.

Los puentes son estructuras complicadas, su ubicación no es necesariamente la que el diseñador crea más conveniente, sino que las mismas condiciones geográficas y geológicas del área generan variables adicionales que dificultan su diseño y construcción. Además de esas condiciones se tiene que tomar en cuenta las limitaciones de presupuesto y maquinaria para la construcción, junto a la exposición a eventos naturales como terremotos y huracanes. Por eso los puentes se encuentran entre las obras de ingeniería más importantes, ya que este tipo de estructuras permite mantener la comunicación y el desarrollo económico de las zonas cercanas. Por lo que es de suma importancia que los puentes no colapsen bajo efectos de algún evento extremo.

Siempre ha existido una discusión acerca de qué tipo de estructura suele ser la más económica. Este tipo de decisiones suele tomarse en base a la experiencia del diseñador. Actualmente en Guatemala se utiliza el concreto pre esforzado para el diseño de estas estructuras, debido a la disponibilidad en el mercado. Este material se utiliza en estructuras de vigas continuas o isostáticas. Hoy en día existen pocas empresas que permiten desarrollar vigas de gran magnitud para cubrir luces grandes; y debido a la carencia de maquinaria moderna y de tecnología, no es posible diseñar otro tipo de estructuras más eficientes.

El propósito de este trabajo es presentar una solución alterna para el diseñador de puentes, manteniendo el mismo sistema estructural, de viga continua o isostática. Se puede diseñar las vigas utilizando el acero estructural. La introducción del acero es reciente en nuestro país. No se cuenta con una amplia gama de información, por lo contrario, al concreto. El acero tiene una ventaja importante con relación al concreto, la geometría de los elementos permite diseñar elementos más livianos con relación a los de concreto.

Por lo que las vigas de acero estructural pueden cubrir luces mucho más grandes que las de concreto reforzado.

Debido a esto la finalidad de este trabajo es proveer una guía ejemplificada del diseño de un puente de tres tramos con un sistema de vigas tipo “I” isostáticas. Para lograr este objetivo se presenta la metodología usada para el diseño, mostrando así las principales etapas del diseño de cada uno de los elementos. Este trabajo solo presenta el diseño de los elementos principales de la estructura del puente, tablero, vigas, diafragma, viga cabezal, pila y el estribo.

Las autoridades guatemaltecas permiten el uso de la normativa de la American Association Of State Highway And Transportation Officials (AASHTO) como código de diseño específico para la estructura de un puente. Sin embargo, muchas de estas estructuras se han diseñado utilizando versiones anteriores de la AASHTO. Debido a esto para la elaboración del diseño de cada uno de los elementos se utilizó la norma AASHTO LRFD (Load and resistance factor design) 2012, con el fin de implementar una normativa vigente y actualizada. Para el diseño de los elementos de acero estructural se utilizó la Guía “Steel Bridge Design handbook”, proporcionado por la American Institute Of Steel Construction (AISC), la cual esta validada por la AASHTO e implementa el diseño LRFD en base al código AISC 360-10. Mientras que para los elementos diseñados en concreto reforzado se utilizó el Código ACI 318-14, el cual se encuentra validado por la norma AASHTO LRFD 2012. Por último, para la definición de la carga sísmica se utilizó las normas de seguridad estructural (NSE) proporcionada por la Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES).

En la sección del marco práctico se encuentra la memoria de cálculo elaborada para el diseño de un puente de tres tramos, utilizando un sistema estructural de vigas isostáticas para la superestructura y un sistema de pila aportica para la subestructura. Dentro de la memoria de cálculo se encuentra el procedimiento que debe respetarse para el diseño de cada elemento, citando las secciones de la norma AASHTO LRFD 2012, AISC 360-10, ACI 318-14 y NSE, que deben ser revisadas dentro del proceso de diseño idóneo.

II. JUSTIFICACIÓN

Para entender la importancia de este trabajo, primero hay que definir lo que significa un puente. La (RAE, 2015) define un puente como:

«Construcción de piedra, ladrillo, madera, hierro, hormigón, etc., que se construye y forma sobre los ríos, fosos y otros sitios, para poder pasarlos.»

Mientras que la normativa (AASHTO, 2012) lo define como:

«Cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forma parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.»

Con base en estas definiciones se puede decir que un puente es una estructura de importancia vital que permite la comunicación de dos puntos, dando paso al desarrollo sostenible de una sociedad.

Guatemala es un país con una gran cantidad de accidentes geográficos, cuenta con una gran cantidad de ríos a lo largo de todo su territorio. Por lo tanto, para tener una buena infraestructura vial, se debe atravesar los ríos en el punto adecuado. Entonces aquí es donde entran los puentes. Los puentes permiten cruzar estos obstáculos haciendo que la carretera tenga la menor trayectoria posible.

En Guatemala se están implementando mucho los puentes en concreto. El diseño de un puente se basa en su peso. Un puente debe ser una estructura liviana con la cual se pueda cubrir la mayor luz posible. El problema no es que los puentes estén diseñados en concreto, sino que no se utilizan materiales más livianos como el acero. A pesar de que se utilizan las vigas tipo AASHTO para los puentes de concreto, debido a su reducción en el peso y aumentando su resistencia por el postensado. El acero sigue siendo un material mucho más resistente y a la vez más liviano; además su facilidad para el proceso de montaje.

Debido a esto el propósito de este trabajo de graduación es fue presentar un diseño para un tipo de puente, que implementa el acero como material estructural. Siendo este el material base de los elementos que conforman la súperestructura del puente.

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Proveer el diseño para un puente de tres tramos, con un sistema de vigas tipo I en acero, implementando la normativa de la American Association of State Highway and Transportation Officials. (AASHTO, 2012)

B. Objetivos específicos

- Describir la tipología de puentes y generar una clasificación según su tipo de estructura, función y/o material de construcción.
- Describir los componentes básicos que conforman la estructura de un puente.
- Indicar los estudios básicos de ingeniería que deben realizarse para este tipo de estructura.
- Indicar los códigos de diseños que se utilizan hoy en día, para el diseño estructural de los puentes.
- Realizar la integración de cargas para el diseño de la estructura.
- Presentar el diseño de todos los elementos que conforman la súper estructura del puente, según las especificaciones dadas por el código AASHTO LRFD, 2012.
- Presentar el diseño de todos los elementos que conforman la subestructura del puente, según el código AASHTO LRFD, 2012.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Definición de un puente

El término puente se define como una estructura que permite conectar dos puntos, que se encuentran separados por un obstáculo natural o artificial. Definiendo los obstáculos naturales como ríos, valles, lagos y mares. Mientras que los obstáculos artificiales se componen de líneas férreas, pasos peatonales y carreteras. (Barahona Rivadeneira, 2009).

Figura 1- Ejemplos de puentes según el tipo de obstáculo que se desea atravesar.



a)

b)

a) Se presenta un puente que se utilizó para sobrepasar un obstáculo artificial, siendo un río para este caso. b) Se presenta un puente que sobrepasa una carretera, siendo esta un obstáculo artificial.

Los puentes tienen un papel importante en la infraestructura vial, ya que estos al ser puntos de unión permiten la circulación del tráfico alrededor del país. Además de ser sumamente importantes para el desarrollo de una sociedad. Debido a esto las normativas de diseño estructural los clasifican como obras esenciales. La Asociación Guatemalteca de Ingenieros Estructurales (AGIES) establece en la norma estructural uno (2010:12), que las obras esenciales:

«Son las que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento.»

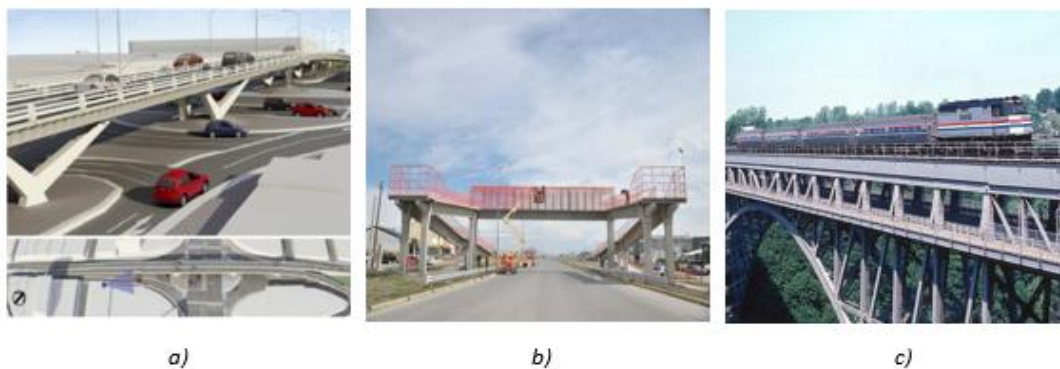
Si estas estructuras llegasen a colapsar durante un desastre, se perdería la comunicación, pérdidas económicas debido a no haber circulación vial. Además de que los cuerpos de socorro no podrían ayudar a los damnificados.

B. Clasificación de puentes

Actualmente existen alrededor del mundo una enorme cantidad de puentes de distintos tipos. Cada uno con características únicas, que por lo general suele encontrarse en su arquitectura. Para diseñar este tipo de estructuras, los ingenieros estructurales se ven en la necesidad de clasificar todos los puentes entre varios sub grupos; con el fin de hacer mucho más eficiente su diseño. Los puentes pueden ser clasificados según su función, el tipo de puente que desea construirse, su geometría o alineamiento horizontal, el material de diseño y el tipo de estructura que se utilizara. (Martines Jaézn, 2009)

1. **Clasificación de puentes según su función.** Los puentes pueden ser clasificados según la función que van a desempeñar. Los puentes se clasifican entre si van a ser peatonales, vehiculares o de línea férrea. También puede ocurrir alguna combinación de los mencionados anteriormente. Por lo general se tienen puentes para vehículos, que al mismo tiempo cuenta a un área para peatones. (Martines Jaézn, 2009)

Figura 2 - Clasificación de puentes según su funcionabilidad.



La figura "a" es un puente utilizado para tránsito vehicular, mientras que la figura "b" es un puente peatonal (Pasarela) y la figura "c" es un puente utilizado para línea férrea.

Además, se pueden clasificar los puentes según el tipo que se planea diseñar; estos pueden ser puentes móviles o puentes fijos. Los puentes móviles son utilizados generalmente en una línea fluvial; estos puentes tienen como objetivo conectar ambos puntos, pero que esto no afecte la línea de navegación de los barcos. Los puentes móviles pueden ser elevadizos o giratorios. Los puentes giratorios son aquellos que están soportados en una pila y giran en torno a ella de forma horizontal, permitiendo así la trayectoria de los barcos. Mientras que los puentes elevadizos la estructura del puente se eleva verticalmente. (Martines Jaézn, 2009)

Figura 3 - Ejemplos de puentes móviles.



a)



b)

La figura "a" es un puente giratorio que se encuentra en las esclusas de Miraflores en Panamá, mientras que la figura "b" es el Tower Bridge en Londres, el cual es un puente elevadizo.

2. Clasificación de puentes según el material de construcción. Los puentes pueden diseñarse utilizando cualquiera de los siguientes materiales: Acero estructural, concreto reforzado, concreto pre esforzado o madera. Cada uno de estos materiales es utilizado según el lugar donde se va a realizar el proyecto y del volumen de material que se maneje en ese entorno. De estos materiales los más utilizados son el acero y el concreto pre esforzado, ya que estos tienen la característica de reducir su peso propio, debido a sus propiedades de diseño. (Martines Jaénz, 2009)

Figura 4 - Clasificación de puentes según el material de construcción u



a)



b)

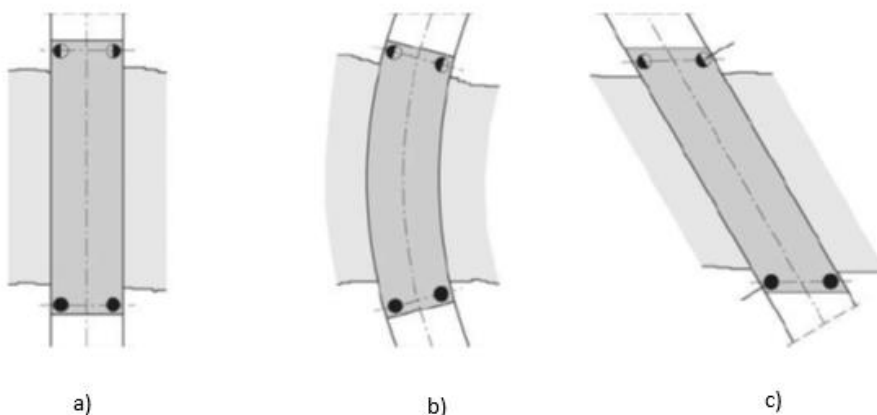


c)

La figura "a" es un puente construido en concreto, mientras que la figura "b" es una estructura de un puente construida con acero estructural y la figura "c" es un puente con una estructura de madera.

3. Clasificación de puentes según su alineamiento horizontal. Los puentes también pueden clasificarse en base a su alineamiento horizontal; esto se da, ya que la topografía de los terrenos no se encuentra obstaculados naturales con una trayectoria recta. Los puentes rectos son aquellos en los que su trayectoria vista en planta es recta. Luego se encuentran los puentes curvos, que tiene una trayectoria, vista en planta, de forma curva. Por último, los puentes esviados son aquellos que, vista en planta, el ángulo que se forma entre la trayectoria del puente y la del obstáculo no es de noventa grados. (Lebet & Hirt, 2013.)

Figura 5 - Ejemplos de puentes con los distintos alineamientos horizontales.

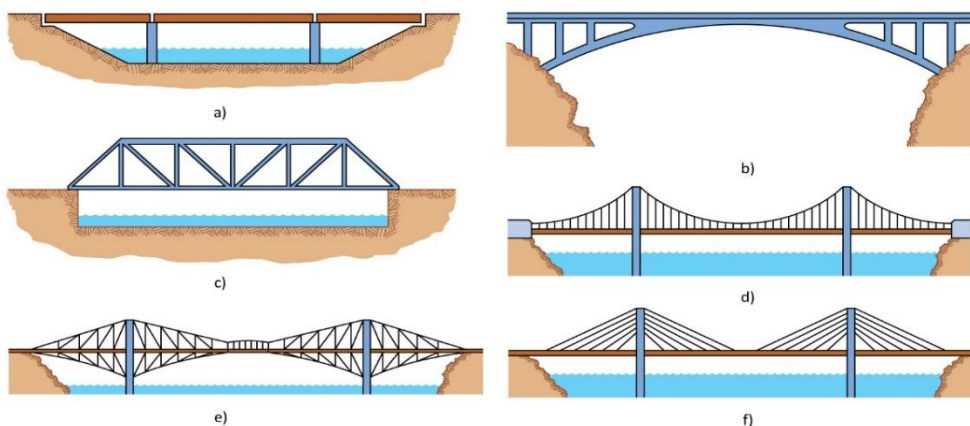


En la Figura 5 presenta la clasificación de puentes según su alineamiento horizontal.
a) Puente recto. b) Puente curvo. c) Puente esviado.

4. Clasificación de puentes según el tipo de estructura. Actualmente existen una variedad de sistemas estructurales para puentes. Cada uno de estos sistemas es implementando, dependiendo de las necesidades del proyecto. Todos los sistemas son aplicables, la única diferencia es que dependiendo del lugar algunos sistemas son más viables que los demás; tanto desde un punto de vista económico y constructivo.

Los puentes se clasifican dependiendo del tipo de estructura que se va a utilizar; esta puede ser de viga simplemente apoyada, viga continua, armadura, arco, suspendido, estructura en doble voladizo y atirantado. (Chen & Duan, Bridge Engineering Handbook Superstructure Design, 2014)

Figura 6 - Tipos de estructuras utilizadas en los puentes.



En la Figura 6 se presentan los sistemas estructurales más utilizados para el diseño estructural de un puente. a) Puente de viga simple, b) Puente en arco, c) Puente de armadura, d) Puente colgante, e) Puente en doble voladizo, f) Puente atirantado.

a. **Puentes con estructura de tipo viga simple y continua.** Los puentes con estructura de viga simple son los puentes más comunes en nuestro entorno; este sistema está conformado por vigas isostáticas, es decir vigas que tienen en un extremo un apoyo restringido mientras que en el otro tienen un apoyo móvil. Los puentes de viga simple pueden ser de uno o más tramos, siempre y cuando cada grupo de vigas sea independiente del tramo siguiente. (Manrique, 2004)

Figura 7 - Esquema para un puente de viga simplemente apoyada.



a) Se presenta un esquema básico para un puente con un sistema estructural de vigas simplemente apoyadas (isostáticas), sin ningún apoyo intermediario; este es básicamente el sistema estructural más simple. b) Se observa el modelo estático equivalente para analizar este tipo de sistema.

Los puentes con una estructura de viga continua son utilizados con gran frecuencia. Suelen utilizarse para cubrir tramos largos, en donde es necesario colocar apoyos intermediarios; este sistema está conformado por vigas hiperestáticas, es decir con un apoyo fijo en un extremo y móvil en el otro. Los puentes con vigas continuas tienen mejor desempeño que los de viga simple; ya que al ser una viga continua el puente trabaja como una estructura única, es mucho más resistente al momento de haber fuerzas laterales. (Manrique, 2004)

Figura 8 - Esquema para un puente de viga continúa.

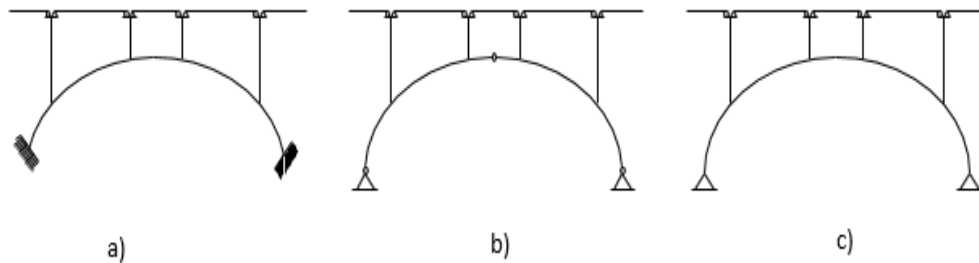


a) Se presenta un esquema básico para un puente con un sistema estructural de vigas continuas (hiperestáticas), con dos apoyos intermediarios. b) Se observa el modelo estático equivalente para analizar este tipo de sistema.

b. **Puentes con estructura de tipo arco.** La estructura tipo arco suele utilizarse cuando se desea cubrir tramos bastante largos y no se puede colocar apoyos intermediarios, debido a su geometría, permite transformar los momentos flexionantes en carga axial (compresión). Para este sistema debe tomarse en cuenta que mientras la estructura tiende a ser isostática, es mucho más fácil de analizar, pero sus dimensiones

resultan mayores. Existen tres modelos estáticos equivalentes para analizar este tipo de estructura; está el arco Empotrado (a), arco biarticulado (b) y arco tri articulado (c). (Manrique, 2004)

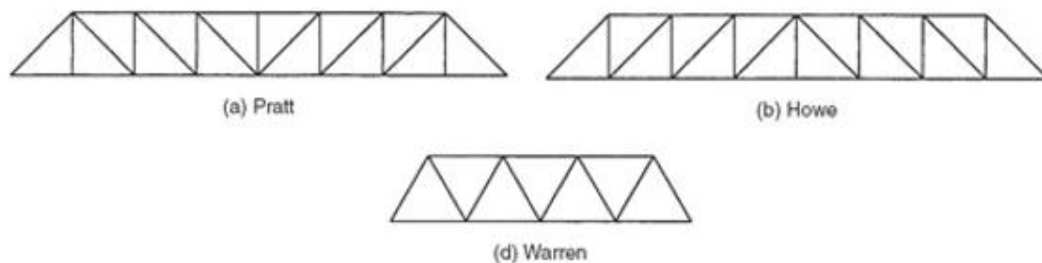
Figura 9 - Modelo estático equivalente para los puentes con estructura de tipo arco.



En la Figura 9 se presentan los modelos estáticos equivalentes para analizar un arco estructural. a) Arco empotrado. b) Arco tri articulado. c) Arco biarticulado.

c. **Puente de armadura.** Este tipo de estructura se encuentra compuesta por dos armaduras planas que se encuentran en paralelo. La armadura es un conjunto de elementos lineales unidos por juntas o nudos; son capaces de transmitir fuerzas axiales y momento, dependiendo del tipo de unión que se esté utilizando. Los tipos de armaduras más utilizados son la Howe, Warren y la Pratt. (Manrique, 2004)

Figura 10 - Tipología de armaduras utilizadas en puentes.



En la Figura 10 presenta los tipos de armadura más utilizados en estructuras de puentes.
a) Tipo Pratt. b) Tipo Howe. c) Tipo Warren.

d. **Puente colgante.** El puente colgante cuenta con una estructura capaz de cubrir una luz de gran longitud. La estructura está compuesta por una serie de cables con geometría parabólica, capaces de transmitir los esfuerzos flexionantes hacia las torres y a los anclajes. Los cables sostienen al tablero por medio de tirantes, llamados péndolas. Esta estructura se comporta como un arco invertido, haciendo que los cables trabajen básicamente en tensión. (Manrique, 2004)

Figura 11 - Esquema de la estructura de un puente colgante.



En la Figura 11 se presentan el esquema general de puente colgante. Donde se puede la geometría de los cables y los elementos que la configuran.

e. **Puente con estructura de doble voladizo.** Los puentes con estructura de doble voladizo son utilizados para cubrir luces grandes, el sistema estructural se basa en que las vigas se proyectan desde las pilas en forma de voladizo y generando una articulación en donde estas vigas se lleguen a juntar constituyendo un sistema isostático, este tipo de vigas se les conoce como Gerber. (Moreira Aburto, 2003)

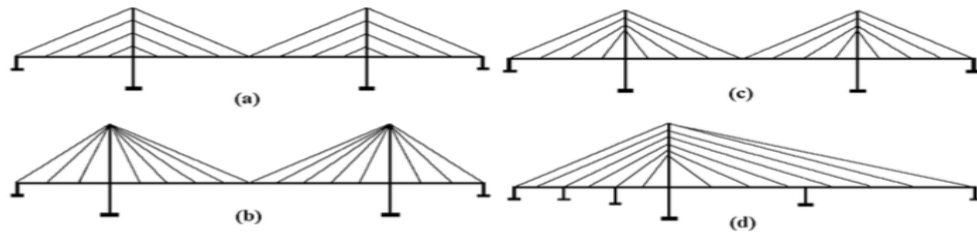
Figura 12 - Esquema para un puente con estructura en doble voladizo.



a) Se presenta un esquema básico para un puente con un sistema estructural de vigas tipo Gerber (doble voladizo), con dos apoyos intermedios. b) Se observa el modelo estático equivalente para analizar este tipo de sistema.

f. **Puente atirantado.** Los puentes atirantados pueden cubrir luces de gran longitud, aunque no llegan a cubrir las mismas longitudes que los puentes colgantes. El sistema estructural es compuesto por un tablero que se encuentra soportado por un arreglo de cables, que trabajan a tensión y estos transmiten las cargas hacia las pilas. El arreglo de cables, al igual que su posición en el puente, son factores más importantes para la transferencia de carga hacia las pilas. Los arreglos pueden ser de forma tipo arpa, abanico, semi arpa y asimétrico; estos arreglos se pueden colocar en los bordes o en el centro de la estructura, lo cual genera una variación en el tipo de pila que se desea utilizar. (Carrion Viramontes, Hernandez Jimenez, & Teran Gutierrez, 2005)

Figura 13 - Geometría de cables utilizada en los puentes atirantados.

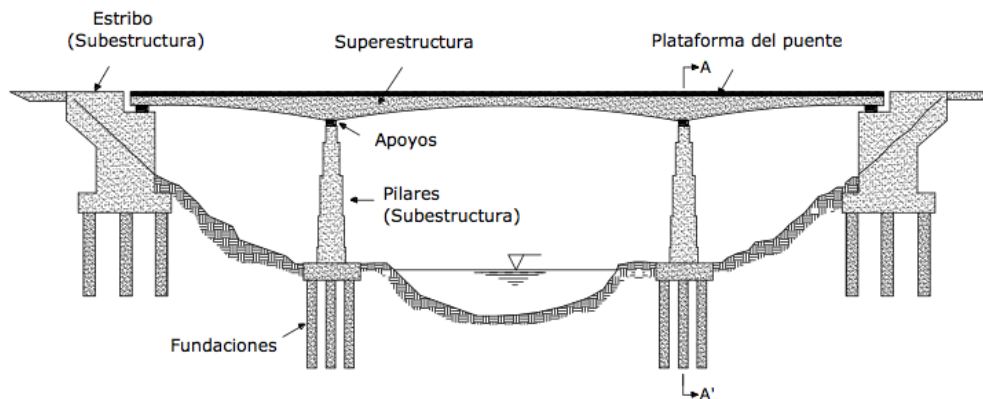


En la Figura 13 se presentan los arreglos geométricos de los cables para un puente atirantado. a) Arpa. b) Abanico. c) Semi arpa. d) Asimétrico.

C. Componentes estructurales de un puente

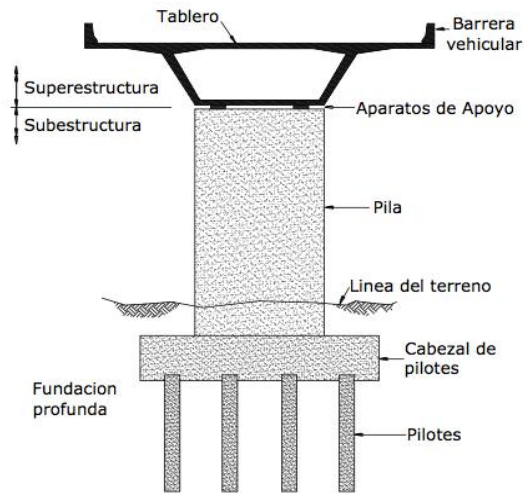
Los componentes que conforman un puente se clasifican en dos categorías, la superestructura y la subestructura del puente.

Figura 14 - Componentes básicos de un puente, vista en elevación.



En la Figura 14 se presenta una elevación de puente de viga continua, en donde se puede observar los componentes básicos de la estructura, y además que elementos componen la superestructura y la subestructura.

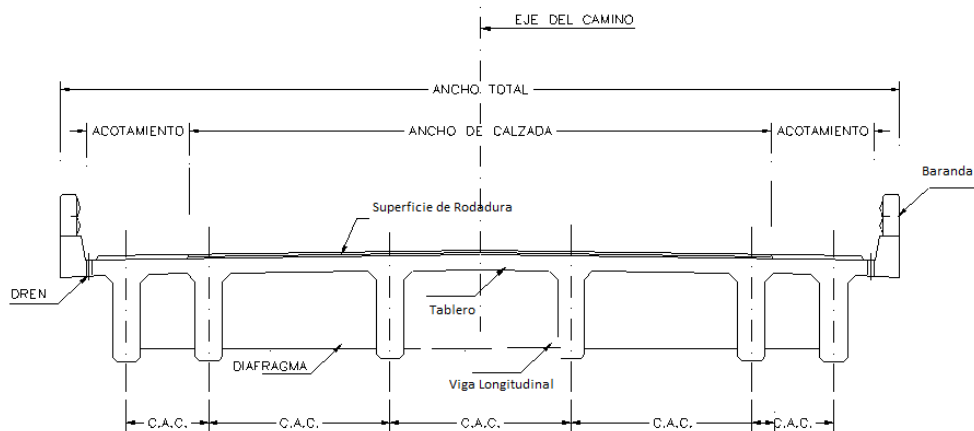
Figura 15 - Componentes básicos de un puente, sección A-A'



En la Figura 15 se presenta la sección A-A' que se encuentra en la Figura 14. La sección representa la ubicación de los componentes básicos de la estructura, y además en donde se encuentra la superestructura y la subestructura.

1. **La súperestructura del puente.** La súperestructura del puente se define como el conjunto de elementos que se encuentran por encima de los soportes. La súperestructura está conformada por la superficie de rodadura, barandales, tablero, vigas longitudinales y diafragmas.

Figura 16 - Componentes de la superestructura.

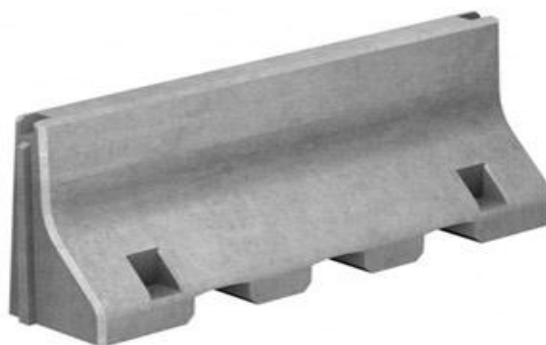


En la sección transversal un puente se pueden apreciar las distintas partes que conforman la súper estructura como: las vigas longitudinales, diafragmas, tablero, superficie de rodadura y las barreras.

a. **Superficie de rodadura.** La superficie de rodadura es la capa que absorbe el desgaste producido por el paso del tránsito, además protege al tablero, generalmente se utiliza un espesor mínimo de asfalto equivalente a 2 pulgadas. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

b. **Barreras.** Los barandales son estructuras ubicadas en los bordes más externos del tablero del puente, su función principal es proteger a los vehículos de colisionar y salirse del puente. Los códigos recomiendan utilizar las barreras tipo New Jersey, debido a su geometría y propiedades físicas, aunque también se puede diseñar una barrera según sea la necesidad. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Figura 17 - Barrera tipo New Jersey.



En la Figura 17 se observa la barrera tipo New Jersey, esta es la barrera más utilizada en los puentes, debido a sus propiedades físicas.

c. **Tablero.** El tablero está compuesto de una losa de concreto u otro material; es la parte de la súperestructura del puente que recibe las cargas de tráfico y las transporta hacia las vigas longitudinales. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

d. **Vigas longitudinales.** Las vigas longitudinales son los elementos que se encargan de soportar el tablero del puente, además transfieren las cargas del tablero a la subestructura. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

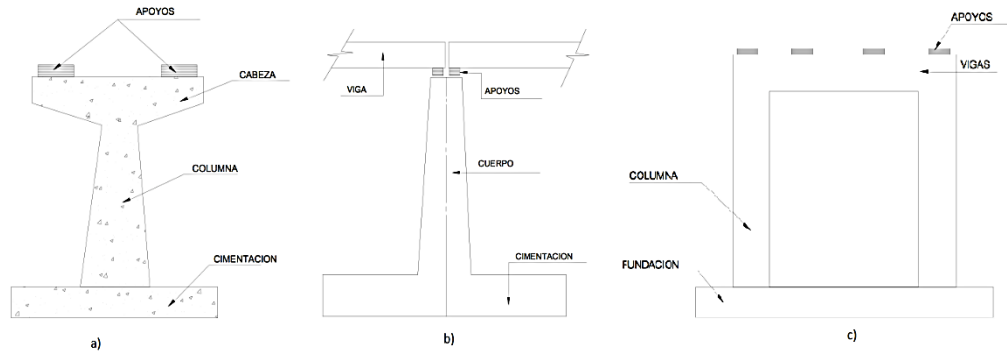
e. **Diafragmas.** Los diafragmas son elementos transversales que unen lateralmente a las vigas longitudinales entre sí, con el objetivo de rigidizar la súper estructura del puente, de tal manera de que esta trabaje como una sola estructura. Además, debido a que las vigas longitudinales cuentan con problemas de esbeltez, además los diafragmas ayudan a evitar el pandeo lateral torsional en las vigas longitudinales. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

2. **La subestructura del puente.** La subestructura del puente se define como el conjunto de elementos que se encuentran por debajo de los soportes. La subestructura está conformada por los estribos, las pilas, la cimentación y obras de protección a la estructura.

a. **Las pilas.** Las pilas son los elementos que conducen las cargas de la súper estructura hacia la cimentación del puente. Este elemento está diseñado no solo para resistir las cargas que demandan la súper estructura del puente, sino que también las presiones hidráulicas, cargas de viento, impacto y fuerzas sísmicas.

Las pilas pueden ser de secciona variable con constante; además su sección transversal puede ser en forma de muro o de columna. (Aquino Vasquez & Hernandez Aldana, 2004)

Figura 18 - Tipos de pilas en puentes.



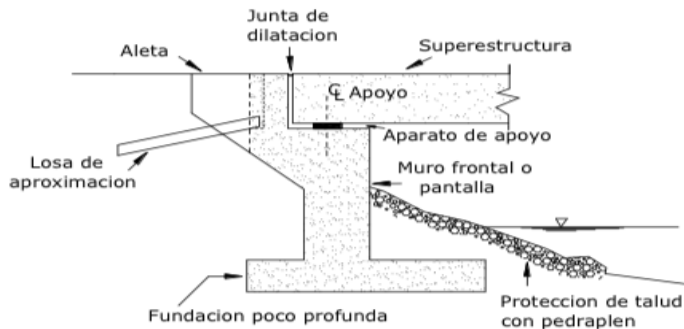
En la Figura 18 se observa los tipos de pilas utilizadas en los puentes. a) Pila tipo martillo. b) Pila tipo muro. c) Pila tipo Marco.

Las pilas con forma de muro suelen abarcar el ancho total de las vigas longitudinales; este tipo de pila trabaja como un muro de corte, por lo cual es necesario que tenga una dimensión mucho mayor que la otra, relación largo y espesor. Suelen utilizarse cuando el obstáculo es río, debido a que cuentan con espesores altos, los cuales sirven para cortar la corriente del río y resistir algún tipo de colisión. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Las pilas con sección transversal tipo columna tienen una mayor ventaja sobre las pilas tipo muro debido a que no se requiere una gran cantidad de material para construirla y se cuenta con una visión casi libre por debajo del puente. Con este tipo de pila se puede elaborar distintas combinaciones, como tipo marco; la cual cuenta con dos o más pilas unidas por una viga cabezal que trabajan como un marco resistente a momento. La otra forma es tipo martillo, la cual está compuesta por una sola pila con sección variable y que cuenta con una viga cabezal que carga la súper estructura. También puede ser la de una pila simple de sección constante, la cual carga la súper estructura a través de una viga cabezal. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

b. Los estribos. Los estribos al igual que las pilas son elementos que soportan la súper estructura del puente, pero este además sirve de conexión entre el aproche y la súper estructura. Al igual que las pilas, los estribos se diseñan para soportar no solo las cargas gravitacionales, sino que también se toman en cuenta las fuerzas sísmicas y empujes de tierra. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Figura 19 - Esquema para un estribo de un puente.



En la Figura No. 19 se puede observar los elementos que conforman el estribo de un puente.

c. **Los apoyos.** Los apoyos transmiten todas las reacciones, provocadas por las cargas, desde la superestructura hacia la subestructura. Todos los apoyos deben ser capaces de distribuir todas las fuerzas dentro del área respectiva en la subestructura; además de soportar deformaciones elásticas y térmicas provocadas por la superestructura. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Los apoyos se clasifican entre fijos y móviles. Los apoyos fijos son los que permiten deformaciones angulares en el nodo, restringiendo las deformaciones horizontales; este tipo de apoyo debe diseñarse para resistir las componentes horizontales y verticales que se forman en la superestructura. Los apoyos móviles solo restringen la deformación vertical de la superestructura; esto es útil ya que la superestructura debe contraerse o expandirse debido a los efectos de la temperatura en los materiales. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

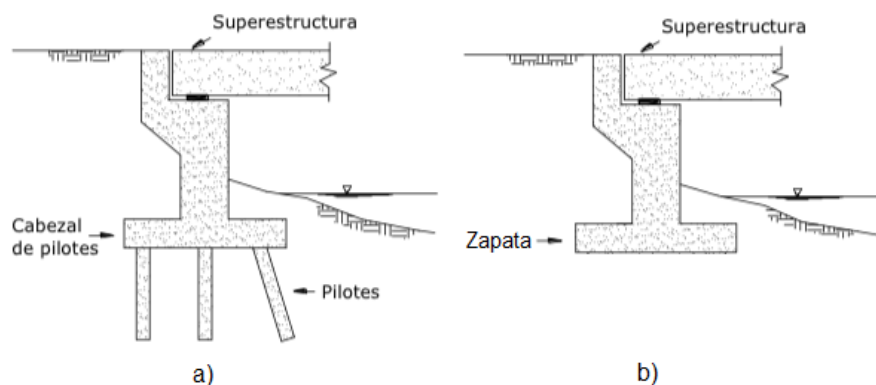
d. **La cimentación.** La cimentación es el componente estructural que transmite todas las cargas de la subestructura hacia el suelo, al momento de ocurrir este efecto se da origen a los asentamientos de la estructura. Arthur Nilson, 2001, describe en su libro, Diseño de estructuras en concreto, el siguiente postulado acerca de los asentamientos diferenciales.

«El asentamiento total de la estructura debe estar limitado a una cantidad totalmente pequeña y que en lo posible el asentamiento diferencial de las distintas partes de la estructura se elimine.»

Existen dos tipos de cimentaciones aplicables en puentes, las cuales pueden ser superficiales o profundas. La cimentación superficial está conformada por losas o zapatas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de cimentaciones se utiliza cuando el estrato portante se encuentra a una profundidad relativamente baja y es posible llegar a ella mediante excavaciones. Mientras que la cimentación profunda

está conformada por pilotes o cajones de cimentación, se utiliza cuando el estrato portante se encuentra a una gran profundidad. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

Figura 20 - Tipos de cimentación utilizadas en los puentes.



En la Figura No. 20 se puede observar los dos tipos de cimientos utilizados en los puentes. a) Cimentación profunda con pilotes. b) Cimentación superficial con zapata.

D. Especificaciones de diseño para puentes

A lo largo del siglo XX, un gran número de ingenieros desarrollaron varios procedimientos de diseño con el fin de proveer un margen de seguridad a los puentes. Para el desarrollo de estos procedimientos se elaboraron una serie de análisis de los efectos de las cargas versus la resistencia de los materiales. Todos estos ensayos dieron origen a una normativa de diseño de puentes, la cual fue adoptada por la AASHTO (American Association Of State Highway And Transportation Officials). Los primeros métodos de diseño se encuentran en las “Especificaciones estándar para puentes carreteros AASHTO”. En el año 1994 este fue sustituido por las “Especificaciones LRFD para el diseño de puentes carreteros AASHTO”. Actualmente se utiliza la actualización publicada en el año 2012. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

La especificación AASHTO LRFD 2004, su versión traducida al español establece en la sección uno que:

«La intención de los requisitos de estas Especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros tanto fijos como móviles.»

Además, la especificación establece dentro de esta misma sección cuales son las limitaciones de la normativa y que se espera lograr con el uso de esta guía. Del mismo modo en la sección uno establece que:

«No es la intención de estas Especificaciones reemplazar la capacitación y el criterio profesional del Diseñador; sólo establecen requisitos mínimos necesarios para velar por la seguridad pública. El Propietario o el Diseñador pueden requerir que la

sofisticación del diseño o la calidad de los materiales y la construcción sean más elevadas que lo establecido por los requisitos mínimos.»

La especificación de diseño AASHTO 2012 utiliza la metodología de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD); implementando los estados límite de servicio, fatiga, fractura, resistencia y eventos extremos.

1. **Metodología de diseño.** A lo largo de la historia se ha utilizado la metodología de diseño por esfuerzos permisibles. Con esta metodología se espera que los esfuerzos unitarios provocados por las cargas sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles.

Durante los últimos veinte años la metodología de diseño se ha enfocado más en un procedimiento basado en conceptos de probabilidades; esta metodología de diseño se le conoce como diseño por factores de carga y resistencia. En esta metodología se introduce el concepto de estado límite, el cual se define como la condición límite, en donde la estructura deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñada.

Los estados límite se dividen en dos categorías: resistencia y servicio. El estado límite de resistencia analiza el comportamiento del elemento estructural, en relación con los factores de ductilidad, pandeo, fatiga, fractura, volteo y deslizamiento. Mientras que el estado límite de servicio analiza el comportamiento del elemento, con relación a las deformaciones instantáneas, deformaciones permanentes, vibraciones y agrietamiento.

Lo que se desea es que la estructura no sobrepase los estados límites de resistencia y servicio. Como se desea que la estructura no se encuentre al límite máximo es necesario reducir la capacidad de la misma implementando un factor de seguridad. Por esto mismo se debe implementar un factor de reducción para la resistencia y uno de amplificación para las cargas. Estos factores son generados con base en métodos estadísticos de confiabilidad.

Ecuación 1- Diseño por factores de carga y resistencia

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

Del lado izquierdo de la inequación se encuentra la resistencia nominal que tiene el elemento; este valor es multiplicado por el factor “ ϕ ” que es una reducción, el producto se le conoce como la resistencia de diseño. En el lado derecho representa la carga máxima esperada; el cual es multiplicado por un factor “ γ ” que es de aumento de carga, este producto se le conoce como la carga de diseño factorizada.

2. **Estados límite.** La metodología de diseño por factores de carga y resistencia esta descrita para establecer un nivel aceptable de seguridad estructural. La norma AASHTO establece cuatro estados límite de diseño, los cuales son utilizados dependiendo el componente que se vaya a diseñar.

El estado límite de servicio establece las restricciones impuestas a las tensiones, deformación y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular; este estado está dirigido para asegurar el funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño. (AASHTO, 2004)

El estado límite de fatiga establece las restricciones impuestas a las tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. Mientras que el estado límite de fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de los materiales para la norma AASHTO. (AASHTO, 2004)

Se considera el estado límite de resistencia para garantizar que la estructura provea la resistencia y estabilidad, tanto local como global; para resistir las combinaciones de cargas, estadísticamente significativas, que anticipan lo que el puente experimentara durante su periodo de diseño. (AASHTO, 2004)

Se espera que bajo el estado límite de resistencia se puedan producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se debe mantener la integridad estructural de forma global. (AASHTO, 2004)

El estado límite correspondiente a eventos extremos sirve para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando este es colisionado por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas. (AASHTO, 2004)

Se considera que los estados límites de eventos extremos son ocurrencias únicas, cuyo periodo de recurrencia puede ser mayor que el periodo de diseño del puente. Debido a que la probabilidad unida de estos eventos es baja, se establece que estos eventos deben ser aplicados de forma independiente. Además se espera que bajo estas condiciones la estructura experimente deformaciones dentro del rango inelástico. (Ramirez Coria & Leon Avila, 2010)

3. Ductilidad. Cuando los elementos estructurales o conexiones se encuentran más allá del límite elástico se puede esperar que estos tengan un comportamiento dúctil o frágil. El comportamiento frágil no es aceptable para el diseño, esto implica que el elemento tendrá una pérdida de capacidad de carga inmediatamente después de exceder el rango elástico. El comportamiento dúctil se da cuando el elemento es capaz de tener deformaciones inelásticas significativas antes de que ocurra una pérdida significativa de carga; este tipo de comportamiento advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural. (AASHTO, 2004)

El diseño estructural de un puente debe realizarse de tal manera que se pueda asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y eventos extremos, antes de que se genere el colapso de la misma. (AASHTO, 2004)

4. Redundancia. La redundancia se refiere a la existencia de una serie de líneas de defensa continua y resistente a la carga aplicada. La redundancia se basa en la cantidad de elementos capaces de resistir las fuerzas externas. Cuando la estructura carece de elementos se le denomina como poco redundante, esto quiere decir que cuando alguno de estos elementos falla se puede generar el colapso de la estructura. Mientras que si se tiene una gran cantidad de elementos, se le conoce como una estructura redundante, quiere decir que la

estructura es capaz de redistribuir las cargas al momento de que un elemento falle bajo ciertas condiciones de carga. (Tena Colugna & Cortes Benitez, 2014)

La especificación (AASHTO, 2004) establece en la sección uno que:

«Para cada combinación de cargas y estado límite considerado, la clasificación del elemento según su redundancia (redundante o no redundante) se debería basar en la contribución del elemento a la seguridad del puente. Se han propuesto diversos sistemas de medición de la redundancia.»

Debido a esto la normativa establece que los elementos y componentes cuya falla provocara el colapso de la estructura, estas deben diseñarse como elementos poco redundantes, o sin redundancia. (AASHTO, 2004)

5. Importancia de obra. En la sección 3.10.3 de la especificación AASHTO 2004 establece tres categorías de obra, las cuales son: Puente esencial, crítico u otros puentes. La clasificación de obra se deja a criterio del propietario o diseñador de la estructura; este tipo de clasificación se utiliza para el diseño en el estado límite de evento extremo. Este tipo de puentes son utilizados para el diseño sismo resistente de la estructura. (AASHTO, 2004)

Los puentes esenciales son aquellos que deben permanecer en uso, como mínimo, después de un evento extremo; estos puentes pueden presentar algún tipo de falla estructural, pero no se les permite colapsar durante el evento sísmico, ni después del mismo. Los puentes esenciales son diseñados para un sismo con un periodo de recurrencia de 475 años. Los puentes críticos deben permanecer en uso después de un evento extremo; estos puentes no pueden presentar ningún tipo de falla estructural; pero no se les permite colapsar durante el evento sísmico, ni después del mismo. Los puentes esenciales son diseñados para un sismo con un periodo de recurrencia de 2500 años. (AASHTO, 2004)

6. Diseño sismo resistente basado en la especificación AASHTO. El diseño sísmico es un proceso que se mantiene en evolución; debido a esto la norma AASHTO ha implementado una guía externa, la cual se especifica en el diseño sismo resistente. La Guía de especificación sísmica para el diseño de puentes se divide en cuatro tipos de categoría sísmica, los cuales son nombrados como SDCA, SDCB, SDCC, SDCCD. Para la elección del tipo de categoría de diseño se debe tomar en cuenta

E. Estudios básicos necesarios para el diseño

En la sección dos de la especificación AASHTO LRFD 2012, se encuentra una serie de estudios requeridos para el diseño y construcción de un puente. La información que proporcionan dichos estudios es necesaria para realizar el diseño adecuado de la estructura y de esta forma evitar problemas a futuro con la estructura. (Rodríguez Serquen, 2012)

Los estudios topográficos proporcionan la ubicación exacta del proyecto, así mismo las dimensiones de los elementos estructurales; además esta información es básica para poder realizar los demás estudios. (Rodríguez Serquen, 2012)

Los estudios hidrológicos e hidráulicos permiten conocer las características hidrológicas del río, si en dado caso este fuese el obstáculo que se desea cruzar. La información que presentan permite tener una apreciación más exacta del comportamiento hidráulico. Con estos estudios se puede obtener los niveles del agua y el caudal máximo que puede transportar este afluente. (Rodríguez Serquen, 2012)

Los estudios geológicos y geotécnicos establecen las características del suelo, lo cual es útil para el diseño de la cimentación del puente. Los estudios geotécnicos recomiendan la cimentación más apropiada para el puente, la cual puede ser superficial y profunda. Además, proporcionan información con respecto a las obras de protección, las cuales pueden llegar a ser necesarias dependiendo del tipo de suelo que se está tratando. (Rodríguez Serquen, 2012)

El estudio de impacto ambiental permite identificar algún tipo de problema ambiental. La normativa define en la sección 2.3.4 que se debe garantizar el cumplimiento de las leyes estatales con respecto al cuidado del agua; además se debe cumplir los reglamentos establecidos para el cuidado del hábitat silvestre y ecosistema del río. Este tipo de proyectos no debe afectar a las comunidades cercanas, por lo tanto, se debe tener precaución con la geomorfología del curso del agua. (Rodríguez Serquen, 2012)

Los estudios de tráfico son utilizados para obtener el volumen de tráfico que circula en el área y los tipos de vehículo. Con esta información se puede modificar la carga viva vehicular de diseño. La normativa establece en la sección 3.6 que la carga viva vehicular de diseño es el camión HL-93, pero además puede diseñarse la estructura del puente con un tipo de carga en específico. (Rodríguez Serquen, 2012)

V. MARCO PRÁCTICO

A. Definición de la geometría del puente

El puente a diseñar es de 145 metros (475.72 ft) de longitud, el cual se encuentra segmentado en 3 tramos independientes. El primer tramo es de 43.50 metros (142.72 ft), seguido de un tramo de 58.00 metros (190.28 ft) y finalizando con otro tramo de 43.50 metros (142.72 ft).


Para no generar problemas durante el proceso constructivo y tener un diseño óptimo; el peralte de la viga no tendrá variación según el tramo que se esté analizando. El puente cuenta con dos apoyos intermedios; estos apoyos serán considerados como pilas de tipo marco, las cuales tienen una longitud de 9.3 metros (30.51 ft) de altura. Además, el nivel de la cimentación se encuentra a 2 metros por debajo del nivel cero. Por lo tanto, la pila tiene una longitud de diseño de 11.3 metros.

El puente atraviesa un obstáculo natural, el cual consiste en un río de 1.5 metros de profundidad. Para conocer los datos hidrológicos del río es necesario realizar un estudio hidrológico, donde se obtiene los valores de caudal máximo para diseño.

La sección transversal del puente indica las dimensiones de la superestructura. Las dimensiones de la sección se realizaron tomando en cuenta que habrá dos carriles de tránsito vehicular. Para este puente se tendrá un sistema de vigas metálicas con una losa de concreto reforzado. Se utilizarán 5 vigas metálicas con una separación de 2.5 metros (8.20 ft) centro a centro; teniendo así un total de 10 metros (32.80 ft). Además, se tendrá un sobre ancho en voladizo de 1 metro para ambos lados de la sección. Con estos valores se tiene un ancho total de 12 metros (39.37 ft).

El tablero está compuesto por una losa de concreto con un espesor predeterminado, pero además se le colocará una superficie de rodadura de 5 centímetros de espesor. La losa cuenta con una pendiente de bombeo del 2 % hacia ambas direcciones, esto es para el desfogue del agua pluvial que cae sobre el tablero; este valor solo es de referencia, ya que para el diseño estructural no representa mayor importancia

Figura 21 - Datos generales del puente (Elevación).

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Datos generales del puente (Elevación)	1/2
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

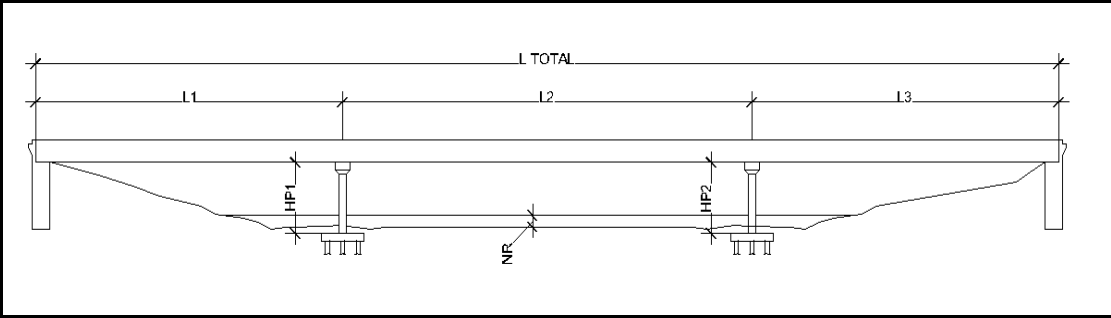
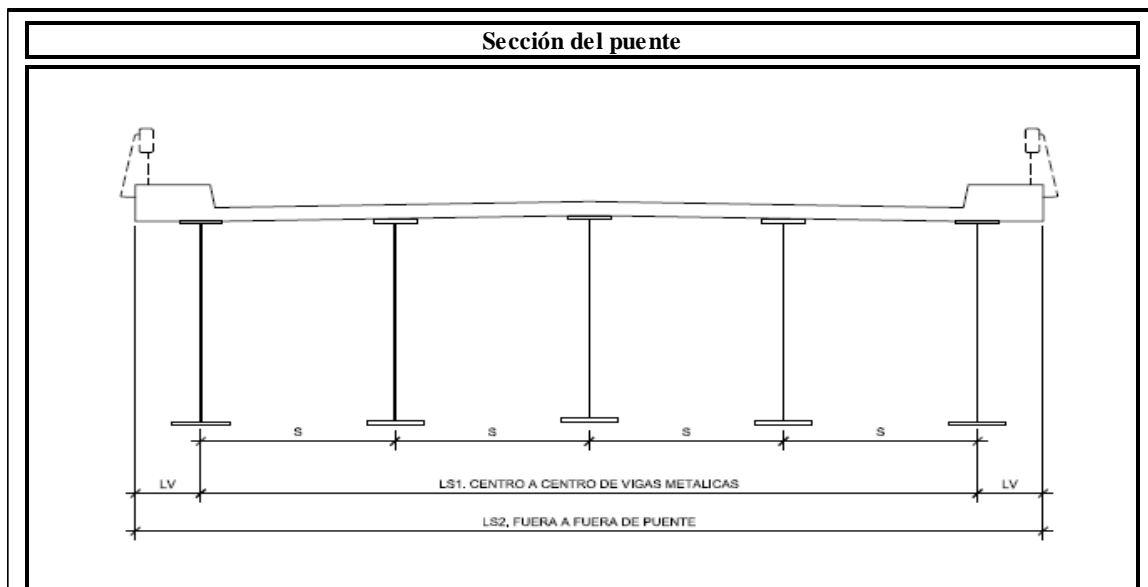
Elevación del puente											
											
No. de tramo	L₁	L₂	L₃	T_{total}	No. Tramos = 3						
Longitud (ft)	140.00	190.00	140.00	470							
No. de pilas:	2				<table border="1"> <thead> <tr> <th>No. Pila</th> <th>Altura (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>H_{p1}</td> <td>9.3</td> </tr> <tr> <td>H_{p2}</td> <td>9.3</td> </tr> </tbody> </table>	No. Pila	Altura (m)	H _{p1}	9.3	H _{p2}	9.3
No. Pila	Altura (m)										
H _{p1}	9.3										
H _{p2}	9.3										
Nivel del río (NV): (m)	0										
Descripción del puente											
<p>Se realizará un diseño para un puente de tres tramos independientes, el primero de 43.50 metros, seguido de un tramo de 58.00 m y finaliza con otro tramo de 43.50 metros. El puente tiene un sistema estructural de vigas isostáticas; apoyadas sobre dos pilas con una altura de 9.3 metros. El río tiene 1.5 metros de profundidad.</p>											
Comentarios:											
<p>El esquema colocado solo es de referencia, no representa la geometría real del puente. La geometría del puente debe estar relacionada con el alineamiento horizontal de la carretera. Los valores deben verificarse con los planos generales. Estos valores son validos únicamente para el diseño estructural del puente</p>											

Figura 22 - Datos generales del puente (Sección).

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Datos generales del puente (Sección)	2/2
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	



Separación entre vigas = $S = 8$ ft

No. Vigas = 5

Longitud del voladizo = $Lb = 3.28$ ft

Longitud total a centro de las vigas metálicas = $LS1 = 32$ ft

Longitud total fuera a fuera del puente = $LS2 = 38.56$ ft

Notas adicionales

El espesor de losa se indicará en el redimensionamiento de la superestructura. Además se debe tomar en cuenta que se colocará una capa de rodadura de 5 centímetros de espesor.

En este esquema no se observa el diafragma correspondiente de la superestructura.

Se coloca una pendiente en la sección, la cual corresponde al desfogue del agua pluvial, para este puente se utilizará una pendiente del 2%, aunque esta no será tomada en cuenta para el diseño de la superestructura.

La dimensión de la sección del puente se realizó tomando en cuenta que el puente tiene dos carriles de tránsito vehicular.

La barrera colocada en el esquema es solo una representación, se colocará las dimensiones exactas en el diseño de la losa.


Comentarios:

El esquema colocado solo es de referencia, no representa la geometría real del puente. La geometría del puente deberá estar relacionada con el alineamiento horizontal de la carretera. Los valores deben verificarse con los planos generales. Estos valores son válidos únicamente para el diseño estructural del puente.

B. Información estructural del puente

Para el primer paso del diseño de un puente, es necesario establecer los criterios de diseño. Para este ejemplo la figura de abajo presenta un resumen de los parámetros de diseño que se utilizaron para este proyecto.

Figura 23 - Criterios para diseño.


	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja : 1/1
	Diseño :	Criterios para diseño	
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Parámetros para diseño			
Especificaciones de diseño	AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (2012)		
Metodología de diseño	Load and Resistance Factor Design (LRFD)		
Longitud del puente	470.00	ft	
	L1 =	140.00	ft
	L2 =	190.00	ft
	L3 =	140.00	ft
Angulo de esviaje	0	grados	
Ancho total del puente	38.56	ft	
Ancho de rodadura	32	ft	
	S =	2.5	m 8.20
	Lv =	1	m 3.28
Carga viva vehicular de diseño =		HL93	AASHTO 2012 Sección 3.6.1.2
Comentarios :			
<p>Los parámetros de diseño son obtenidos por parte del alineamiento horizontal de la carretera. Además el levantamiento topográfico proporciona los niveles de la estructura. Estos parámetros son utilizados para el diseño de la superestructura del puente. Para obtener más información de proyectos ver el apartado de la geometría del puente</p>			

C. Propiedades de los materiales utilizados

Dentro de los criterios de diseño se deben colocar las propiedades de los materiales utilizados para este proyecto. En la figura de abajo se presentan las propiedades de resistencia de cada material utilizado, y además se colocó el peso específico de los materiales. Estos pesos se utilizarán para la integración de carga muerta para esta estructura.

Figura 24 - Propiedades de los materiales.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Propiedades de los materiales	1/1
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Información de los materiales			Sección de AASHTO
Parámetros de resistencia			
Esfuerzo de fluencia para acero A992	Y = 50 ksi		Tabla 6.4.1-1
Esfuerzo último para acero A992	Fi = 65 ksi		Tabla 6.4.1-1
Modulo de elasticidad del acero A992	E _{AS} = 29000 ksi		Sección 6.4.1
Esfuerzo a compresión del concreto	F'c = 4 ksi		Sección 5.4.2.1
Valor utilizado para la losa			
Esfuerzo a compresión del concreto	F'c = 5 ksi		Sección 5.4.2.1
Valor utilizado para la sub estructura			
Esfuerzo de fluencia para el acero de refuerzo	F _{YRef} = 60 ksi		Sección 5.4.3
Peso específico de los materiales			
Acero =	0.490 kcf		Tabla 3.5.1-1
Concreto (4ksi) =	0.140 kcf		Tabla 3.5.1-1
Concreto (5ksi) =	0.145 kcf		Tabla 3.5.1-1
Carpeta de rodadura =	0.140 kcf		Tabla 3.5.1-1
Comentarios:			
<p>El acero estructural utilizado para la superestructura del puente está designado con el nombre de M270, grado 50. El concreto utilizado para la losa es 4 si. Mientras que para el diseño de la sub estructura se utilizó un concreto de 5 ksi. Los pesos específicos de los materiales serán utilizados en la hoja de integración de cargas.</p>			

Como se mencionó anteriormente la metodología de diseño LRFD, que implementa la norma AASHTO, se basan en maximizar las cargas y reducir la capacidad de los elementos. Para amplificar las cargas, la norma AASHTO introduce los factores n_i el cual depende de la ductilidad del sistema, su redundancia, y su importancia; este factor puede variar dependiendo del valor de γ_i .

Ecuación 2 – Ecuación 1.3.2.1-1 AASHTO 2012. Diseño para la metodología LRFD.

$$\sum n_i * \gamma_i * Q_i \leq \phi R_n$$

La Ecuación 2 presenta el diseño para todos los estados límites, bajo la metodología LRFD. Donde n_i representa el factor que depende de la ductilidad, redundancia e importancia. El factor γ_i depende de las combinaciones de carga el cual modifica el valor de Q_i , que corresponde al valor de la carga. Esta sumatoria debe ser menor que la resistencia nominal modificada por el factor de resistencia ϕ .

Ecuación 3 - Ecuación 1.3.2.1-2 AASHTO 2012. Cálculo del factor n_i .

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

La Ecuación 3 presenta como debe calcularse el factor n_i cuando el valor de γ_i es máximo. Donde n_D depende de la ductilidad del sistema, el valor de n_R depende de la redundancia y n_I depende de la importancia de la obra.

Ecuación 4 - Ecuación 1.3.2.1-3 AASHTO 2012. Cálculo del factor n_i .

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

La Ecuación 4 presenta como debe calcularse el factor n_i cuando el valor de γ_i es mínimo. Donde n_D depende de la ductilidad del sistema, el valor de n_R depende de la redundancia y n_I depende de la importancia de la obra.

En la sección uno de la especificación AASHTO establece los valores recomendados para los factores “n”. En el Cuadro 1 se presentan los parámetros “n” y sus valores respectivos. Donde n_D depende de la ductilidad del sistema, el valor de n_R depende de la redundancia y n_I depende de la importancia de la obra.

Cuadro 1 - Valores recomendados para los factores de redundancia, ductilidad e importancia.

Factor “n”	Valores recomendados por la AASHTO
Ductilidad (n_D)	Mayor de 1.05 para elementos y conexiones no dúctiles
	Igual a 1.00 para diseños y detalles convencionales que cumplen con estas especificaciones
	Mayor de 0.95 para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por estas especificaciones
	Igual a 1.00 para los demás estados límite
Redundancia (n_R)	Mayor de 1.05 para elementos no redundantes
	Igual a 1.00 para niveles convencionales de redundancia
	Mayor de 0.95 para niveles excepcionales de redundancia
	Igual a 1.00 para los demás estados límite
Importancia (n_I)	Mayor de 1.05 para puentes importantes
	Igual a 1.00 para puentes típicos
	Mayor de 0.95 para puentes de relativamente poca importancia
	Igual a 1.00 para los demás estados límite

En el Cuadro 1 se presentan los valores que establece la norma AASHTO acerca de los modificadores que corresponde a ductilidad, redundancia e importancia. Estos parámetros pueden encontrarse en las secciones 1.3.3, 1.3.4 y 1.3.5 respectivamente.

En la sección 6.5.4.2 presentan los factores de resistencia para el diseño para diseñar elementos de acero estructural. Mientras que en la sección 5.5.4.2 presenta los factores de resistencia para los elementos diseñados en concreto. A continuación, en el Cuadro 2. se presenta los factores más utilizados para el diseño del puente.

Cuadro 2 - Factores Φ de resistencia. Secciones 6.5.4.2 y 5.5.4.2.

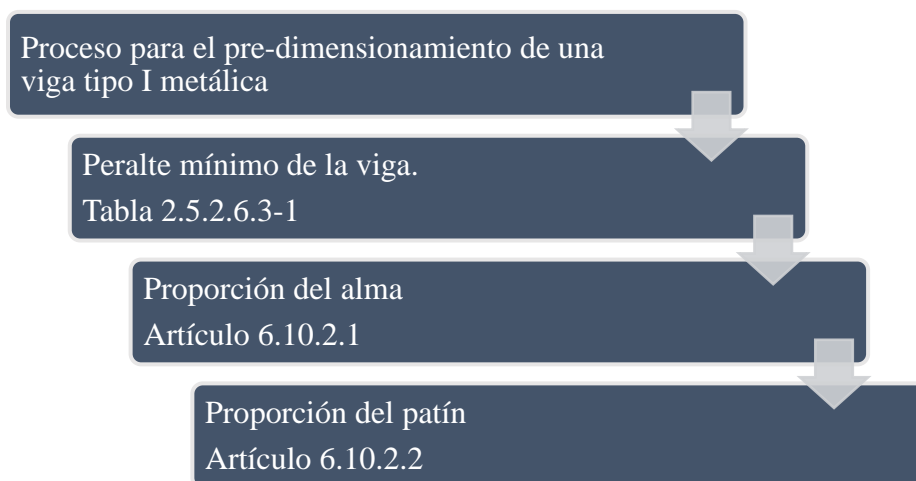
Material	Tipo de resistencia	Factor de resistencia
Acero estructural	Flexión	$\Phi_F = 1.00$
	Cortante	$\Phi_V = 1.00$
	Axial (Compresión)	$\Phi_C = 1.00$
	Servicio	$\Phi_S = 1.00$
Concreto	Flexión	$\Phi_F = 1.00$
	Cortante y Torsión	$\Phi_V = 1.00$
	Axial (Compresión)	$\Phi_C = 1.00$
	Flexo compresión	$\Phi = 0.75$ a 0.9 (Distribución lineal)

En el Cuadro 2 se presentan los valores Φ que modifican el valor de la resistencia nominal del elemento; estos valores dependen del material que se está utilizando para diseño. La norma AASHTO establece estos parámetros en la sección 6.5.4.2 para los elementos en acero estructural y en la sección 5.5.4.2 se encuentran los parámetros para los elementos en concreto.

D. Pre-dimensionamiento de la viga

El pre-dimensionamiento de los elementos permite partir de un valor inicial de la sección. Los valores son obtenidos de tablas cuyas ecuaciones se han generado por medio de estudios estadísticos o en base a la experiencia. El pre-dimensionamiento de la viga se realizará con base en los artículos y las ecuaciones que presenta la norma AASHTO 2012.

Figura 25 - Diagrama de flujo para el pre-dimensionamiento de una viga metálica.



El diagrama de flujo representa el procedimiento para el pre-dimensionamiento de una viga tipo I metálica utilizando la norma AASHTO LRFD 2012.

El artículo 2.5.2.6.3 describe como debe calcularse el peralte mínimo que debe tener la viga que se vaya a utilizar.

Figura 26 - Tabla 2.5.6.3-1. Peralte mínimo utilizado para superestructuras de sección constante.

Superstructure		Minimum Depth (Including Deck)	
		Simple Spans	Continuous Spans
Material	Type		
Reinforced Concrete	Slabs with main reinforcement parallel to traffic	$\frac{1.2 S + 10}{30}$	$\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft.}$
	T-Beams	$0.070L$	$0.065L$
	Box Beams	$0.060L$	$0.055L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.035L$	$0.033L$
Prestressed Concrete	Slabs	$0.030L \geq 6.5 \text{ in.}$	$0.027L \geq 6.5 \text{ in.}$
	CIP Box Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Precast I-Beams	$0.045L$	$0.040L$
	Pedestrian Structure Beams	$0.033L$	$0.030L$
	Adjacent Box Beams	$0.030L$	$0.025L$
Steel	Overall Depth of Composite I-Beam	$0.040L$	$0.032L$
	Depth of I-Beam Portion of Composite I-Beam	$0.033L$	$0.027L$
	Trusses	$0.100L$	$0.100L$

La Figura 22 corresponde a la tabla 2.5.6.3-1 de la norma AASHTO 2012, esta tabla permite calcular el peralte mínimo que debe tener la viga según su sistema estructural y su material.

La sección 6.10.2 presenta las proporciones que deben mantener la viga en base a sus dimensiones. El artículo 6.10.2.1 establece la proporción que debe permanecer entre el peralte y el espesor del alma.

Ecuación 5 - Ecuación 6.10.2.1.1-1 Proporción en el alma de la viga

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

La Ecuación 5 hace referencia a la ecuación 6.10.2.1.1-1 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el peralte de la viga y el espesor del alma cuando no se utilizan Refuerzos longitudinales.

El artículo 6.10.2.2 establece la proporción que debe haber entre el patín de la viga y el alma.

Ecuación 6 – Ecuación 6.10.2.2-1. Relación entre el espesor del patín y su ancho.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$$

La Ecuación 6 hace referencia a la ecuación 6.10.2.2-1 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el ancho del patín y su espesor.

Ecuación 7 - Ecuación 6.10.2.2-2. Relación entre el ancho del patín y el peralte.

$$b_f \geq \frac{D}{6}$$

La Ecuación 7 hace referencia a la ecuación 6.10.2.2-2 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el ancho del patín y el peralte de la viga.

Ecuación 8 - Ecuación 6.10.2.2-3. Relación entre el espesor del patín y el espesor del alma.

$$t_f \geq 1.1t_w$$

La Ecuación 8 hace referencia a la ecuación 6.10.2.2-3 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el espesor del patín y el espesor del alma

En el comentario 6.10.3.4 presenta dos ecuaciones que permiten también obtener dimensiones del ancho del patín en compresión.

Ecuación 9 - Ecuación C6.10.3.4-1. Relación entre el patín en compresión y la longitud de la viga.

$$b_{fc} \geq \frac{L}{85}$$

La Ecuación 9 hace referencia a la ecuación C6.10.3.4-1 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el ancho del patín y el espesor del alma, donde L es la longitud máxima de la viga que se transporta


Por último, en el artículo 6.10.2 establece una relación que debe existir entre el patín que trabaja a tensión y el de compresión.

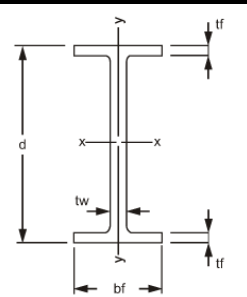
Ecuación 10 - Ecuación 6.10.2.2-4. Relación entre el patín a compresión y el de tensión.

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

La Ecuación 10 hace referencia a la ecuación 6.10.2.2-4 de la norma AASHTO 2012, la cual establece la relación entre el patín que trabaja a compresión y el de tensión.

Figura 27 – Pre-dimensionamiento de la viga.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Pre-dimensionamiento de la viga	1/1
	Ubicación:		
	Diseñado Por :	José Esteban Lazo	

Dimensiones de la viga	Sección de la viga								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Peralte de la viga =</td> <td style="width: 30%;">d =</td> <td style="width: 10%;">95</td> <td style="width: 10%;">in</td> </tr> <tr> <td>Espesor del alma =</td> <td>t_w =</td> <td>0.75</td> <td>in</td> </tr> </table>	Peralte de la viga =	d =	95	in	Espesor del alma =	t _w =	0.75	in	
Peralte de la viga =	d =	95	in						
Espesor del alma =	t _w =	0.75	in						
Patín superior (Compresión)									
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Ancho del patín</td> <td style="width: 30%;">bf_{top} =</td> <td style="width: 10%;">18</td> <td style="width: 10%;">in</td> </tr> <tr> <td>Espesor del alma =</td> <td>tf_{top} =</td> <td>0.875</td> <td>in</td> </tr> </table>	Ancho del patín	bf _{top} =	18	in	Espesor del alma =	tf _{top} =	0.875	in	
Ancho del patín	bf _{top} =	18	in						
Espesor del alma =	tf _{top} =	0.875	in						
Patín inferior (Tensión)									
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">Ancho del patín</td> <td style="width: 30%;">bf_{bot} =</td> <td style="width: 10%;">18</td> <td style="width: 10%;">in</td> </tr> <tr> <td>Espesor del alma =</td> <td>tf_{bot} =</td> <td>1</td> <td>in</td> </tr> </table>	Ancho del patín	bf _{bot} =	18	in	Espesor del alma =	tf _{bot} =	1	in	
Ancho del patín	bf _{bot} =	18	in						
Espesor del alma =	tf _{bot} =	1	in						
Condiciones establecidas en AASHTO	Sección AASHTO 2012								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 45%;">Peralte mínimo de la viga</td> <td style="width: 55%;">L_{Puente} (in) = 190.28</td> </tr> </table>	Peralte mínimo de la viga	L _{Puente} (in) = 190.28	<p style="font-size: 1.2em;">Tabla 2.5.2.6.3-1</p>						
Peralte mínimo de la viga	L _{Puente} (in) = 190.28								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 45%;">Condición</th> <th style="width: 55%;">Conclusión</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0.04L = 91.33 in</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> <tr> <td>0.033L = 75.35 in</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> </tbody> </table>	Condición	Conclusión		0.04L = 91.33 in	SÍ CUMPLE	0.033L = 75.35 in	SÍ CUMPLE		
Condición	Conclusión								
0.04L = 91.33 in	SÍ CUMPLE								
0.033L = 75.35 in	SÍ CUMPLE								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 45%;">Espesor mínimo de alama</td> <td style="width: 55%;"></td> </tr> </table>	Espesor mínimo de alama								
Espesor mínimo de alama									
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="width: 45%;">Condición</th> <th style="width: 55%;">Conclusión</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>t_{w min} = 0.63 in</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> </tbody> </table>	Condición	Conclusión	t _{w min} = 0.63 in	SÍ CUMPLE	<p style="font-size: 1.2em;">Sección 6.10.2.1</p>				
Condición	Conclusión								
t _{w min} = 0.63 in	SÍ CUMPLE								
Patín superior (Compresión)	Sección 6.10.2.2								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-1 =	SÍ CUMPLE								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-2 =	SÍ CUMPLE								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-3 =	SÍ CUMPLE								
Chequeo ecuación C6.10.2.4-1 =	SÍ CUMPLE								
Patín inferior (Tensión)	Sección 6.10.2.2								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-1 =	SÍ CUMPLE								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-2 =	SÍ CUMPLE								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-3 =	SÍ CUMPLE								
Relación entre el patín en compresión y el de tensión	Sección 6.10.2.2								
Chequeo ecuación 6.10.2.2-4 =	SÍ CUMPLE								
<table style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">I_{yc} =</td> <td style="width: 30%;">425.250</td> <td style="width: 10%;">in⁴</td> </tr> <tr> <td>I_{yt} =</td> <td>486.000</td> <td>in⁴</td> </tr> </table>	I _{yc} =	425.250	in ⁴	I _{yt} =	486.000	in ⁴	<p style="font-size: 1.2em;">Sección 6.10.2.2</p>		
I _{yc} =	425.250	in ⁴							
I _{yt} =	486.000	in ⁴							
Comentarios:									
<p>El pre-dimensionamiento de la viga debe cumplir con los artículos establecidos en la sección 6 de la normativa AASHTO LRFD 2012. Estos valores son preliminares y dependen de que se cumplan los requisitos de servicio y resistencia. Los valores son utilizados para obtener el peso de la viga en la integración de cargas.</p>									

E. Definición de cargas

La normativa AASHTO LRFD 2012 define en la sección 3 los tipos de cargas que pueden aplicarse para el diseño estructural de un puente, así mismo presenta los requerimientos mínimos que este debe cumplir. Además, especifica los factores de carga y los tipos de combinaciones según los estados límites que emplea la normativa AASHTO. La AASHTO clasifica los tipos de carga en dos clases, cargas permanentes y cargas transitorias. (Manrique, 2004)

Cuadro 3 - Clasificación de cargas según la norma AASHTO 2012.

Cargas permanentes	Cargas transitorias
CR=fuerza debida a efectos de fluencia del concreto.	BR = fuerza de frenado.
DC=carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.	CT = fuerza vehicular de colisión.
DW=carga muerta de carpeta asfáltica y utilidades.	CV = fuerza por colisión de buque.
EH=carga por presión horizontal del suelo	EQ = carga de sismo.
ES=sobre carga del suelo.	FR = fuerza de fricción.
EV=presión vertical generada por carga muerta del suelo de relleno.	IC = fuerza de hielo.
PS=fuerzas secundarias de presfuerzo.	IM = incremento por carga dinámica vehicular.
SH=fuerza generada por contracción del concreto.	LL=carga viva vehicular.
DD=fricción negativa	LS=sobre carga viva.
	PL=carga viva peatonal.
	SE=fuerza generada por asentamiento.
	TG=fuerza generada por gradiente de temperatura.
	TU=fuerza generada por temperatura uniforme.
	WA=carga por presión por flujo de agua.
	WL=viento sobre carga viva.
	WS=carga de viento sobre estructura.

En el Cuadro 3 se presentan los tipos de carga que se especifican en la sección 3.3.2 de la normativa AASHTO LRFD 2012

1. **Cargas permanentes (DC, DW y EV).** Dentro de las cargas permanentes se incluye el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales adosados al sistema. Siendo los elementos estructurales

aquellos que forman parte del sistema de resistencia. Mientras que los elementos no estructurales son elementos adosados que no forman parte del sistema de resistencia, entre ellos se encuentran los parapetos, barreras, señales, ductos, iluminación y drenajes, etc. Además, en las cargas permanentes se debe tomar en cuenta el peso de la superficie de rodadura, o carpeta asfáltica. (Manrique, 2004)

La norma (AASHTO, 2012) establece en la sección 3.5.1 que:

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

La normativa recomienda utilizar las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso de cada componente estructural y no estructural; pero si en dado caso no se cuenta con esta información, AASHTO presenta en la sección 3.5 la tabla con los pesos específicos de ciertos materiales, los cuales pueden ser utilizados para el diseño. (Manrique, 2004)

Figura 28 - Tabla 3.5.1-1. Peso específico de los materiales.

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

En la Figura 28 presenta el peso específico de algunos materiales utilizados para el diseño. El peso específico se encuentra en kips por pie cúbico.

2. **Cargas de suelo (EH, ES, LS y DD).** La norma AASHTO 2012 establece en la sección 3.11 las cargas correspondientes al empuje del suelo, sobrecarga del suelo, sobre carga viva y fricción negativa. En la sección 3.11 establece que para definir el empuje del suelo se deberá tomar en cuenta los siguientes factores: Tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación,

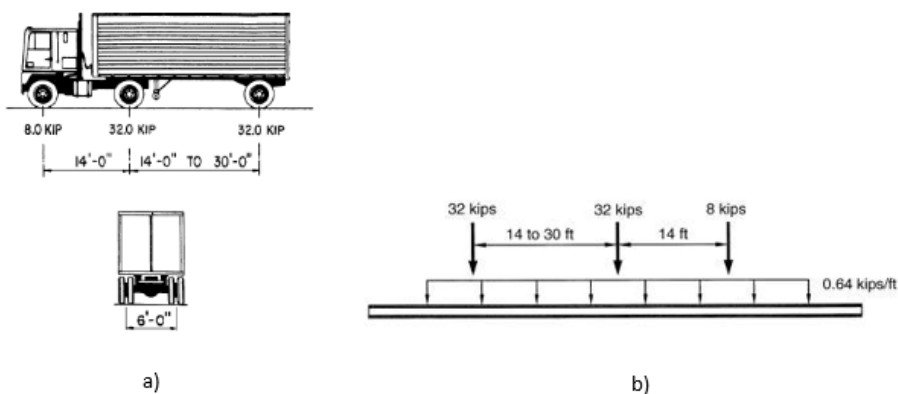
ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno e inclinación del muro. (AASHTO, 2004)

3. **Carga vehicular (LL).** La norma AASHTO define en la sección 3.6.1.1 la carga vehicular. En la sección 3.6.1.2.1 establece que:

«La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93.»

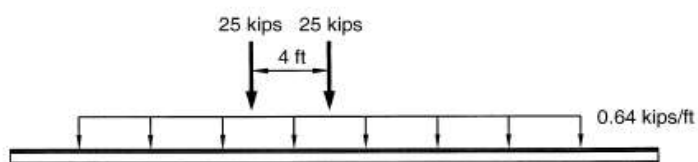
La carga vehicular HL-93 se define como la combinación de un camión o tándem de diseño y una carga lineal equivalente a un carril cargado. El camión de diseño consiste en tres cargas puntuales (8 kips, 32 kips y 32 kips), con un peso total de 72 kips, separadas como indica la Figura 29. El tándem de diseño corresponde a dos cargas puntuales de 25 kips separadas a 4 pies. Por último, la carga distribuida de un carril cargado corresponde a 0.64 kips por pie lineal. La carga viva vehicular que se utilizara es la máxima de estas dos combinaciones (ver figuras 29 y 30).

Figura 29 – Camión de diseño para HL-93 más carga de carril.



a) Corresponde a la geometría del camión de diseño. b) esquema de la superposición de las cargas del camión de diseño y la carga lineal de carril

Figura 30 - Tándem de diseño para HL-93 más carga de carril



La Figura 30 representa la superposición de la carga del tándem con la carga lineal de carril

4. **Carga peatonal (PL).** La normativa AAHTO separa la carga viva peatonal de la vehicular, ya que cada una es aplicada en diferente situación, pero para el diseño en general se debe aplicar la superposición

de ambas cargas. La sección 3.6.1.6 de la normativa establece que debe aplicarse una carga equivalente a 0.075 kips por pie cuadrado, cuando el ancho de la acera exceda los 2 pies, y esta debe aplicarse de forma simultánea a la carga vehicular. Además, la norma AASHTO establece que para puentes destinados únicamente para uso peatonal y bicicletas, deben ser diseñados con la norma AASHTO LRFD para diseño de puentes peatonales. (AASHTO, 2012)

5. Carga de impacto dinámico (IM). Debido a que la superficie de rodadura no es uniforme, esto genera que la suspensión de los vehiculos reaccione a tensión y compresión; esta oscilación genera fuerzas que exceden del peso establecido por normativa. Debido a esto, la especificación AASHTO, en la sección 3.6.2.1 establece una aproximación para obtener esta sobrecarga provocada por el paso de los vehículos. (Manrique, 2004)

La norma (AASHTO, 2004) establece que:

«A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tandem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 3.6.2.1-1, incremento por carga dinámica. El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$. El incremento por carga dinámica no se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño.»

Figura 31 - Tabla 3.6.2.1-1. Factor IM.

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

La Figura 31 representa el factor IM que debe aplicarse a la carga vehicular. En otros componentes se refiere a vigas, columnas y apoyos (excepto apoyos de elastómeros).

6. Fuerza de frenado (CT). Debido a la desaceleración, que provocan los frenos de los vehículos, genera fuerzas que no pueden despreciarse, es necesario integrarlas dentro del diseño. La norma AASHTO establece en la sección 3.6.4 que la fuerza de frenado deberá tomarse como el mayor entre: el 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem; o el 5 por ciento del camión, o tándem, de diseño más la carga del carril. La fuerza de frenado deberá ubicarse en todos los carriles que se consideran cargados, de acuerdo con la sección 3.6.1.1.1 y que transportan tráfico en la misma dirección. La fuerza actuara de forma horizontal a una altura de 6 pies (1.80 metros) sobre el nivel de la superficie de rodadura. (AASHTO, 2012)

7. **Colisión de vehículos (CT).** Para el diseño de los estribos y las pilas se deben tomar en cuenta una carga que representa la colisión de un vehículo contra estos elementos. La normativa AASHTO define en la sección 3.6.5 que debe tomarse en cuenta una carga equivalente de 600 kips, de forma horizontal entre cero y quince grados en dirección del tráfico, a una altura de 5 pies (1.5 metros). Además, la normativa permite obviar esta carga cuando se cumple alguno de los requisitos establecidos en la sección 3.6.5.1. (AASHTO, 2012)

8. **Cargas de agua (WA).** La normativa AASHTO en la sección 3.7 define la carga provocada por el agua. En la sección 3.7.1 describe que debe asumirse una presión hidrostática que actúa de forma perpendicular a la superficie que retiene el agua. La presión deberá calcularse como el producto entre la altura de la columna de agua, la densidad del agua y la aceleración de la gravedad. Existen dos presiones de flujo, la longitudinal y lateral.

En la sección 3.7.3.1 define la presión longitudinal como la presión provocada por el flujo de agua que actúa en dirección paralela a la subestructura. (AASHTO, 2012)

Ecuación 11 - Ecuación 3.7.3.1-1. Presión longitudinal.

$$P = \frac{C_D * V^2}{1000}$$

La Ecuación 11 permite calcular la presión longitudinal (Ksf); en función del valor del coeficiente de arrastre para pilas (C_D), el cual se define en la tabla 3.7.3.1-1; y el valor de la velocidad del flujo (V) en ft/s.

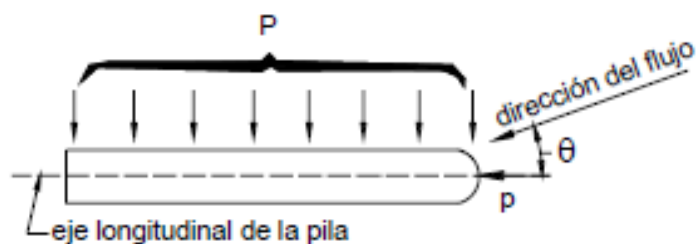
Figura 32 - Tabla 3.7.3.1-1. Coeficiente C_D .

Type	C_D
Semicircular-nosed pier	0.7
Square-ended pier	1.4
Debris lodged against the pier	1.4
Wedge-nosed pier with nose angle 90 degrees or less	0.8

La Figura 32 corresponde a la tabla 3.7.3.1-1, la cual permite obtener el valor del coeficiente de arrastre dependiendo de la geometría de la pila.

En la sección 3.7.3.2 define la presión lateral como la presión que actúa sobre la subestructura debido al caudal de agua que fluye, formando un Angulo con respecto al eje longitudinal de la pila. (AASHTO, 2012)

Figura 33 - Figura 3.7.3.2-1. Vista en planta de una pila con indicación de la presión de flujo del curso de agua



La Figura 33 es un esquema que permite comprender el efecto que provoca la presión lateral en la subestructura.

Ecuación 12 - Ecuación 3.7.3.2-1. Presión lateral.

$$P = \frac{C_L * V^2}{1000}$$

La Ecuación 12 permite calcular la presión lateral (Ksf); en función del valor del coeficiente de arrastre lateral para pilas (C_L), el cual se define en la tabla 3.7.3.2-1; y el valor de la velocidad del flujo (V) en ft/s

Figura 34 - Tabla 3.7.3.2-1. Coeficiente de arrastre lateral para pilas.

Angle, θ , between direction of flow and longitudinal axis of the pier	C_L
0 degrees	0.0
5 degrees	0.5
10 degrees	0.7
20 degrees	0.9
≥ 30 degrees	1.0

La Figura 34 corresponde a la tabla 3.7.3.2-1, la cual permite obtener el valor del coeficiente de arrastre dependiendo de la geometría de la pila

9. Carga de viento (WL y WS). La velocidad del viento varía considerablemente en función de la altura y las condiciones del terreno que recorre. Generalmente en estructuras de pequeñas y de baja altura el viento no resulta predominante en el diseño. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o altura es necesario investigar las condiciones locales. Para el caso de Guatemala el viento no es una carga que predomine en el diseño; ya que la carga sísmica genera una demanda mayor. Además, los elementos al ser diseñados para esta carga sísmica tienen una capacidad alta que les permite resistir los esfuerzos que generan las cargas de viento. (AASHTO, 2004)

La normativa AASHTO establece en el artículo C3.8.1.1 que deberá considerarse simultáneamente las presiones sobre ambos lados a sotavento y barlovento en la dirección del viento supuesta. La normativa supone que las presiones de viento calculadas son causadas por una velocidad de viento (V_B), igual a 100mph. Además, se supone que la carga de viento se distribuye uniformemente sobre el área expuesta al viento. Para elementos con más de 30 pies de altura. La velocidad del viento para diseño deberá calcularse con la ecuación 3.8.1.1-1, de la normativa. (AASHTO, 2012)

Ecuación 13 - Ecuación 3.8.1.1-1. Cálculo de la velocidad del viento para diseño.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

La Ecuación 13 permite calcular la velocidad del viento para diseño V_{DZ} . Donde V_B es la velocidad establecida por AASHTO, la cual equivale a 100 mph. El valor de V_{30} corresponde a la velocidad del viento a una altura de 30 pies; Z corresponde a la altura de la estructura, la cual es mayor a 30 pies, la cual puede ser igual a la V_B cuando no se tenga la información del lugar. La velocidad friccional, V_o , la longitud de la fricción (Z_o); estos dos valores se obtienen en la tabla

Figura 35- Tabla 3.8.1.1-1. Valores de V_o y Z_o , para diferentes condiciones de terreno.

Condition	Open Country	Suburban	City
V_o (mph)	8.20	10.90	12.00
Z_o (ft)	0.23	3.28	8.20

La Figura 35 representa la tabla 3.8.1.1-1 con la cual se puede obtener los valores de V_o y Z_o , dependiendo del tipo de terreno donde se ubica la estructura.

En la sección 3.8.1.2 se define el procedimiento para calcular la presión de viento sobre la estructura (WS). Se supone que la dirección del viento es horizontal, a menos que se especifique lo contrario en la sección 3.8.3. La ecuación 3.8.1.2-1 permite calcular la presión de viento. (AASHTO, 2004)

En el comentario C3.8.3.1, de (AASHTO, 2004) establece que:

«Los puentes flexibles, tales como los puentes atirantados, o los tramos muy largos cualquiera sea su tipo, pueden requerir estudios especiales en base a información obtenida en ensayos de túnel de viento. En general, un ensayo de túnel de viento adecuado involucra la simulación del ambiente eólico local del sitio de emplazamiento del puente. Los detalles de estos ensayos están fuera del alcance de este comentario.»

Ecuación 14 - Ecuación 3.8.1.2-1. Cálculo de la presión de viento.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{10000}$$

La ecuación 3.8.1.2.1-1 permite calcular la presión de viento (P_D). Donde P_B es la presión básica del viento obtenida de la tabla 3.8.1.2-1, y V_{DZ} es la velocidad del viento para diseño, obtenida con la ecuación 3.8.1.1-1

Figura 36 - Tabla 3.8.1.2.1-1 Presión básica, P_B , correspondiente a V_B de 100 mph.

Superstructure Component	Windward Load, ksf	Leeward Load, ksf
Trusses, Columns, and Arches	0.050	0.025
Beams	0.050	NA
Large Flat Surfaces	0.040	NA

La Figura 36 representa la tabla 3.8.1.2.1-1, la cual permite obtener la presión básica P_B para una velocidad V_B de 100 mph.

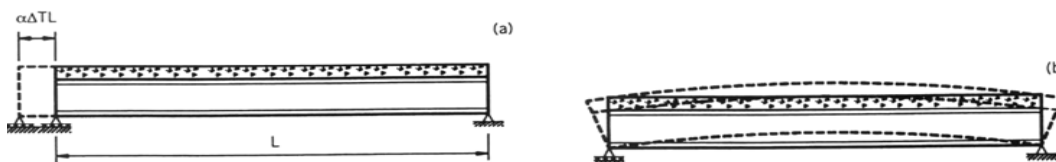
La carga de viento se obtiene al multiplicar la presión de viento obtenida en la ecuación 3.8.1.2.1-1 por el área transversal a la presión. La normativa establece los valores mínimos que debe utilizarse para la carga de viento, obtenida en la ecuación 3.8.1.2.1-1. La carga total del viento no debe tomarse menos de 0.30 kips por pie lineal en el plano de barlovento y 0.15 kips por pie lineal en el plano de sotavento en cordones de armadura y componentes de arco, y no menos de 0.30 kips por pie lineal en vigas o vanos de viga. (AASHTO, 2012)

10. Carga de temperatura (TU y TG). Existen dos tipos de temperatura que deben ser considerados para el análisis de la estructura. El primero es el cambio de temperatura uniforme, el cual se describe en la sección 3.12.2 de la normativa AASHTO 2012. Este tipo de cambio de temperatura afecta tanto a puentes de larga o corta longitud, además dependiendo si los apoyos están restringidos ocasionara fuerzas de contracción y expansión en los estribos del puente. El segundo es el gradiente de temperatura no uniforme, sección 3.12.3. Este efecto ocurre cuando la plataforma del puente se calienta más que las vigas, lo cual genera una curvatura hacia arriba. Si las vigas se encuentran completamente libre se producirá esfuerzos internos debido a la distribución lineal de la temperatura. (Manrique, 2004)

En la sección 3.12.2.1 establece los rangos de temperatura para calcular los efectos provocados por la deformación térmica; para esto se utiliza la tabla 3.12.2.1.1-1. Para poder interpretar dicha tabla, el comentario C3.12.2.1.1 de la normativa (AASHTO, 2004) establece que:

«A los fines de estas Especificaciones, se puede determinar si un clima es moderado en base al número de días helados por año. Si el número de días helados es menor que 14, el clima se puede considerar moderado. Se entiende por días helados son aquellos en los cuales la temperatura media es inferior a 0°C.»

Figura 37- Efectos de temperatura en la estructura de un puente.



La Figura 37 se puede observar los efectos que provoca la deformación térmica, donde a) es el efecto de dilatación provocada por el cambio de temperatura. b) el efecto de curvatura provocada por la deformación del gradiente de temperatura.

Figura 38 - Tabla 3.12.2.1.1-1. Rangos de temperatura.

CLIMA	ACERO O ALUMINIO	HORMIGÓN	MADERA
Moderado	-18° a 50°C	-12° a 27°C	-12° a 24°C
Frío	-35° a 50°C	-18° a 27°C	-18° a 24°C

La Figura 38 representa la tabla 3.12.2.1.1-1 de la normativa AASHTO, 2004 en español. Donde clasifica las variaciones de temperatura según un clima frío y moderado. En el comentario C3.12.2.1 establece los parámetros para definir si un clima es moderado o frío.

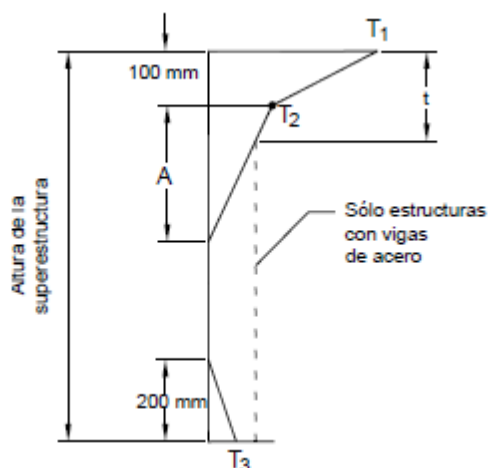
En la sección 3.12.3 se define el gradiente de temperatura. Para obtenerlo se debe subdividir la geografía del país en varias zonas, debido a que Guatemala no cuenta con una normativa específica para el diseño de puentes, para este caso se utilizara la zonificación utilizada en Perú. (Manrique, 2004)

Figura 39 - Gradiente de temperatura en °C basada en la zonificación de Perú.

Zona	Superficie de concreto		50 mm de Asfalto		100 mm de Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

La Figura 39 permite obtener los valores de T1 y T2, los cuales se utilizan en la figura 40. Esta tabla fue recopilada del Manual de Diseño de Puentes., MTC – DGCF. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones., Lima

Figura 40 - Figura 3.12.3-2. Gradiente de temperatura vertical en superestructuras de hormigón y acero.



La Figura 40 permite ver la variación de la temperatura en función a los niveles de la superestructura del puente. Donde T_1 y T_2 se obtienen de la tabla que se ilustra en la figura 39; T_3 se obtiene de un estudio realizado en el sitio, el valor de T_3 no puede exceder de 3°C . El valor del gradiente varía dependiendo de la superestructura; y t es el espesor de losa.

11. Carga sísmica (EQ). Los puentes se diseñan para tener una baja probabilidad de colapso, pero al mismo tiempo los códigos permiten que estos puedan sufrir daños significativos cuando están sujetos a movimientos sísmicos. La estructura se diseña bajo sismo con una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años. (AASHTO, 2012)

Las cargas sísmicas se deben considerar como efectos de una fuerza horizontal determinada según lo establecido por la sección 4.7.4. La carga sísmica proviene del producto entre el coeficiente de respuesta sísmica elástica (C_{sm}) por el peso equivalente de la estructura; ajustado por el factor de modificación de respuesta (R). El peso de la estructura está en función a la configuración del puente y las cargas estáticas definidas. (AASHTO, 2012)

La normativa AASHTO se basa en los siguientes tres principios para el diseño sísmico de los puentes. El primero establece que los componentes estructurales deberán resistir los sismos leves o moderados dentro del rango elástico sin sufrir daños significativos. En segundo, los procedimientos de diseño deberán utilizar intensidades de movimiento sísmico del terreno y fuerzas realistas. Por último, la exposición al movimiento provocado por grandes sismos no deberá provocar el colapso total ni parcial del puente. Los puentes pueden presentar daños que sean fácilmente detectables y estar accesibles para su inspección y reparación. También se considera la posibilidad de que exista licuefacción en el suelo, así como movimientos que pueda generarse en los taludes. (AASHTO, 2012)

El riesgo sísmico en el sitio del puente está caracterizado por el espectro de respuesta de aceleración para el sitio y por los factores de sitio. El espectro de aceleración se determina utilizando el procedimiento indicado en la sección 3.10.2.1 o implementando un procedimiento específico el cual se encuentra en la sección

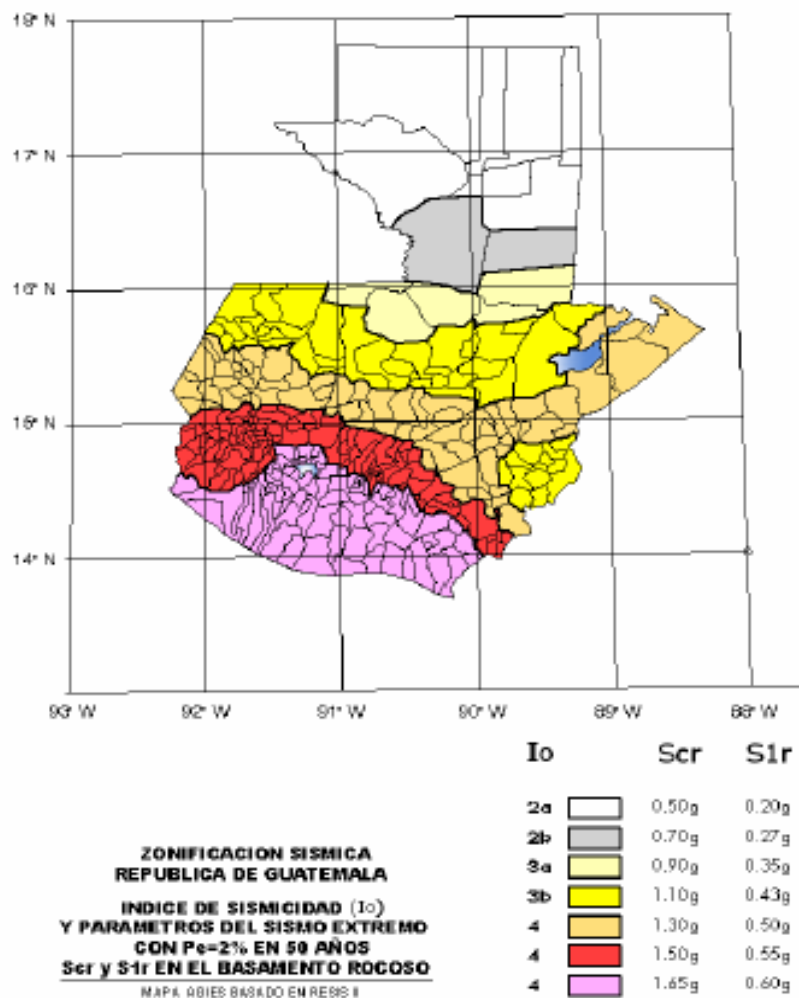
3.10.2.2. La AASHTO obliga al diseñador a utilizar el procedimiento específico si se cumple cualquiera de las siguientes tres condiciones: El sitio se encuentra ubicado dentro de un radio de 6 millas respecto a una falla activa; el sitio está clasificado como clase F; se esperan sismos de larga duración en la región. (AASHTO, 2012)

El procedimiento general, sección 3.10.2.1 de la AASHTO, establece que debe utilizarse el coeficiente máximo de aceleración del suelo (PGA) y los coeficientes de aceleración espectral para periodos de corta y larga duración (S_s , S_1) para calcular el espectro. Los valores de PGA, S_s y S_1 se deben determinar a partir de los mapas estatales aprobados por el propietario. Para el caso Guatemala se utilizará la norma de seguridad estructural 2 (NSE 2) de la comisión de AGIES (Asociación Guatemalteca De Ingenieros Estructurales). (AASHTO, 2012)

Para elaborar el espectro de respuesta de un puente en un sitio específico dentro de la República de Guatemala, se utiliza la norma de seguridad estructural dos (NSE 2), de la comisión de AGIES. (AGIES, 2010)

En la sección 4.3.3.1 se definen los parámetros iniciales, S_{cr} y S_{1r} , cuyos valores son obtenidos a través de la figura 4-1, de la NSE 2. Luego en la sección 4.3.3.2 se debe realizar el ajuste por clase de sitio; donde los parámetros iniciales deberán ser ajustados a las condiciones en la superficie, según el tipo de suelo que cubra el basamento en el sitio. (AGIES, 2010)

Figura 41 - Figura 4-1, NSE 2. Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala.



La Figura 41, representa la figura 4-1 de la NSE 2. A través de este mapa de zonificación se puede obtener los parámetros iniciales de aceleración (S_{cr} y S_{1r}) para la República de Guatemala

Ecuación 15 - Ecuación 4-1 y 4-2 NSE 2. Ajuste por clase de sitio.

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

La Ecuación 15 permite realizar el ajuste por clase de sitio a los parámetros iniciales. Donde los valores S_{cr} y S_{1r} son obtenidos de la figura 4-1 de la NSE 2; y los valores de F_a y F_v se obtienen de las tablas 4-2 y 4-3

Figura 42 - Tabla 4-2, NSE 2. Coeficiente de sitio F_a .

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

La Figura 42 representa la tabla 4-2 de la NSE 2, con la cual se puede obtener el valor de F_a para la ecuación 4-1. El valor de F_a está en función del índice de sismicidad, ver figura 4-1 y la clase de sitio.

Figura 43 - Tabla 4-3, NSE 2. Coeficiente de sitio F_v .

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

La Figura 43 representa la tabla 4-3 de la NSE 2, con la cual se puede obtener el valor de F_v para la ecuación 4-2. El valor de F_v está en función del índice de sismicidad, ver figura 4-1 y la clase de sitio.

Ecuación 16 - Ecuación 4-4 y 4-5 NSE 2. Espectro calibrado a nivel de diseño requerido.

$$S_{CD} = S_{cs} * K_D$$

$$S_{1D} = S_{1s} * K_D$$

La Ecuación 16 permite obtener los valores de aceleración espectral para diseño. Donde los valores S_{cs} y S_{1s} son obtenidos de la ecuación 4-2 y 4-3 de la NSE 2; y valor K_D se define en la sección 4.3.4.1

Cuadro 4 - Valores de K_D obtenidos según la sección 4.3.4.1 de la NSE 2.

Tipo de sismo	Descripción	K_D
Sismo ordinario	10% de probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo	5% de probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo	2% de probabilidad de ser excedido en 50 años	1
Sismo mínimo	Condición de excepción	0.55

El Cuadro 4 permite obtener el valor del factor K_D según la sección 4.3.4.1 de la NSE 2.

Figura 44 - Tabla 4-4, NSE 2. Guía para la clasificación de sitio.

Clase de Sitio		V_{ps} todo el perfil	N_p todo el perfil	N_{sc} sector no-cohesivo	S_{sc} sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
		Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $Suc < 25$ kPa			
F	Suelo con problemas especiales	Véase NSE 2.1 Capítulo 5			

La Figura 44 representa la tabla 4-4 de la NSE 2. La cual es una guía para conocer el tipo de sitio que se está analizando; esta clasificación sirve para obtener los factores de ajuste F_a y F_v .

En la sección 3.10.5 se encuentra la clasificación operacional, en donde el propietario o diseñador debe seleccionar el tipo de puente que desea analizar, bajo criterio propio. La normativa clasifica los puentes entre: críticos, esenciales y en otros. Para la selección del tipo de obra se recomienda considerar los requerimientos sociales, supervivencia, seguridad y defensa. (AASHTO, 2012)

En la sección 3.10.6 se debe asignar una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo con la tabla 3.10.6-1, la cual depende del valor de S_{1D} . Las zonas sísmicas reflejan como el riesgo sísmico varía a lo largo del país y se utilizan para permitir diferentes requisitos para los métodos de análisis. (AASHTO, 2012)

Figura 45 - Tabla 3.10.6-1. Clasificación de zonas sísmicas por AASHTO 2012.

Acceleration Coefficient, S_{D1}	Seismic Zone
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

La Figura 45, representa la tabla 3.10.6-1, la cual permite clasificar la zona sísmica dependiendo del parámetro de aceleración espectral S_{ID} .

F. Combinaciones de cargas

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, la normativa AASHTO especifica varias combinaciones de carga, las cuales están definidas bajo los criterios de los estados límites establecidos en la sección 1.3.2. Las combinaciones de carga se aplican dependiendo el estado límite que se está analizando y además según el elemento estructural que se desea diseñar. (Manrique, 2004)

Cuadro 5 - Definición de las combinaciones de carga, según la sección 3.4.1

Tipo de combinación	Descripción
Resistencia I:	Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.
Resistencia II:	Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.
Resistencia III:	Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.
Resistencia IV:	Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.
Resistencia V:	Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.
Evento Extremo I:	Combinación de carga incluyendo sismo.
Evento Extremo II:	Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

Tipo de combinación	Descripción
Servicio I:	Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de las deflexiones.
Servicio II:	Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.
Servicio III:	Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.
Fatiga:	Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada en el Artículo 3.6.1.4.1.

El Cuadro 5 define cada una de las combinaciones implementadas por la normativa AASHTO, las cuales están establecidas en la sección 3.4.1

Figura 46 – Tabla 3.4.1-1. Combinaciones de carga y factores de carga.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_p	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_p	—	1.00	1.4 0	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.4 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.3 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.7 0	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

La Figura 46 representa la tabla 3.4.1-1 en donde se definen los factores de carga para cada una de las combinaciones que se encuentran en la sección 3.4.1 de la AASHTO. El valor de γ_p se define en la tabla 3.4.1-2.

Figura 47 - Tabla 3.4.1-2. Factores para la carga permanente γ_p .


Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.4	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (1999) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts and Structural Plate Culverts with Deep Corrugations		1.5	0.9
o Thermoplastic culverts		1.3	0.9
o All others		1.95	0.9
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

La Figura 47 representa la tabla 3.4.1-2 en donde se define los valores para el factor γ_p máximo y mínimo, el cual es aplicado en la tabla 3.4.1-1 para cada una de las combinaciones. El factor γ_p solo afecta a las cargas permanentes.

G. Integración de cargas gravitacionales

Las cargas gravitacionales definidas a continuación fueron utilizadas para el diseño de la superestructura del puente. Los elementos diseñados bajo estas cargas fueron: el tablero, la viga, el diafragma y las conexiones respectivas. Las cargas gravitacionales que se definen a continuación corresponden a las cargas permanentes (DC), carga de la superficie de rodadura (DW), la carga peatonal (PD), la carga viva (LL) y la carga de impacto dinámico (IM).

Figura 48 - Integración de carga permanente.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Integración de cargas permanentes	1/1
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

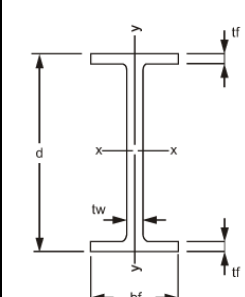
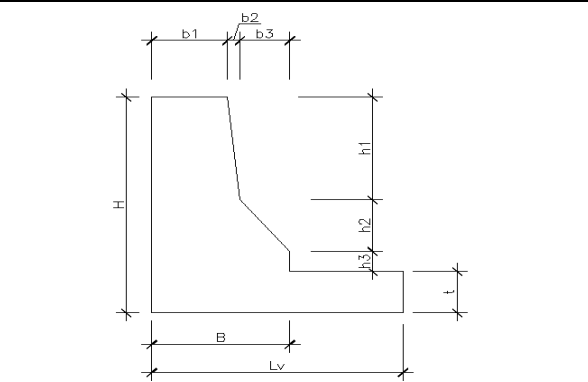

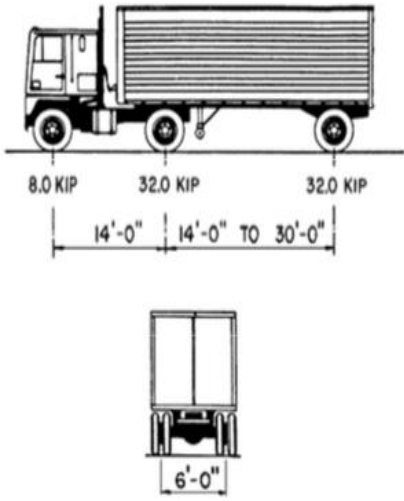
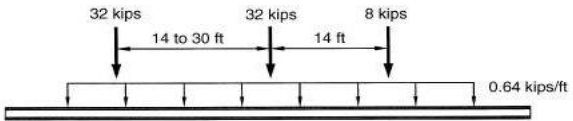
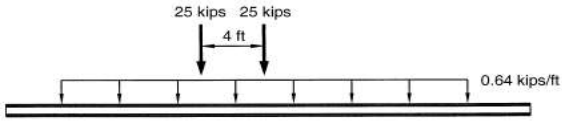
Integración de carga muerta			
Peso específico de los materiales		Códigos:	
Material	γ (Pcf)	Datos de la súper estructura	
Asfalto	0.14	No. Vigas	5
Concreto ($f_c < 5000$ psi)	0.145	b_{ef}	8 ft
Acero	0.49		
Carga distribuida aplicada sobre cada viga			
Carpeta de rodadura		Deck de concreto	
Espesor =	2.500 in	Espesor =	8.000 in
$W_{asfalto} =$	0.233 kip/ft	$W_{Deck} =$	0.773 kip/ft
Viga de Acero			
Peralte:	$d =$	95	in
Espesor alma:	$tw =$	3/4	in
Ancho patín superior :	$bf_{sup} =$	18	in
Espesor patín superior:	$tf_{sup} =$	7/8	in
Ancho patín inferior:	$bf_{inf} =$	18	in
Espesor patín inferior:	$tf_{inf} =$	1	in
Area	0.719	in^2	
$W_{Viga} =$	0.353	kip/ft	
			
Barrera tipo new jersey			
Dimensiones		Esquema de la barrera	
b1	11.811 in		
b2	1.969 in		
b3	7.874 in		
h1	19.685 in		
h2	9.843 in		
h3	3.937 in		
H	33.465 in		
B	21.654 in		
Lv =	39.37 in		
t_{losa} =	9.00 in		
Area	4.252 in^2		
W_{Voladizo} =	0.389 kip/ft		
Comentarios:			
<p>Todos los valores de pesos específicos se obtuvieron de la sección 3 de la norma AASHTO 2012. La barrera tipo New jersey se asumió de concreto Los datos de la súper estructura deben corroborarse con la hoja de "Datos del Puente" Ver sección 3.5 de la normativa AASHTO 2012.</p>			

Figura 49 - Integración de carga viva vehicular.

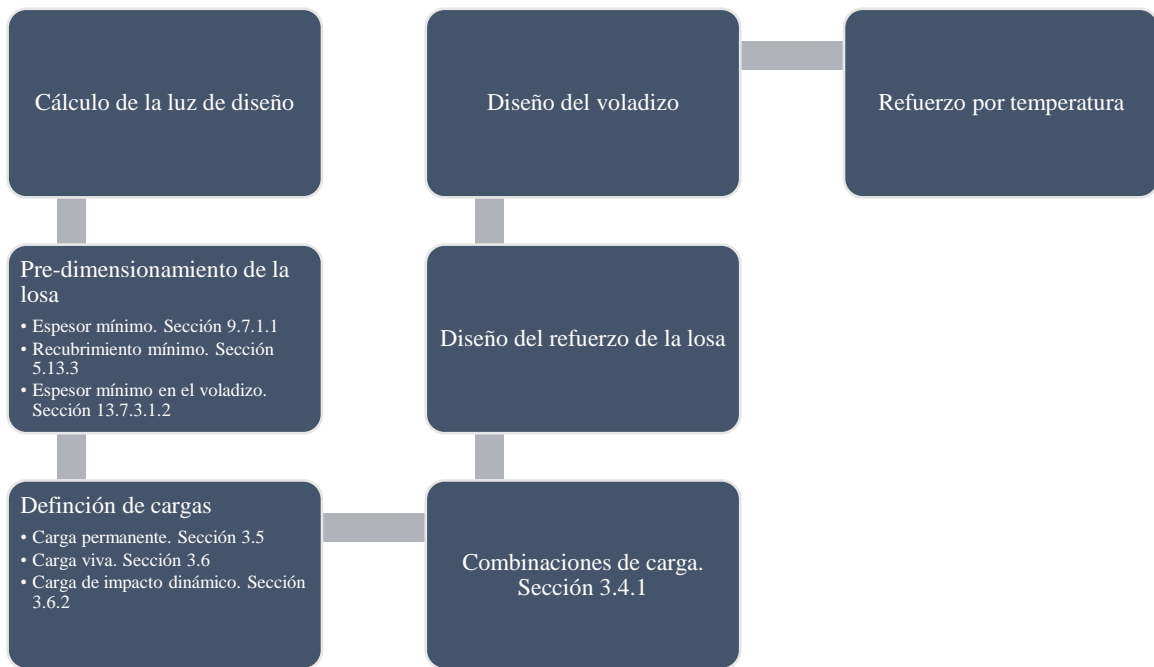
	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Definición de carga vehicular	
	Ubicación:		1/1
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Integración de carga viva																												
Camión de diseño HL-93	Codigos:																											
	<table border="1"> <tr> <th colspan="3">Cargas de eje</th> </tr> <tr> <td>Eje 1</td> <td>8</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 2</td> <td>32</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 3</td> <td>32</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Separacion entre ejes</th> </tr> <tr> <td>Sep Eje1-2 =</td> <td>14</td> <td>ft</td> </tr> <tr> <td>Sep Eje2-3 =</td> <td>14-30</td> <td>ft</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Carga de carril</th> </tr> <tr> <td>$W_{\text{carril}} =$</td> <td>0.64</td> <td>kip/ft</td> </tr> </table> <p>Para la integración de la carga viva vehicular se utilizó la sección 3.6 de la normativa AASHTO 2012.</p>	Cargas de eje			Eje 1	8	kip	Eje 2	32	kip	Eje 3	32	kip	Separacion entre ejes			Sep Eje1-2 =	14	ft	Sep Eje2-3 =	14-30	ft	Carga de carril			$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft
	Cargas de eje																											
Eje 1	8	kip																										
Eje 2	32	kip																										
Eje 3	32	kip																										
Separacion entre ejes																												
Sep Eje1-2 =	14	ft																										
Sep Eje2-3 =	14-30	ft																										
Carga de carril																												
$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft																										
	Esquema de carga vehicular																											
																												
Tandem de diseño																												
Esquema de carga vehicular	Separacion entre ejes																											
	<table border="1"> <tr> <td>Sep Eje1-2 =</td> <td>4</td> <td>ft</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Carga de carril</th> </tr> <tr> <td>$W_{\text{carril}} =$</td> <td>0.64</td> <td>kip/ft</td> </tr> <tr> <th colspan="3">Cargas de eje</th> </tr> <tr> <td>Eje 1</td> <td>25</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 2</td> <td>25</td> <td>kip</td> </tr> </table>	Sep Eje1-2 =	4	ft	Carga de carril			$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft	Cargas de eje			Eje 1	25	kip	Eje 2	25	kip									
Sep Eje1-2 =	4	ft																										
Carga de carril																												
$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft																										
Cargas de eje																												
Eje 1	25	kip																										
Eje 2	25	kip																										
Comentarios:																												
<p>Todos los valores de carga vehicular se obtuvieron de la sección 3 de la norma AASHTO 2012. Se debe tomar en cuenta los tipos de vehículos que circularán sobre el puente para el cálculo. Ver la sección 3.6 de la AASHTO 2012</p>																												

H. Diseño del tablero


El tablero se diseñó bajo los efectos de las cargas permanentes definidas en la sección G de este documento; utilizando la combinación de resistencia I, establecida en la sección 3.4.1 de la normativa AASHTO 2012. La Figura 50 presenta el diagrama de flujo, el cual representa el procedimiento realizado para el diseño del tablero.

Figura 50 - Procedimiento para diseñar el tablero de un puente



La Figura 50 presenta el procedimiento realizado para el diseño del tablero. Para el diseño se utilizó como base el manual de puentes en concreto reforzado de Carlos Ramiro Vallecilla.

Figura 51 - Diseño de tablero. Hoja 1 de 4.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño del tablero	1/4
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

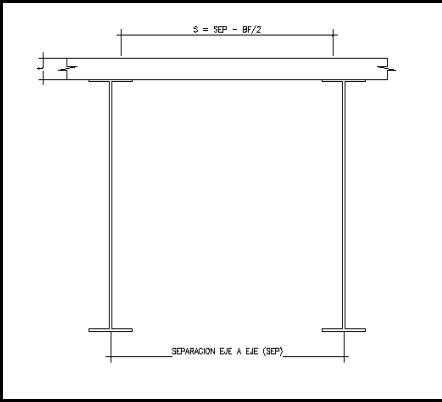


Datos para el diseño			
Sección de diseño		Datos del puente	
		Separación entre vigas = S =	8 ft
		Longitud del voladizo = Lv =	3.28 ft
		No. vigas =	5
		Longitud total a centro de las vigas metálicas (ft) =	32
		Longitud total fuera a fuera del puente (ft) =	38.56
		Dimensiones de la viga	
		Alma	
		Peralte de la viga = d =	95 in
		Espesor del alma = t_w =	0.75 in
		Patín superior (Compresión)	
		Ancho del Patín bf_{top} =	18 in
		Espesor del alma = tf_{top} =	0.875 in
Luz de diseño		Patín inferior (Tensión)	
$S_{diseño}$ =	7.25 ft	Ancho del patín bf_{bot} =	18 in
S =	8 ft	Espesor del alma = tf_{bot} =	1 in
bf =	1.5 ft		
Predimensionamiento de losa			
t_{min} =		7 in	
t_o =		6.9 in	
t_{losa} =		8 in	
Recubrimiento top =		2.5 in	
Recubrimiento bottom =		1 in	
Espesor de carpeta de rodadura =		2.5 in	
Espesor de losa mínimo en voladizo =		9 in	
Definición de cargas			
Carga muerta			
Peso propio losa =	PP_{Losa} =	0.097 kips/ft	
	$\gamma_{concreto}$ =	0.145 kcf	
Carpeta de rodadura =	WS =	0.029 kips/ft	
	γ_{WS} =	0.140 kcf	
	t_{WS} =	2.500 in	
Carga viva			
HL - 93 =	P =	16 kips	
Comentarios:			
Los valores de la sección se obtuvieron de la geometría original de la estructura. La dimensión de la viga proviene del predimensionamiento de la misma. El procedimiento de diseño parte del manual de puentes en concreto reforzado, del Ingeniero Carlos Ramiro Vallejilla B.			

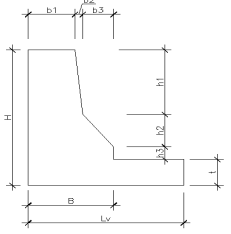
Figura 52 - Diseño de tablero. Hoja 2 de 4.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño del tablero	2/4
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Diseño del tablero								
Efectos máximos							Sección AASHTO	
Ancho tributario =		1	ft					
$M_{pp} =$		0.508	kips-ft					
$M_{ws} =$		0.153	kips-ft					
$M_{LL} =$		3.700	kips-ft					
Combinaciones de carga								
Factores γ_p							Tabla 3.4.1-2	
Tipo de carga		Máximo	Mínimo					
PP = DC =		1.25	0.9					
WS =		1.5	0.65					
Factor de impacto dinámico =		1.33		Tabla 3.6.2.1-1				
Tabla de combinaciones de carga según AASHTO Tabla 3.4.1-1								
No	Combinación	DC		WS		LL+IM		Mu Kips-ft
		γ_p	M_{DC} Kips-ft	γ_p	M_{WS} Kips-ft	IM_{factor}	M_{LL} Kips-ft	
1	Resistencia I (γ_p máxima)	1.25	0.5081042	1.5	0.1533073	2.3275	3.700	9.477
2	Resistencia I (γ_p mínimo)	0.9	0.5081042	0.65	0.1533073	2.3275	3.700	9.169
Mu =		9.477		kips-ft				
Diseño del refuerzo para la losa								
Refuerzo a usar								
No. Barra		5						
Sep =		6		in				
As =		0.614		in ² /in				
$\Phi M_n =$		12.21		kips - ft				
a =		0.902		in				
d =		4.875		in				
D/C =		0.776						
Conclusión =		SÍ CUMPLE						
Refuerzo a Colocar:		No. 5 @ 6 in arriba y abajo, perpendicular al tráfico						
Comentarios:								
El procedimiento de diseño se basa en el manual de puentes de concreto reforzado, Carlos Ramiro Vallecilla B.								

Figura 53 - Diseño de tablero. Hoja 3 de 4.

	Proyecto Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño del tablero	3/4
Ubicación:		
Diseñado por : José Esteban Lazo		

Diseño del tablero																										
Diseño del voladizo																										
Esquema del voladizo			Dimensiones																							
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b2</td><td>11.81</td><td>in</td></tr> <tr><td>b3</td><td>1.97</td><td>in</td></tr> <tr><td>h1</td><td>7.87</td><td>in</td></tr> <tr><td>h2</td><td>19.69</td><td>in</td></tr> <tr><td>h3</td><td>9.84</td><td>in</td></tr> <tr><td>H</td><td>3.94</td><td>in</td></tr> <tr><td>B</td><td>33.46</td><td>in</td></tr> </table>			b2	11.81	in	b3	1.97	in	h1	7.87	in	h2	19.69	in	h3	9.84	in	H	3.94	in	B	33.46	in
b2	11.81	in																								
b3	1.97	in																								
h1	7.87	in																								
h2	19.69	in																								
h3	9.84	in																								
H	3.94	in																								
B	33.46	in																								
			<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Lv =</td><td>39.37</td><td>in</td></tr> <tr><td>t_{losa} =</td><td>39.37</td><td>in</td></tr> </table>			Lv =	39.37	in	t _{losa} =	39.37	in															
Lv =	39.37	in																								
t _{losa} =	39.37	in																								

Efectos máximos					Sección AASHTO
Carga muerta					
No. Figura	Tipo	Area (ft ²)	X	DL (kips/ft)	M
1	Rectángulo	2.7448	33.4646	0.3980	1.1099
2	Triángulo	0.1345	26.9029	0.0195	0.0437
3	Rectángulo	0.1345	26.5748	0.0195	0.0432
4	Triángulo	0.2691	22.9659	0.0390	0.0747
5	Rectángulo	0.2691	22.6378	0.0390	0.0736
6	Losa	2.4606	19.6850	0.3568	0.5853
Total =		3.5521		0.8718	1.9304

Carga viva		
HL - 93 =	P =	16 kips
Ancho de distribución =	E =	3.9890 ft

Combinaciones de carga		
Factores γ_p		
Factor de impacto dinámico =		1.33

Combinación	Combinación	DC		LL-HM			Mu Kips-ft
		γ_p	M _{DC} Kips-ft	LL _{factor}	IM _{factor}	M _{LL} Kips-ft	
1	Resistencia I (γ_p máxima)	1.25	1.930	1.75	1.33	1.911	7.567
2	Resistencia I (γ_p mínimo)	0.9	1.930	1.75	1.33	1.911	6.891
Mu =		7.567	kips-ft				


Diseño del refuerzo para la losa			
Refuerzo a usar			
No. Barra	5		
Sep =	6	in	
As =	0.614	in ² /in	
$\phi M_n =$	14.98	kips - ft	
a =	0.902	in	
d =	5.875	in	

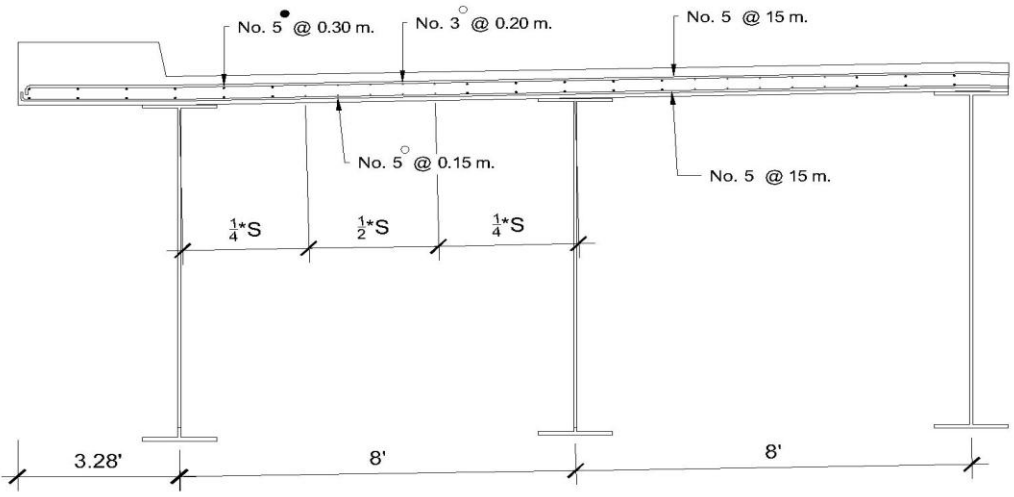
D/C =	0.505
Conclusión =	SÍ CUMPLE

Refuerzo	No. 5 @ 6 in arriba y abajo,
a colocar:	perpendicular al tráfico

Comentarios:
El procedimiento de diseño se basa en el manual de puentes de concreto reforzado, Carlos Ramiro Vallecilla B.

Figura 54 - Diseño de tablero. Hoja 4 de 4.

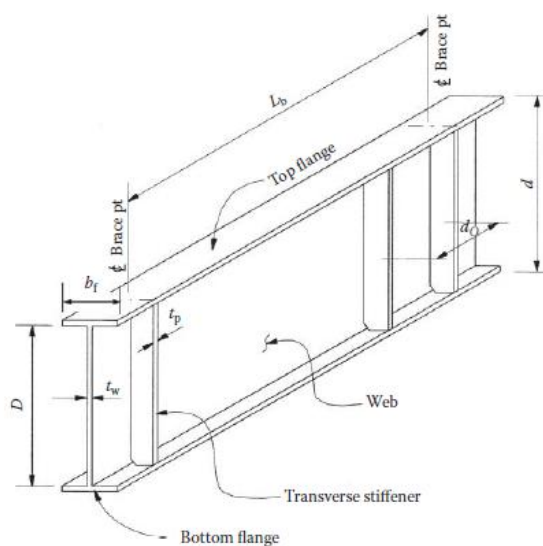
	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño del tablero	4/4
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Diseño del tablero						
Refuerto de distribución	Sección AASHTO					
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>$\% = 220/\sqrt{S} =$</td> <td style="text-align: right;">67%</td> </tr> </table>		$\% = 220/\sqrt{S} =$	67%			
$\% = 220/\sqrt{S} =$	67%					
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>As =</td> <td style="text-align: center;">0.411</td> <td style="text-align: right;">in²/ft</td> </tr> </table>		As =	0.411	in ² /ft		
As =	0.411	in ² /ft				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>No. Barra</td> <td style="text-align: center;">5</td> </tr> <tr> <td>Sep =</td> <td style="text-align: center;">8</td> <td style="text-align: right;">in</td> </tr> </table>		No. Barra	5	Sep =	8	in
No. Barra	5					
Sep =	8	in				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>As =</td> <td style="text-align: center;">0.460</td> <td style="text-align: right;">in²/ft</td> </tr> </table>		As =	0.460	in ² /ft		
As =	0.460	in ² /ft				
<table border="1" style="width: 80%;"> <tr> <td>Refuerto a colocar:</td> <td>No. 5 @ 8 in abajo en la franja media, paralelo al tráfico</td> </tr> </table>		Refuerto a colocar:	No. 5 @ 8 in abajo en la franja media, paralelo al tráfico			
Refuerto a colocar:	No. 5 @ 8 in abajo en la franja media, paralelo al tráfico					
<table border="1" style="width: 80%;"> <tr> <td>Refuerto a colocar:</td> <td>No. 5 @ 12 in abajo en el cuarto exterior, paralelo al tráfico</td> </tr> </table>		Refuerto a colocar:	No. 5 @ 12 in abajo en el cuarto exterior, paralelo al tráfico			
Refuerto a colocar:	No. 5 @ 12 in abajo en el cuarto exterior, paralelo al tráfico					
Refuerto de distribución						
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>As =</td> <td style="text-align: center;">0.142</td> <td style="text-align: right;">in²/in</td> </tr> </table>		As =	0.142	in ² /in		
As =	0.142	in ² /in				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>No. Barra</td> <td style="text-align: center;">3</td> </tr> <tr> <td>Sep =</td> <td style="text-align: center;">8</td> <td style="text-align: right;">in</td> </tr> </table>		No. Barra	3	Sep =	8	in
No. Barra	3					
Sep =	8	in				
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>As =</td> <td style="text-align: center;">0.166</td> <td style="text-align: right;">in²/ft</td> </tr> </table>		As =	0.166	in ² /ft		
As =	0.166	in ² /ft				
<table border="1" style="width: 80%;"> <tr> <td>D/C =</td> <td style="text-align: center;">0.856</td> </tr> <tr> <td>Conclusión =</td> <td style="text-align: center;">SÍ CUMPLE</td> </tr> </table>		D/C =	0.856	Conclusión =	SÍ CUMPLE	
D/C =	0.856					
Conclusión =	SÍ CUMPLE					
<table border="1" style="width: 80%;"> <tr> <td>Refuerto a colocar:</td> <td>No. 3 @ 8 in arriba, en ambas direcciones</td> </tr> </table>		Refuerto a colocar:	No. 3 @ 8 in arriba, en ambas direcciones			
Refuerto a colocar:	No. 3 @ 8 in arriba, en ambas direcciones					
Esquema del armado para la losa						
						
Comentarios:						
<p>El procedimiento de diseño se basa en el manual de puentes de concreto reforzado, Carlos Ramiro Vallecilla B.</p>						

I. Diseño de la viga

La viga se diseña bajo los criterios de la normativa AASHTO LRFD, 2012. La sección 6 de dicha normativa establece los parámetros para el diseño de los elementos en acero estructural. La sección transversal del puente presentada en el apartado A, presenta la separación entre vigas metálicas. La superestructura del puente está compuesta por cinco vigas metálicas, con una separación de 8 pies centro a centro de la viga. El puente cuenta con tres tramos de vigas isostáticas, el tramo uno y tres tienen una luz de 140 pies, mientras que el tramo dos tiene una luz de 190 pies. Las normativas AASHTO anteriores recomendaban colocar el diafragma a una distancia no más de 25 pies. Para los tramos uno y tres se decidieron colocar el diafragma a una separación de 20 pies. Mientras que para el tramo dos se colocara el diafragma a una separación de 19 pies.

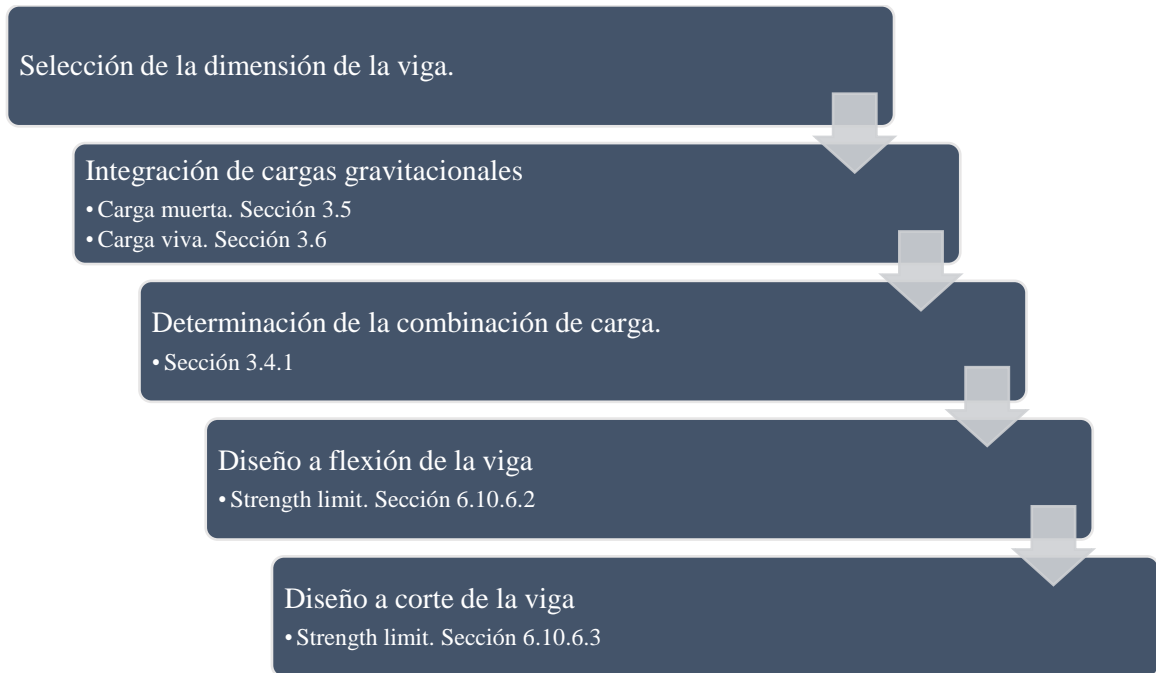
Figura 55 - Componentes de una viga metálica



La Figura 55 presenta los componentes que deben diseñarse junto a la viga metálica, según la normativa AASHTO.


La viga metálica que se diseñó tiene las dimensiones según el pre-dimensionamiento realizado en el apartado D. La viga debe cumplir los requisitos de flexión y cortante. Además, debe diseñarse los rigidizantes, si en dado caso fueran a ser necesario. Por fines prácticos, para la construcción, se diseñará la viga para la longitud del tramo dos, y se utilizará la misma sección para los tramos uno y tres.

Figura 56 - Diagrama de flujo para el diseño de una viga metálica, según AASHTO.



La Figura 56 representa el procedimiento que debe realizarse para el diseño de una viga metálica. Adicional a los pasos presentados, se debe diseñar los rigidizantes bajo los criterios establecidos en la sección 6 de la normativa. El diseño de los conectores de corte se presenta al final de este apartado.

Figura 57 - Diseño de la viga metálica. Hoja 1 de 10.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga isostática	1/10
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

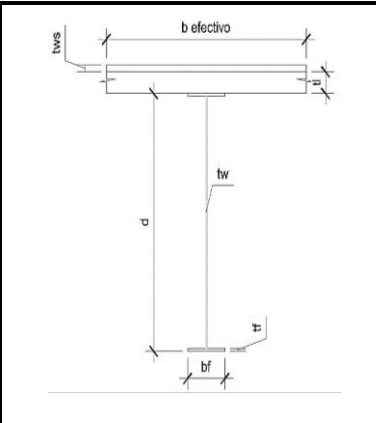

Datos para el diseño				
Propiedades de los materiales			Sección AASHTO	
Acero A709 Grado 50				
Esfuerzo del fluencia =	F _y =	50.00	ksi	
Peso específico =	γ _{acero} =	0.49	kcf	
Modulo de elasticidad =	E _s =	29,000.00	ksi	
			Tabla 6.4.1-1 Tabla 3.5.1-1 Sección 6.4.1	
Concreto				
Esfuerzo del fluencia =	F' _c =	4.00	ksi	
Peso específico =	γ _{concreto} =	0.15	kcf	
Modulo de elasticidad =	E _c =	3,644.15	ksi	
			Tabla C5.4.2.1-1 Tabla 3.5.1-1 Sección 5.4.2.4	
n = E_s/E_c =	8.00			
Datos del puente				
Luz de la viga =	L =	190.00	ft	
No. vigas =	5.00			
Separación =	8.00	ft		
Separación de diafragma =	L _b =	19.00	ft	
Espesor de la losa =	t _{losa} =	8.00	in	
Datos de la viga				
Dimensión de la viga			Sección de la viga	
Peralte de la viga =	d =	95.00	in	
Espesor del alma =	t _w =	0.75	in	
Patín superior (Compresión)				
Ancho del patín	b _{f_{top}} =	18.00		in
Espesor del patín =	t _{f_{top}} =	0.88		in
Patín inferior (Tensión)				
Ancho del patín	b _{f_{bot}} =	18.00		in
Espesor del patín =	t _{f_{bot}} =	1.00		in
Ancho efectivo de la losa			Sección AASHTO	
Ancho efectivo =	b _{ef} =	8.00	ft	
			Sección 4.6.2.6.1	
Comentarios:				
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base en el predimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>				

Figura 58 - Diseño de la viga metálica. Hoja 2 de 10.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño de la viga isostática	2/10
Ubicación:	Diseñado por : José Esteban Lazo	

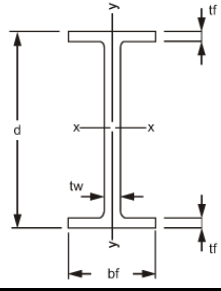
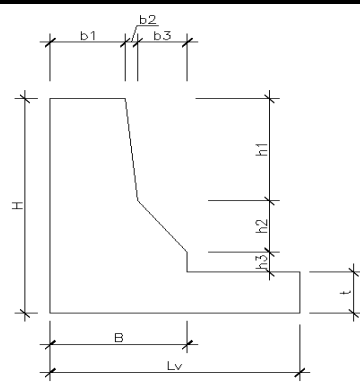

Integración de carga muerta		
Peso específico de los materiales		Códigos: Para la integración de las cargas permanentes se utilizó la sección 3.5 de la normativa AASHTO 2012.
Material	γ (Pcf)	
Asfalto	0.14	
Concreto ($f_c < 5000$ psi)	0.15	
Acero	0.49	
		Datos de la súper estructura:
		No. Vigas 5.00
		b_{ef} 8.00 ft
Cargas distribuidas aplicadas sobre la viga		
Carpeta de rodadura		Deck de concreto
Espesor =	2.500 in	Espesor = 8.000 in
$W_{asfalto} =$	0.233 kip/ft	$W_{Deck} =$ 0.773 kip/ft
Viga de Acero		
Peralte:	$d =$	95 in
Espesor de alma:	$tw =$	3/4 in
Ancho de patín superior :	$bf_{sup} =$	18 in
Espesor de patín superior:	$tf_{sup} =$	7/8 in
Ancho de patín inferior:	$bf_{inf} =$	18 in
Espesor de patín inferior:	$tf_{inf} =$	1 in
Área	0.719	in^2
$W_{Viga} =$	0.353	kip/ft
		
Barrera tipo new jersey		
Dimensiones		Esquema de la barrea
b1	11.811 in	
b2	1.969 in	
b3	7.874 in	
h1	19.685 in	
h2	9.843 in	
h3	3.937 in	
H	33.465 in	
B	21.654 in	
$L_v =$	39.37 in	
$t_{osa} =$	9.00 in	
Área	6.712	in^2
$W_{Voladizo} =$	0.389	kip/ft
Comentarios:		
<p>Todos Los valores de pesos específicos se obtuvieron de la sección 3 de las especificaciones AASHTO 2012. La barrera tipo New jersey se asumió de concreto Los datos de la súper estructura deben corroborarse con la Hoja de "Datos del Puente" Ver sección 3.5 de la normativa AASHTO 2012.</p>		

Figura 59 - Diseño de la viga metálica. Hoja 3 de 10.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga isostática	3/10
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Integración de carga viva													
Camión de diseño HL-93	Códigos:												
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Cargas de eje</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Eje 1</td> <td>8</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 2</td> <td>32</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 3</td> <td>32</td> <td>kip</td> </tr> </tbody> </table>	Cargas de eje			Eje 1	8	kip	Eje 2	32	kip	Eje 3	32	kip
	Cargas de eje												
	Eje 1	8	kip										
	Eje 2	32	kip										
Eje 3	32	kip											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Separación entre ejes</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Sep Eje1-2 =</td> <td>14</td> <td>ft</td> </tr> <tr> <td>Sep Eje2-3 =</td> <td>14-30</td> <td>ft</td> </tr> </tbody> </table>	Separación entre ejes			Sep Eje1-2 =	14	ft	Sep Eje2-3 =	14-30	ft	<p>Para la integración de la carga viva vehicular se utilizó la sección 3.6 de la normativa AASHTO 2012.</p>			
Separación entre ejes													
Sep Eje1-2 =	14	ft											
Sep Eje2-3 =	14-30	ft											
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Carga de carril</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$W_{\text{carril}} =$</td> <td>0.64</td> <td>kip/ft</td> </tr> </tbody> </table>	Carga de carril			$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft							
Carga de carril													
$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft											
Esquema de carga vehicular													
Tandem de diseño													
Esquema de carga vehicular	Separación entre ejes												
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Sep Eje1-2 =</td> <td>4</td> <td>ft</td> </tr> </tbody> </table>	Sep Eje1-2 =	4	ft									
Sep Eje1-2 =	4	ft											
	Carga de carril												
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>$W_{\text{carril}} =$</td> <td>0.64</td> <td>kip/ft</td> </tr> </tbody> </table>	$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft									
$W_{\text{carril}} =$	0.64	kip/ft											
	Cargas de eje												
	<table border="1"> <tbody> <tr> <td>Eje 1</td> <td>25</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Eje 2</td> <td>25</td> <td>kip</td> </tr> </tbody> </table>	Eje 1	25	kip	Eje 2	25	kip						
Eje 1	25	kip											
Eje 2	25	kip											
Carga viva peatonal													
PL =	0.075 kips/ft	Sección 3.6.1.6											
Comentarios:													
<p>Todos los valores de carga vehicular se obtuvieron de la sección 3 de la norma AASHTO 2012. Se debe tomar en cuenta los tipos de vehículos que circularán sobre el puente para el cálculo. Ver la sección 3.6 de la AASHTO 2012</p>													

Figura 60 - Diseño de la viga metálica. Hoja 4 de 10.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga isostática	
	Ubicación:		4/10
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Efectos máximos				
Cargas permanentes				
Tipo de carga	M kip-ft	V kips	Factores γ_p	
			Tipo de carga	Máximo Mínimo
Deck de concreto	3,489.67	73.47	PP = DC =	1.25 0.90
Superficie de rodadura	1,052.92	22.17	WS =	1.50 0.65
Barrera	1,756.80	36.99		
Viga	1,590.69	33.49		
Carga viva				
Carga viva HL-93		Carga viva peatonal		
Tipo de carga	M kip-ft	V kips	M = 444.14 kip-ft	
Camión + Carril	6,028.32	129.60	V = 9.35 kips	
Tándem + Carril	5,225.31	110.27		
Factor de impacto dinámico =		1.33	Tabla AASHTO 3.6.2.1-1	
Factor de distribución para carga viva				
Factor para momento			Tabla 4.6.2.2b-1	
Condición			Conclusión	
$3.5 \text{ ft} < S < 16 \text{ ft}$	S =	8.00 ft	SÍ CUMPLE	
$4.5 \text{ in} < t_s < 12.0 \text{ in}$	$t_s =$	8.00 in	SÍ CUMPLE	
$20 \text{ ft} < L < 240 \text{ ft}$	L =	190.00 ft	SÍ CUMPLE	
Nb > 4	Nb =	5.00	SÍ CUMPLE	
$10,000 \text{ in}^4 < K_g < 7,000,000 \text{ in}^4$	$K_g =$	3,281,777.44 in ⁴	SÍ CUMPLE	
F_{d1} =	0.40			
F_{d2} =	0.61			
F_{dM} =	0.61			
Factor para cortante			Tabla 4.6.2.2.3a-1	
Condición			Conclusión	
$3.5 \text{ ft} < S < 16 \text{ ft}$	S =	8.00 ft	SÍ CUMPLE	
$4.5 \text{ in} < t_s < 12.0 \text{ in}$	$t_s =$	8.00 in	SÍ CUMPLE	
$20 \text{ ft} < L < 240 \text{ ft}$	L =	190.00 ft	SÍ CUMPLE	
Nb > 4	Nb =	5.00	SÍ CUMPLE	
F_{d1} =	0.68			
F_{d2} =	0.81			
F_{dV} =	0.81			
Comentarios:				
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A. Las tablas que se presentan fueron obtenidas según las sección mencionadas de la AASHTO, LRFD 2012</p>				

Figura 61 - Diseño de la viga metálica. Hoja 5 de 10.



	<u>Proyecto:</u> Proyecto de graduación UYG <u>Diseño:</u> Diseño de la viga isostática <u>Ubicación:</u> José Esteban Lazo <u>Diseñado por:</u>	<u>Código:</u> El momento y cortante último se obtuvo utilizando la sección 3.4.1 de la normativa AASHTO, 2012	<u>Hoja:</u> 5/10																																											
Cálculo de los efectos últimos Combinación de resistencia I																																														
Cálculo del momento último																																														
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">No.</th> <th rowspan="2">Combinación</th> <th colspan="2">DC</th> <th colspan="2">WS</th> <th colspan="3">LL+IM</th> <th rowspan="2">M_{pr} Kips-ft</th> <th rowspan="2">Mu Kips-ft</th> </tr> <tr> <th>γ_p</th> <th>M_{DC} Kips-ft</th> <th>γ_p</th> <th>M_{WS} Kips-ft</th> <th>LL_{factor}</th> <th>IM_{factor}</th> <th>Fd</th> <th>M_{LL} Kips-ft</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.00</td> <td>Resistencia I (γ_p máxima)</td> <td>1.25</td> <td>6837.15</td> <td>1.50</td> <td>1,052.92</td> <td>1.75</td> <td>1.33</td> <td>0.61</td> <td>6,028.32</td> <td>444.14</td> <td>19,403.79</td> </tr> <tr> <td>2.00</td> <td>Resistencia I (γ_p mínimo)</td> <td>0.90</td> <td>6837.15</td> <td>0.65</td> <td>1,052.92</td> <td>1.75</td> <td>1.33</td> <td>0.61</td> <td>6,028.32</td> <td>444.14</td> <td>16,115.81</td> </tr> </tbody> </table>				No.	Combinación	DC		WS		LL+IM			M _{pr} Kips-ft	Mu Kips-ft	γ _p	M _{DC} Kips-ft	γ _p	M _{WS} Kips-ft	LL _{factor}	IM _{factor}	Fd	M _{LL} Kips-ft	1.00	Resistencia I (γ _p máxima)	1.25	6837.15	1.50	1,052.92	1.75	1.33	0.61	6,028.32	444.14	19,403.79	2.00	Resistencia I (γ _p mínimo)	0.90	6837.15	0.65	1,052.92	1.75	1.33	0.61	6,028.32	444.14	16,115.81
No.	Combinación	DC				WS		LL+IM			M _{pr} Kips-ft	Mu Kips-ft																																		
		γ _p	M _{DC} Kips-ft	γ _p	M _{WS} Kips-ft	LL _{factor}	IM _{factor}	Fd	M _{LL} Kips-ft																																					
1.00	Resistencia I (γ _p máxima)	1.25	6837.15	1.50	1,052.92	1.75	1.33	0.61	6,028.32	444.14	19,403.79																																			
2.00	Resistencia I (γ _p mínimo)	0.90	6837.15	0.65	1,052.92	1.75	1.33	0.61	6,028.32	444.14	16,115.81																																			
Mu = 19,403.79 kips-ft																																														
Cálculo del cortante último																																														
<table border="1" style="width:100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">No.</th> <th rowspan="2">Combinación</th> <th colspan="2">DC</th> <th colspan="2">WS</th> <th colspan="3">LL+IM</th> <th rowspan="2">V_{pr} kips</th> <th rowspan="2">Vu Kips</th> </tr> <tr> <th>γ_p</th> <th>V_{DC} Kips</th> <th>γ_p</th> <th>V_{WS} Kips</th> <th>LL_{factor}</th> <th>IM_{factor}</th> <th>Fd</th> <th>V_{LL} Kips</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.00</td> <td>Resistencia I (γ_p máxima)</td> <td>1.25</td> <td>143.94</td> <td>1.50</td> <td>22.17</td> <td>1.75</td> <td>1.33</td> <td>0.81</td> <td>129.60</td> <td>9.35</td> <td>475.20</td> </tr> <tr> <td>2.00</td> <td>Resistencia I (γ_p mínimo)</td> <td>0.90</td> <td>143.94</td> <td>0.65</td> <td>22.17</td> <td>1.75</td> <td>1.33</td> <td>0.81</td> <td>129.60</td> <td>9.35</td> <td>405.98</td> </tr> </tbody> </table>				No.	Combinación	DC		WS		LL+IM			V _{pr} kips	Vu Kips	γ _p	V _{DC} Kips	γ _p	V _{WS} Kips	LL _{factor}	IM _{factor}	Fd	V _{LL} Kips	1.00	Resistencia I (γ _p máxima)	1.25	143.94	1.50	22.17	1.75	1.33	0.81	129.60	9.35	475.20	2.00	Resistencia I (γ _p mínimo)	0.90	143.94	0.65	22.17	1.75	1.33	0.81	129.60	9.35	405.98
No.	Combinación	DC				WS		LL+IM			V _{pr} kips	Vu Kips																																		
		γ _p	V _{DC} Kips	γ _p	V _{WS} Kips	LL _{factor}	IM _{factor}	Fd	V _{LL} Kips																																					
1.00	Resistencia I (γ _p máxima)	1.25	143.94	1.50	22.17	1.75	1.33	0.81	129.60	9.35	475.20																																			
2.00	Resistencia I (γ _p mínimo)	0.90	143.94	0.65	22.17	1.75	1.33	0.81	129.60	9.35	405.98																																			
Vu = 475.20 kips-ft																																														
Comentarios:																																														
Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISI</i> , y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i> . Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.																																														

Figura 62 - Diseño de la viga metálica. Hoja 6 de 10.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga isostática	
	Ubicación:		6/10
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

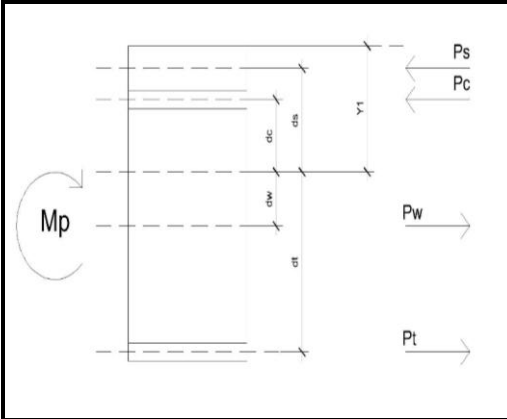
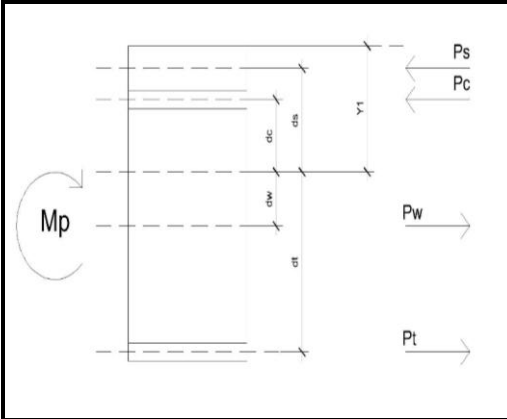
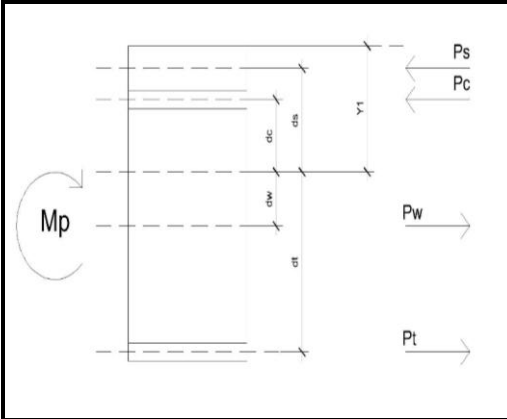


Diseño a flexión de la viga										
Compacidad de la sección					Sección 6.10.2.1.1					
$D/tw < 150 =$	124.17	SÍ CUMPLE								
$2Dcp/tw \leq 3.76\sqrt{E/Fyc} =$	35.32	SÍ CUMPLE								
$3.76\sqrt{E/Fyc} =$	86.70									
Diseño de la sección compuesta										
Ps =	2,611.20	kips	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Esquema de los esfuerzos</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>				Esquema de los esfuerzos			
Esquema de los esfuerzos										
										
Pc =	787.50	kips								
Pw =	3,492.19	kips								
Pt =	900.00	kips								
Localización el PNA										
Y =	15.87	in								
Propiedades de la viga en sección no compuesta										
Elemento	A in ²	y in	Y*A in ³	X in	X*A in ³	Ixx in ⁴				
Top Flange	15.75	94.56	1,489.36	9.00	141.75	1.00				
Web	69.84	47.56	3,321.94	9.00	628.59	50,475.30				
Bottom Flange	18.00	0.50	9.00	9.00	162.00	1.50				
Total =	103.59		4,820.30		932.34					
Centroide de la viga			Modulo de sección							
X =	9.00	in	Sx_{Ncb} =	2,686.97	in³					
Y =	46.53	in	Sx_{Nct} =	2,579.52	in³					
y_{Ncb} =	46.53	in								
y_{Nct} =	48.47	in								
Ixx =	125,027.11	in⁴								
Comentarios:										
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>										

Figura 63 - Diseño de la viga metálica. Hoja 7 de 10.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño de la viga isostática	7/10
	Ubicación:	
	Diseñado por : José Esteban Lazo	


Diseño a flexión de la viga				
Propiedades de la viga en sección compuesta				
Elemento	A in ²	y in	Y*A in ³	Ixx in ⁴
Viga	103.59	46.53	4,820.30	125,027.11
Losa	96.00	99.00	9,504.00	512.00
Total =	199.59		14,324.30	
Centroide de la viga				
X =	9.00	in		
Y =	71.77	in		
			Módulo de sección	
y _{Ncb} =	71.77	in	S _{XNcb} =	3,660.60 in ³
y _{NCl} =	23.23	in	S _{XNCl} =	11,307.82 in ³
			Ixx =	262,711.38 in⁴
Cálculo del momento plástico				
M_p = 21,120.25 kip - ft				
P _s =	2,611.20	kips		
d _s =	11.87	in		
y =	15.87	in		
P _c =	787.50	kips		
d _c =	7.43	in		
P _w =	3,492.19	kips		
d _w =	39.57	in		
P _t =	900.00	kips		
d _t =	87.13	in		
Cálculo del momento nominal				Sección 6.10.7.1.2
M_n = 20,320.88 kip - ft				
M _p =	21,120.25	kip - ft		
D _p =	15.87	in		
D _t =	103.00	in		
ΦM_n = 20,320.88 kip - ft				
Φ = 1.00				
M_u = 19,403.79 kip - ft				
			D/C =	0.95
			Conclusión =	SÍ CUMPLE
Comentarios:				
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó <i>el Steel Bridge Handbook de la AISC, y el Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>				

Figura 64 - Diseño de la viga metálica. Hoja 8 de 10.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga isostática	
	Ubicación:		8/10
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	


Diseño a cortante de la viga	
Separación del rigidizante	Sección 6.10.2.1.1
do = 114.00 in	
Sep _{DIAFRAGMA} = 19.00 ft	
do < 3D = SI CUMPLE	
do = 114.00 in	
3D = 95.00 in	
Cálculo del cortante nominal	Sección 6.10.9.3.3
Factor C	Sección 6.10.9.3.2
C = 0.49	
D/tw = 124.17	
$\sqrt{Ek/Fy} = 69.54$	
E = 29,000.00 ksi	
k = 8.34	
Fy = 50.00 ksi	
Ecuación 6.10.9.3.2-4 = 1.00	
Ecuación 6.10.9.3.2-4 = 0.63	
Ecuación 6.10.9.3.2-4 = 0.49	
Cálculo del cortante plástico	
Vp = 2,025.47 kips	
Fy = 50.00 ksi	
D = 93.13 in	
tw = 0.75 in	
Cálculo del cortante nominal	
Vn = 997.30 kips	
Vp = 2,025.47 kips	
C = 0.49	
$\Phi V_n = 997.30$ kip - ft	
$\Phi = 1.00$	
Vu = 475.20 kips	
D/C = 0.61	
Conclusión = SI CUMPLE	
Comentarios:	
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>	

Figura 65 - Diseño de la viga metálica. Hoja 9 de 10.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño de la viga isostática	9/10
Ubicación:	Diseñado por : José Esteban Lazo	

Diseño del rigidizante	
Dimensiones del rigidizante	
Ancho del rigidizante =	$b_{is} = 8.25$ in
Espesor del rigidizante =	$t_{is} = 0.875$ in
Resistencia del apoyo	
Sección 6.10.9.3.2	
$R_{sb} = 595.35$ kips	
$A_{pn} = 11.81$ in ²	
$\Phi_b = 1.00$	
$F_y = 36.00$ ksi	
$V_u = 475.20$ kips	
D/C = 0.80	
Conclusión = SÍ CUMPLE	
Compresión del rigidizante	
AISC 360-10 Cap. E	
Determinación de la esbeltez crítica	
$KL/r = 16.79$	
$K = 0.75$	
$L = 93.13$ in	
$r = 4.16$ in	
$I = 425.25$ in ⁴	
$A_s = 24.56$ in ²	
Condición: $4.71\sqrt{E/F_y} = 133.68$	
$E = 29,000.00$ ksi	
$F_y = 36.00$ ksi	
Determinación de la esfuero crítico	
$F_{cr} = 35.47$ ksi	
$F_e = 1015.81$ ksi	
$F_{cr1} = 35.47$ ksi	
$F_{cr2} = 890.87$ ksi	
Capacidad axial de la sección	
$P_n = \Phi A_g F_{cr} = 784.11$ kips	
$\Phi = 0.90$	
$F_{cr} = 35.47$ ksi	
$A_g = 24.56$ in ²	
$V_u = 475.20$ kips	
D/C = 0.61	
Conclusión = SÍ CUMPLE	
Comentarios:	
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>	

Figura 66 - Diseño de la viga metálica. Hoja 10 de 10.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño de la viga isostática	10/10
	Ubicación:	
	Diseñado por : José Esteban Lazo	

Diseño del rigidizante intermedio		
Dimensiones del rigidizante		
Ancho del rigidizante =	$b_t =$	6.00 in
Espesor del rigidizante =	$t_p =$	0.500 in
Relación ancho - espesor		Sección 6.10.11.1.2
Condición =	SÍ CUMPLE	
$2.0 + D/30 =$	5.10	in
$0.25 b_f =$	4.50	in
$16t_p =$	8.00	in
Requerimiento del momento de inercia		Sección 6.10.11.1.3
$I_t =$	86.34	in⁴
$bt =$	6.00	in
$tp =$	0.50	in
$tw =$	0.75	in
$I_{t1} =$	19.64	in⁴
$b =$	93.13	in
$tw =$	0.75	in
$J =$	0.50	
$do =$	114.00	in
$D =$	93.13	in
$I_{t2} =$	206.32	in⁴
$F_{crs} =$	36.00	ksi
$F_y =$	50.00	ksi
$\rho_t =$	1.39	
$D =$	93.13	in
$E =$	29,000.00	ksi
$bt =$	6.00	in
$tp =$	0.50	in
Condición: $I_t > \min(I_{t1}, I_{t2}) =$		SÍ CUMPLE
Comentarios:		
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>		

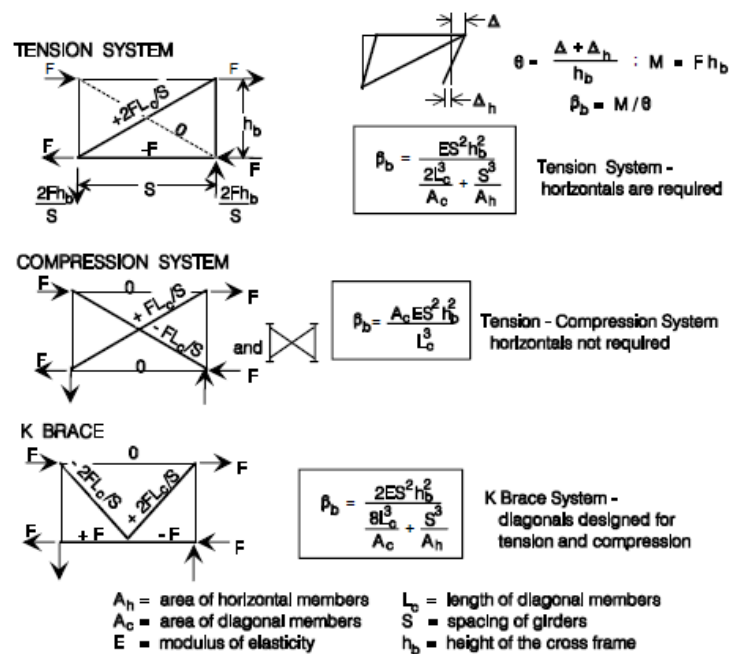
J. Diseño del diafragma

La normativa AASHTO de ediciones anteriores recomendaba colocar los diafragmas a no más de 25 pies de separación. Para este ejemplo se colocó un diafragma en el inicio y en el final de cada viga. Para las vigas con longitud de 140 pies, se colocó un diafragma a cada 20 pies. Mientras que para la viga de 190 pies se colocó un diafragma a cada 19 pies.

Para el diseño del diafragma se utilizó el apéndice 6 (STABILITY BRACING FOR COLUMNS AND BEAMS) de la especificación AISC 360-10. El sistema de embreizamiento escogido para el diafragma fue de tipo “K”, el cual está aprobado por el AISC Steel Bridge Handbook.


El diseño del diafragma se basa en cumplir dos requisitos, resistencia y rigidez. Los elementos diagonales se diseñan bajo efectos de carga axial, de acuerdo con el capítulo “E” del AISC 360-10. Mientras que los elementos horizontales se diseñan a flexión, de acuerdo con el capítulo “F” del AISC 360-10. Por último, dependiendo del tipo de sistema utilizado, se debe calcular la rigidez del sistema

Figura 67 - Tipos de embreizamiento aplicable al diafragma.



La Figura 67 presenta los tipos de embreizamiento que pueden utilizarse como diafragma de un puente.

Figura 68 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 1 de 3.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño del diafragma	1/3
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Propiedades del material	
Esfuerzo del fluencia =	$F_y = 50.00$ ksi
Peso específico =	$\gamma_{acero} = 0.49$ kcf
Modulo de elasticidad =	$E_s = 29,000.00$ ksi

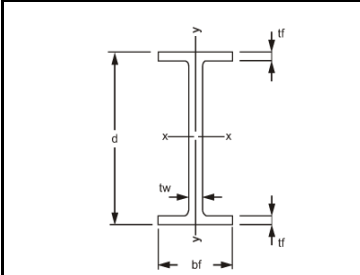
Dimensiones de la viga	
Peralte de la viga =	$d = 95.00$ in
Espesor del alma =	$t_w = 0.75$ in

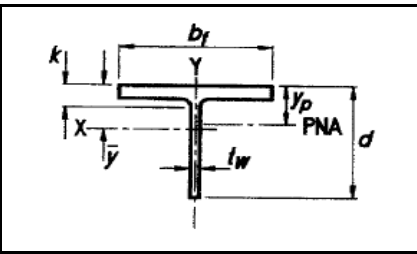
Patín superior (compresión)	
Ancho del patín	$bf_{top} = 18.00$ in
Espesor del alma =	$tf_{top} = 0.88$ in

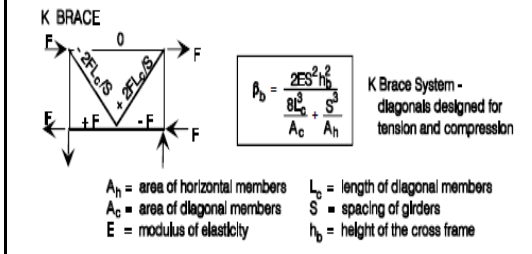
Patín inferior (tensión)	
Ancho del patín	$bf_{bot} = 18.00$ in
Espesor del alma =	$tf_{bot} = 1.00$ in

Datos de la breizas	
Longitud de los elementos del sistema	
$S =$	8.00 ft
$L_c =$	8.87 ft
Datos de la sección	
Sección =	WT4X14
$d =$	4.03 in
$bf =$	6.54 in
$tf =$	0.47 in
$tw =$	0.29 in

Efectos máximos en los elementos del embreizamiento	
Momento último en la viga	
$M_f =$	$18,626.54$ kip - ft
Fuerza en la breiza	
$P_{br} = F =$	18.82 kip
$M_f =$	$223,518.46$ kip - in
$C_d =$	1.00
$H_o =$	95.00 in
Rigidez en la breiza	
$\beta_L =$	55.04 kip/in
$M_f =$	$223,518.46$ kip - in
$C_d =$	1.00
$\phi =$	0.75
$H_o =$	95.00 in
$L_b =$	228.00 in


Esquema de la viga	
	

Esquema de la sección	
	

Esquema del embreizamiento	
	
Stiffness:	$\beta_L = 4 M_f C_d / \phi L_b h_o$
Strength:	$F_{br} = 0.008 M_f C_d / h_o$


Comentarios:	
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para el diseño de las breizas se debe consultar el apéndice 6 del código AISC 360-10. El sistema utilizado para el diafragma se describe en el AISC 360-10 <i>Steel Bridge handbook</i>. Ver apartado de Bracing System Design.</p>	

Figura 69 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 2 de 3.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño del diafragma	2/3
	Ubicación:	
	Diseñado por : José Esteban Lazo	

Diseño de los elementos bajo carga axial													
Paso 1	Carga última en los elementos en diagonal												
	<table border="1"> <tr> <td>Pu =</td> <td>41.74</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>F =</td> <td>18.82</td> <td>kip</td> </tr> <tr> <td>Lc =</td> <td>106.44</td> <td>in</td> </tr> <tr> <td>S =</td> <td>96.00</td> <td>in</td> </tr> </table>	Pu =	41.74	kip	F =	18.82	kip	Lc =	106.44	in	S =	96.00	in
Pu =	41.74	kip											
F =	18.82	kip											
Lc =	106.44	in											
S =	96.00	in											
Paso 2	Compacidad de la sección												
	<table border="1"> <tr> <td>d/t < 0.75√E/Fy =</td> <td>COMPACTA</td> </tr> <tr> <td>d/t =</td> <td>14.10</td> </tr> <tr> <td>0.75√E/Fy =</td> <td>18.06</td> </tr> </table>	d/t < 0.75√E/Fy =	COMPACTA	d/t =	14.10	0.75√E/Fy =	18.06						
d/t < 0.75√E/Fy =	COMPACTA												
d/t =	14.10												
0.75√E/Fy =	18.06												
Paso 3	Determinación de la esbeltez crítica												
	<table border="1"> <tr> <td>KL_c/r_{crítico} =</td> <td>84.31</td> </tr> <tr> <td>Condición KL_c/r_{crítico} < 200 =</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> </table>	KL_c/r_{crítico} =	84.31	Condición KL_c/r_{crítico} < 200 =	SÍ CUMPLE								
KL_c/r_{crítico} =	84.31												
Condición KL_c/r_{crítico} < 200 =	SÍ CUMPLE												
	<table border="1"> <tr> <td>K_xL/r_x =</td> <td>84.31</td> </tr> <tr> <td>k_x =</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>Lc =</td> <td>106.44 in</td> </tr> <tr> <td>r_x =</td> <td>1.01 in</td> </tr> </table>	K_xL/r_x =	84.31	k _x =	0.80	Lc =	106.44 in	r _x =	1.01 in				
K_xL/r_x =	84.31												
k _x =	0.80												
Lc =	106.44 in												
r _x =	1.01 in												
	<table border="1"> <tr> <td>K_yL/r_y =</td> <td>52.56</td> </tr> <tr> <td>k_y =</td> <td>0.80</td> </tr> <tr> <td>Lc =</td> <td>106.44 in</td> </tr> <tr> <td>r_y =</td> <td>1.62 in</td> </tr> </table>	K_yL/r_y =	52.56	k _y =	0.80	Lc =	106.44 in	r _y =	1.62 in				
K_yL/r_y =	52.56												
k _y =	0.80												
Lc =	106.44 in												
r _y =	1.62 in												
Paso 4	Determinación del esfuerzo crítico												
	<table border="1"> <tr> <td>Condición: 4.71√(E/Fy)</td> <td>113.43</td> </tr> <tr> <td>E =</td> <td>29,000.00 ksi</td> </tr> <tr> <td>Fy =</td> <td>50.00 ksi</td> </tr> </table>	Condición: 4.71√(E/Fy)	113.43	E =	29,000.00 ksi	Fy =	50.00 ksi						
Condición: 4.71√(E/Fy)	113.43												
E =	29,000.00 ksi												
Fy =	50.00 ksi												
	<table border="1"> <tr> <td>Fcr =</td> <td>29.74 ksi</td> </tr> <tr> <td>Fe =</td> <td>40.27 ksi</td> </tr> <tr> <td>Fcr₁ =</td> <td>29.74 ksi</td> </tr> <tr> <td>Fcr₂ =</td> <td>35.32 ksi</td> </tr> </table>	Fcr =	29.74 ksi	Fe =	40.27 ksi	Fcr ₁ =	29.74 ksi	Fcr ₂ =	35.32 ksi				
Fcr =	29.74 ksi												
Fe =	40.27 ksi												
Fcr ₁ =	29.74 ksi												
Fcr ₂ =	35.32 ksi												
Paso 5	Carga axial en el elemento												
	<table border="1"> <tr> <td>Pn = Φ Ag Fcr =</td> <td>110.26 kips</td> </tr> <tr> <td>Φ =</td> <td>0.90</td> </tr> <tr> <td>Fcr =</td> <td>29.74 ksi</td> </tr> <tr> <td>Ag =</td> <td>4.12 in²</td> </tr> </table>	Pn = Φ Ag Fcr =	110.26 kips	Φ =	0.90	Fcr =	29.74 ksi	Ag =	4.12 in ²				
Pn = Φ Ag Fcr =	110.26 kips												
Φ =	0.90												
Fcr =	29.74 ksi												
Ag =	4.12 in ²												
	<table border="1"> <tr> <td>D/C =</td> <td>0.38</td> </tr> <tr> <td>Conclusión =</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> </table>	D/C =	0.38	Conclusión =	SÍ CUMPLE								
D/C =	0.38												
Conclusión =	SÍ CUMPLE												
Comentarios:													
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para el diseño de las breizas se debe consultar el apéndice 6 del código AISC 360-10. El sistema utilizado para el diafragma se describe en el AISC 360-10 <i>Steel Bridge handbook</i>. Ver apartado de Bracing System Design.</p>													

Figura 70 - Diseño del diafragma tipo "K". Hoja 3 de 3.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño del diafragma	3/3
Ubicación:		
Diseñado por : José Esteban Lazo		

Rigidez del embrazamiento																						
PASO 1	RIGIDEZ DEL SISTEMA																					
<table border="1"> <tr> <td>$\beta_{br} =$</td> <td>1,887,246.35</td> <td>kip/in</td> </tr> <tr> <td>Ah =</td> <td>4.12</td> <td>in²</td> </tr> <tr> <td>Ac =</td> <td>4.12</td> <td>in²</td> </tr> <tr> <td>E =</td> <td>29,000.00</td> <td>ksi</td> </tr> <tr> <td>ho =</td> <td>95.00</td> <td>in</td> </tr> <tr> <td>S =</td> <td>96.00</td> <td>in</td> </tr> <tr> <td>Lc =</td> <td>106.44</td> <td>in</td> </tr> </table>		$\beta_{br} =$	1,887,246.35	kip/in	Ah =	4.12	in ²	Ac =	4.12	in ²	E =	29,000.00	ksi	ho =	95.00	in	S =	96.00	in	Lc =	106.44	in
$\beta_{br} =$	1,887,246.35	kip/in																				
Ah =	4.12	in ²																				
Ac =	4.12	in ²																				
E =	29,000.00	ksi																				
ho =	95.00	in																				
S =	96.00	in																				
Lc =	106.44	in																				
<table border="1"> <tr> <td>$\beta_L =$</td> <td>55.04</td> <td>kip/in</td> </tr> </table>		$\beta_L =$	55.04	kip/in																		
$\beta_L =$	55.04	kip/in																				
<table border="1"> <tr> <td>D/C =</td> <td>0.00</td> </tr> <tr> <td>Conclusión =</td> <td>SÍ CUMPLE</td> </tr> </table>		D/C =	0.00	Conclusión =	SÍ CUMPLE																	
D/C =	0.00																					
Conclusión =	SÍ CUMPLE																					
Comentarios:																						
<p>Para el diseño de elementos metálicos, se deberá consultar la sección 6 de la normativa AASHTO LRDF 2012. Para este diseño se utilizó el <i>Steel Bridge Handbook de la AISC</i>, y el <i>Bridge Handbook, Superstructure Design, Cap. 4</i>. Las dimensiones de la viga se realizaron con base al pre-dimensionamiento realizado en el apartado F. Las dimensiones del puente se explican en el apartado A.</p>																						

K. Integración de carga sísmica

Como se presenta en el apartado 11 de la definición de cargas sísmicas; la normativa AASHTO 2012 permite obtener los parámetros de aceleración de manera específica para el lugar de diseño. Para el caso de Guatemala se utilizó la Norma de Seguridad Estructural dos (NSE 2) en la cual se define la carga sísmica y los parámetros de aceleraciones de diseño. En base a estos datos se puede utilizar la sección 3.10 de la norma AASHTO 2012 para obtener la categoría de diseño sísmico. Luego en la sección 4.7 se encuentra la metodología recomendada para el análisis de carga sísmica, de forma dinámica. Con base en la categoría de diseño sísmico y la clasificación de la obra la tabla 4.7.4.3.1-1 establece el análisis dinámico mínimo que debe aplicarse a la estructura.

Figura 71 - Tabla 4.7.4.3.1-1. Requisito mínimo para el análisis de carga sísmica.

Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

La Figura 71 representa la tabla 4.7.4.3.1-1 de la normativa AASHTO 2012. La tabla establece los requisitos mínimos de análisis para carga sísmica.

* = No se requiere análisis sísmico.

SM = Método elástico de un único modo de vibración.

MM = Método elástico de varios modos de vibración.

UL = Método elástico de carga uniforme.

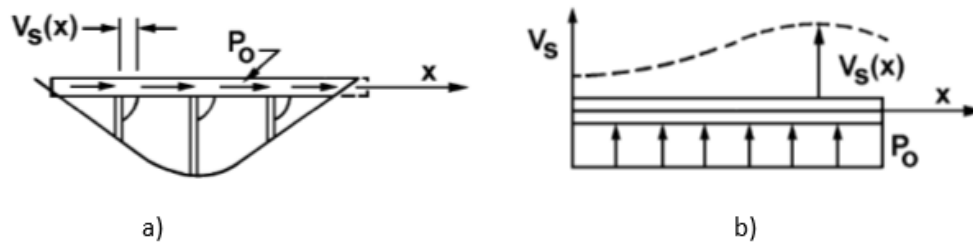
TH = Análisis por el método de historial en el tiempo.

Para este caso se tiene un puente en la categoría de diseño sísmico cuatro, y el puente se clasificó dentro de la categoría de otros puentes. Además, la geometría del puente la clasifica como un puente regular. Por lo tanto, el método elástico de un único modo de vibración es el que se aplicara para este caso. En la sección 4.7.4.3.2 establece el método de análisis elástico para un único modo de vibración.

El método espectral de análisis para un solo modo se basa en el modo fundamental de vibración, ya sea en la dirección transversal o longitudinal de la estructura. En el caso de los puentes regulares, los modos fundamentales en el plano horizontal coinciden con los del eje longitudinal y transversal de la estructura del puente. Debido a esto se puede obtener el modo de vibración del puente mediante la aplicación de una carga horizontal uniforme a la estructura, así como el cálculo de la deformada correspondiente. El periodo natural de la estructura se calcula al igualar la energía potencial y cinética máxima asociadas con la forma fundamental del periodo de vibración. La amplitud de la forma desplazada se encuentra a partir del coeficiente elástico de respuesta “ C_{sm} ”, el cual se especifica en la sección 3.10.4.2, y del desplazamiento espectral correspondiente. Esta amplitud se debe utilizar para determinar los efectos de la fuerza sísmica equivalente. (AASHTO, 2012)

En el comentario C4.7.3.4.3.2b establece el procedimiento apropiado para obtener las fuerzas sísmicas aplicadas al sistema. Primero se debe calcular los desplazamientos $V_s(x)$ debido a una carga uniforme P_o asumida como se muestra en la figura C4.7.4.3.2b-1. (AASHTO, 2012)

Figura 72 - Figura C4.7.3.4.3.2b. Esquema de la carga aplicada a la estructura, para obtener los desplazamientos.



La Figura 72 es un esquema en donde se puede observar la carga aplicada en el sentido transversal y longitudinal. En donde a) es la dirección longitudinal de la estructura y b) es la vista transversal de la estructura.

Luego se debe calcular los parámetros sísmicos α , β y γ para los se encuentran definidos por las ecuaciones C4.7.4.3.2b-1, C4.7.4.3.2b-2 y C4.7.4.3.2b-3. Después de calcular los parámetros mencionados se debe calcular el periodo fundamental de la estructura T_m aplicando la ecuación C4.7.4.3.2b-4. (AASHTO, 2012)

Ecuación 17 - Ecuación C4.7.4.3.2b-1, C4.7.4.3.2b-2 y C4.7.4.3.2b-3.

$$\alpha = \int V_s(x) dx \quad \beta = \int w(x) * V_s(x) dx \quad \gamma = \int w(x) * V_s^2(x) dx$$

La ecuación 17 permite obtener los parámetros α (ft^2), β ($kip-ft$) y γ ($kip-ft^2$) en función de los valores de $w(x)$, que representa el peso propio de la superestructura sin mayorar, y $V_s(x)$, el cual representa la deformación correspondiente a P_o , donde P_o equivale a la carga uniforme de 1 kip/ft aplicada arbitrariamente en el sistema.

Ecuación 18 - Ecuación C4.7.4.3.2b-4. Cálculo del periodo fundamental de la estructura.

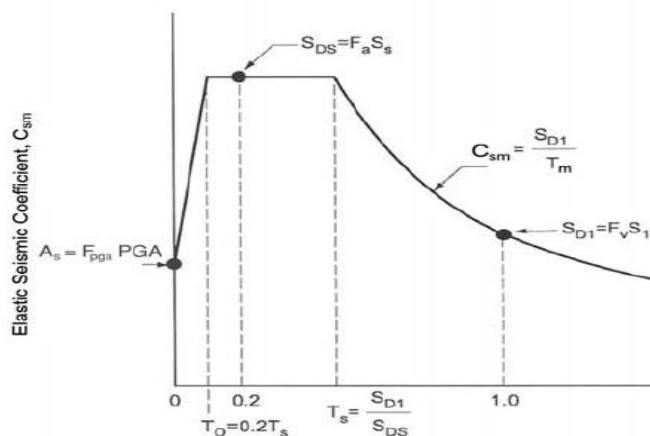
$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o * g * \alpha}}$$

La Ecuación 18 permite calcular el periodo fundamental de la estructura, donde γ y α se obtiene de la ecuación 17; g equivale a la aceleración de la gravedad en ft/s^2 y P_o es la carga unitaria de 1 kip/ft aplicado en el sistema.

Por último, se debe calcular la carga sísmica equivalente, para la cual se utiliza la ecuación C4.7.4.3.2b-5; para ello se debe conocer el coeficiente elástico de respuesta sísmica, el cual se define en la sección 3.10.4.

El valor de la carga estática equivalente se debe reducir entre el factor de modificación de respuesta (R) el cual se define en la sección 3.10.7. (AASHTO, 2012)

Figura 73 – Figura 3.10.4.1-1. Espectro de respuesta según la normativa de AASHTO2012.



La Figura 73 corresponde al espectro de respuesta elaborado por la normativa AASHTO, con el cual se puede obtener el valor de coeficiente elástico de respuesta en función a los parámetros de diseño.

Ecuación 19 - Ecuación C4.7.3.4.2b-5. Cálculo de carga estática equivalente.

$$P_e(x) = \frac{\beta * C_{sm}}{\gamma} * w(x) * V_s(x)$$

La Ecuación 19 permite carga estática equivalente a la estructura, donde γ y β se obtiene de la Ecuación 18; el coeficiente C_{sm} se calcula con forme a la sección 3.10.4; $w(x)$ corresponde al peso propio de la superestructura sin mayorar y $V_s(x)$ es la deformación dada en función a la carga unitaria aplicada P_o .

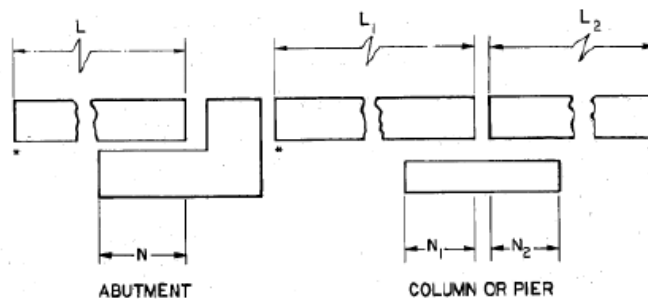
Figura 74 – Tabla 3.10.7.1-1. Factor de modificación de respuesta (R).

Substructure	Operational Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

La Figura 74 representa la tabla 3.10.7.1-1 en donde se puede obtener el factor de modificación de respuesta (R) en función al tipo de subestructura que se esté utilizando.

Además, se debe revisar la longitud de soporte mínima para la superestructura del puente. Para eso la sección 4.7.4.4 establece la dimensión “N” la cual depende de la longitud del puente, la altura del apoyo y el ángulo de esviaje del puente. (AASHTO, 2012)

Figura 75 – Figura C4.7.4.4-1. Valor mínimo para la longitud del apoyo.




La Figura 75 es un esquema en donde se puede observar la longitud mínima del apoyo que establece la normativa AASHTO 2012.

Ecuación 20 - Ecuación 4.7.4.4-1. Cálculo de la longitud mínima del apoyo para la superestructura de un puente.

$$N = (8 + 0.02L + 0.08H)(1 + 0.000125 S^2)$$

La Ecuación 20 permite calcular la longitud mínima del apoyo, la cual está en función de longitud adyacente de la viga, L (ft); la altura del apoyo, H (ft) y del ángulo de esviaje, S (grados)

Figura 76 - Definición de carga sísmica. Hoja 1 de 1.

	Proyecto Proyecto de graduación UVG Diseño : Definición de carga sísmica Ubicación: José Esteban Lazo Diseñado por :	Hoja : 1/1
---	--	----------------------

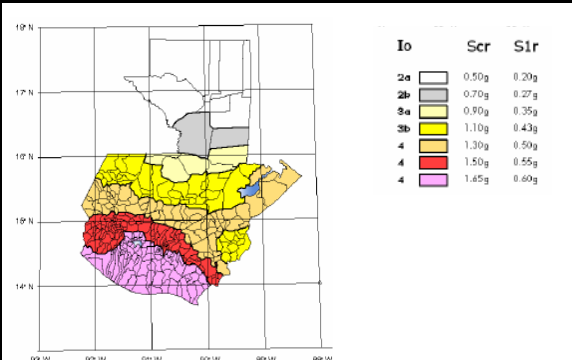
Parámetros iniciales según el mapa de zonificación sísmica de Guatemala	
Departamento: Guatemala Municipio: Guatemala clase de Sitio (Io) = 4 SCR = 1.5 SIR = 0.55	Mapa de zonificación AGIES NSE 2 

TABLA 4-4 Guía para clasificación de sitio					
Clase de Sitio	V _{ps} todo el perfil	N _p todo el perfil	N _{nc} sector no-cohesivo	N _{cc} sector cohesivo	
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
F	Suelo con problemas especiales	Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad IP>20; humedad w ≥ 40% y Suc < 25 kPa			
Véase NSE 2.1 Capítulo 5					

Ajuste de parámetro por clase de sitio			
Fa = 1	Na = 1	SCS = 1.5	SIS = 0.825
Fv = 1.5	Nv = 1		

TABLA 4-2 Factor Fa					
Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.2	1.0	0.9	0.9
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

TABLA 4-3 Factor Fv					
Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2a	2b	3a	3b	4
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.0	1.8	1.7	1.6	1.5
E	3.2	2.8	2.6	2.4	2.4
F	se requiere evaluación específica -- ver sección 4.4.1				

TABLA 4-6 Factor Na			
Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.0
B	1.12	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor Na que mayor haya salido al cotear todas las fuentes relevantes.			

TABLA 4-7 Factor Nv				
Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica (Nota 1)			
	≤ 2 km	5 km	10 km	≥ 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0
Nota 1: tomar distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km Nota 2: utilizar el factor Nv que mayor haya salido al cotear todas las fuentes relevantes.				

Factor de escala	
Tipo de Sismo = Sismo extremo	
Kd = 1	
SDS = 1.5	
S1D = 0.825	
Categoría sísmica	4

Categoría sísmica Tabla 3.10.6-1	
Acceleration Coefficient, S _{D1}	Seismic Zone
S _{D1} ≤ 0.15	1
0.15 < S _{D1} ≤ 0.30	2
0.30 < S _{D1} ≤ 0.50	3
0.50 < S _{D1}	4

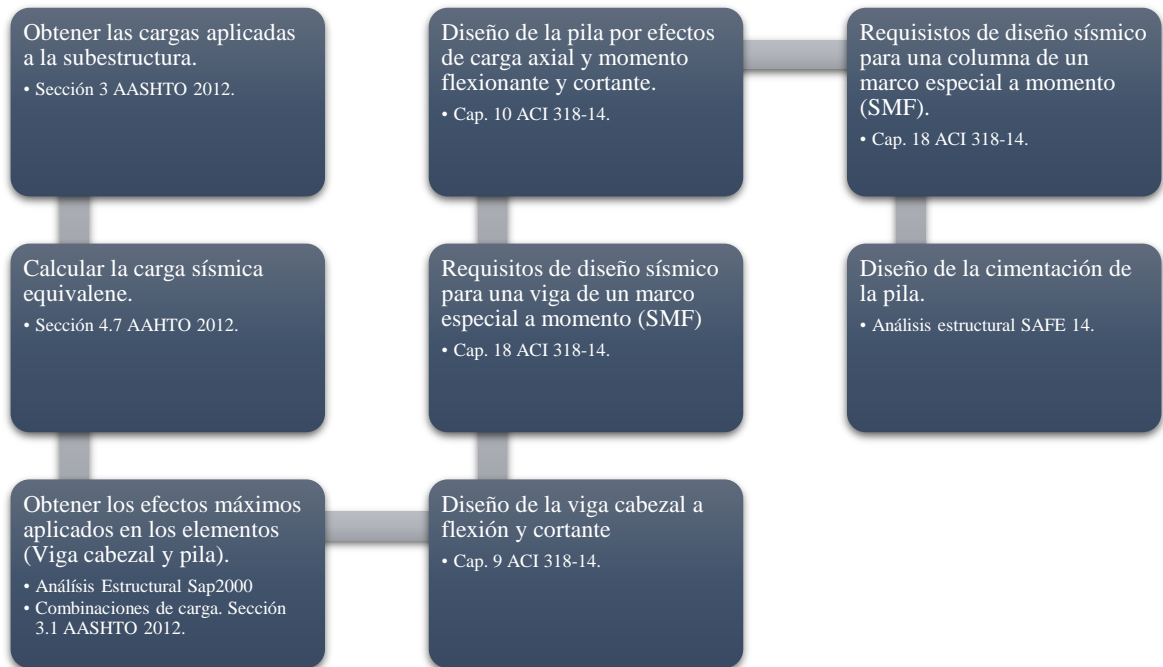
Tabla 4.7.4.3.1-1. Mínimo análisis requerido							
Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Comentarios:	
Los parámetros de aceleración se obtuvieron de la norma de seguridad estructural dos, AGIES 2010. Para la categoría sísmica se utilizó la sección 3.10 de la normativa AASHTO 2012. El análisis mínimo requerido por la normativa depende de la clasificación de obra y la categoría de diseño, ver sección 4.7 AASHTO 2012.	

L. Diseño de la pila aportica


Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el libro del manual de puentes en concreto reforzado de Carlos Ramiro Vallecilla. A partir de esto se indica el siguiente diagrama de flujo para el diseño de este elemento. Los elementos se diseñaron de acuerdo a la normativa AASHTO 2012 y además cumplen con los requisitos de diseño sísmico proporcionado por el código ACI 318-14.

Figura 77 - Diagrama de flujo para el diseño de la pila aportica.



La Figura 77 representa el procedimiento realizado para el diseño de una pila aportica utilizando la normativa AASHTO 2012 y el código ACI 318-14.

Figura 78 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 1 de 4.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Definición de cargas aplicada a la pila aportica	1/4
Ubicación:	Diseñado por : José Esteban Lazo	

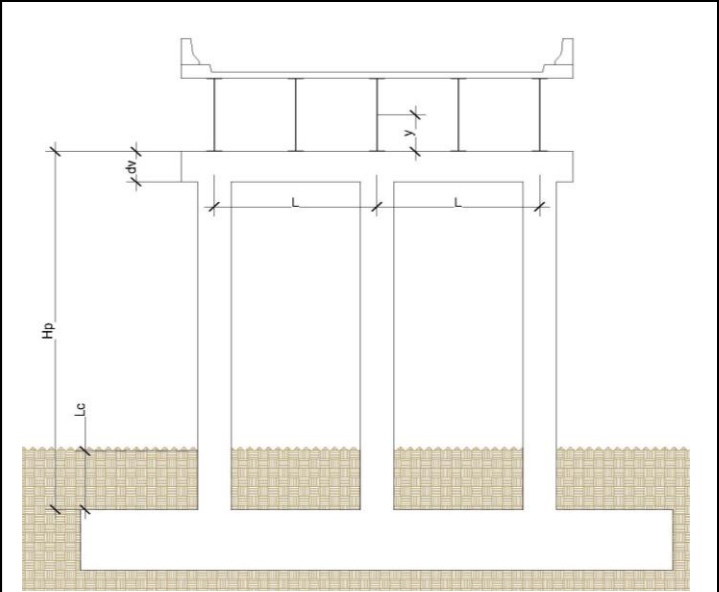


Datos de la pila aportica	
Esquema de la subestructura del puente	Dimensión de la viga metálica
	d = 95 in
	t _w = 0.75 in
	bf _{top} = 18 in
	tf _{top} = 0.875 in
bf _{bot} = 18 in	
tf _{bot} = 1 in	
Centroide la viga metálica	
y = 1.18 m	
Datos de la pila aportica	
No. pilas = 3	
Altura de la pila = Hp = 11.3 m	
Separación entre pilas L = 4.87 m	
Propiedades de los materiales	
Esfuerzo del concreto = F ^c = 350 Kg/cm ²	
Esfuerzo del acero = F _y = 4200 Kg/cm ²	
Longitud mínima del apoyo = N = 56.3 cm	Sección 4.7.4.4 AASHTO 2012
Dimensiones de la pila	
Ancho de la pila = L _p = 1.2 m	
Largo de la pila = B _p = 1.2 m	
Dimensiones de la viga cabezal	
Base de la viga = b _v = 1.2 m	
Peralte de la viga d _v = 1.00 m	
Comentarios:	
Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla.	

Figura 79 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 2 de 4.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Definición de cargas aplicada a la pila aportica	2/4
	Ubicación:	
	Diseñado por : José Esteban Lazo	


Calculo de la fuerza sísmica equivalente		Sección AASHTO 2012
Paso 1	Deformación unitaria de la pila	
	$\delta = PL^3/3EI_c =$ 0.0003967 m P = 0.3333333 Ton L = 1130.0000000 cm E = 233.8535867 Ton/cm ² I _c = 17280000 m ⁴	
Paso 2	Rigidez de la pila	
	$K = P / \delta =$ 2520.547884 Ton/m $\delta =$ 0.000396739 m P = 1 Ton	
Paso 3	Cálculo del coeficiente	Comentario C4.7.4.3.2b
	$\alpha =$ 1.335 m ² us(x) = 0.023 m F = 58.000 Ton k = 2520.548 Ton/m	
	$\beta =$ 15.624 Ton - m us(x) = 0.023 m W(x) = 11.706 Ton/m L = 58.000 m	
	$\gamma =$ 0.360 Ton - m ² us(x) = 0.023 m W(x) = 11.706 Ton L = 58.000 m	
Paso 4	Cálculo del período de vibración	Comentario C4.7.4.3.2b
	$T =$ 1.042 S P = 1.000 Ton g = 9.800 m/s ² $\gamma =$ 0.360 Ton - m ² $\alpha =$ 1.335 m ²	
Paso 5	Cálculo del valor Cs	Sección 3.10.4
	$C_s = S_{1D}/T =$ 0.528 S _{1D} = 0.55 T = 1.042 s	
Comentarios:		
<p>Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla. Ver sección 4.7 de la normativa AASHTO para comprender el análisis dinámico de carga sísmica.</p>		

Figura 80 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 3 de 4.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Definición de cargas aplicada a la pila aportica	3/4
	Ubicación:	
	Diseñado por : José Esteban Lazo	


Calculo de la fuerza sísmica equivalente		Sección AASHTO 2012																																												
Paso 6	Cálculo de la fuerza P(x)	Comentario C4.7.4.3.2b																																												
<table border="1"> <tr> <td>P(x) =</td> <td>6.18</td> <td>Ton/m</td> </tr> <tr> <td>$\beta =$</td> <td>15.62</td> <td>Ton - m</td> </tr> <tr> <td>$S_a =$</td> <td>0.528</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$u(x) =$</td> <td>0.023</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$w(x) =$</td> <td>11.706</td> <td>Ton/m</td> </tr> <tr> <td>$\gamma =$</td> <td>0.360</td> <td>Ton - m²</td> </tr> </table>			P(x) =	6.18	Ton/m	$\beta =$	15.62	Ton - m	$S_a =$	0.528		$u(x) =$	0.023	m	$w(x) =$	11.706	Ton/m	$\gamma =$	0.360	Ton - m ²																										
P(x) =	6.18	Ton/m																																												
$\beta =$	15.62	Ton - m																																												
$S_a =$	0.528																																													
$u(x) =$	0.023	m																																												
$w(x) =$	11.706	Ton/m																																												
$\gamma =$	0.360	Ton - m ²																																												
Paso 7	Cálculo de la fuerza sísmica	Comentario C4.7.4.3.2b																																												
<table border="1"> <tr> <td>F_{EQ} =</td> <td>71.70</td> <td>Ton</td> </tr> <tr> <td>$P(x) =$</td> <td>6.181</td> <td>Ton/m</td> </tr> <tr> <td>$R =$</td> <td>0.000</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$L =$</td> <td>58</td> <td>m</td> </tr> </table>			F_{EQ} =	71.70	Ton	$P(x) =$	6.181	Ton/m	$R =$	0.000		$L =$	58	m																																
F_{EQ} =	71.70	Ton																																												
$P(x) =$	6.181	Ton/m																																												
$R =$	0.000																																													
$L =$	58	m																																												
Tabla 3.10.7.1-1 AASHTO 2012																																														
<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Substructure</th> <th colspan="3">Operational Category</th> </tr> <tr> <th>Critical</th> <th>Essential</th> <th>Other</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Wall-type piers—larger dimension</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Reinforced concrete pile bents</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>• Vertical piles only</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>3.0</td> </tr> <tr> <td>• With batter piles</td> <td>1.5</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> </tr> <tr> <td>Single columns</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>3.0</td> </tr> <tr> <td>Steel or composite steel and concrete pile bents</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>• Vertical pile only</td> <td>1.5</td> <td>3.5</td> <td>5.0</td> </tr> <tr> <td>• With batter piles</td> <td>1.5</td> <td>2.0</td> <td>3.0</td> </tr> <tr> <td>Multiple column bents</td> <td>1.5</td> <td>3.5</td> <td>5.0</td> </tr> </tbody> </table>				Substructure	Operational Category			Critical	Essential	Other	Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0	Reinforced concrete pile bents				• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0	• With batter piles	1.5	1.5	2.0	Single columns	1.5	2.0	3.0	Steel or composite steel and concrete pile bents				• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0	• With batter piles	1.5	2.0	3.0	Multiple column bents	1.5	3.5	5.0
Substructure	Operational Category																																													
	Critical	Essential	Other																																											
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0																																											
Reinforced concrete pile bents																																														
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0																																											
• With batter piles	1.5	1.5	2.0																																											
Single columns	1.5	2.0	3.0																																											
Steel or composite steel and concrete pile bents																																														
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0																																											
• With batter piles	1.5	2.0	3.0																																											
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0																																											
Paso 8	Fuerzas sísmicas aplicadas en el sistema																																													
<table border="1"> <tr> <td>F_{LONGITUDINAL} =</td> <td>14.34</td> <td>Ton</td> </tr> <tr> <td>No. Vigas =</td> <td>5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$F_{EQ} =$</td> <td>71.70</td> <td>Ton</td> </tr> </table>			F_{LONGITUDINAL} =	14.34	Ton	No. Vigas =	5		$F_{EQ} =$	71.70	Ton																																			
F_{LONGITUDINAL} =	14.34	Ton																																												
No. Vigas =	5																																													
$F_{EQ} =$	71.70	Ton																																												
<table border="1"> <tr> <td>M_{LONGITUDINAL} =</td> <td>16.95</td> <td>Ton - m</td> </tr> <tr> <td>No. Vigas =</td> <td>5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$Y =$</td> <td>1.18</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>$F_{EQ} =$</td> <td>71.70</td> <td>Ton</td> </tr> </table>			M_{LONGITUDINAL} =	16.95	Ton - m	No. Vigas =	5		$Y =$	1.18	m	$F_{EQ} =$	71.70	Ton																																
M_{LONGITUDINAL} =	16.95	Ton - m																																												
No. Vigas =	5																																													
$Y =$	1.18	m																																												
$F_{EQ} =$	71.70	Ton																																												
Comentarios:																																														
<p>Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla. Ver sección 4.7 de la normativa AASHTO para comprender el análisis dinámico de carga sísmica.</p>																																														

Figura 81 - Definición de cargas aplicadas en la pila aportica. Hoja 4 de 4.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Definición de cargas aplicada a la pila aportica	4/4
Ubicación:	Diseñado por : José Esteban Lazo	


Cálculo de la fuerzas aplicadas en la pila aportica	Sección AASHTO 2012
Carga muerta (DC)	Sección 3.5
$P_{DC} = 71.965 \text{ Ton}$ $P_{LOSA} = 36.735 \text{ Ton}$ $P_{VIGA} = 16.74 \text{ Ton}$ $P_{VOLADIZO} = 18.49 \text{ Ton}$	
Superficie de rodadura (WS)	Sección 3.5
$P_{WS} = 11.085 \text{ Ton}$	
Carga viva peatonal (PD)	Sección 3.6.1.6
$P_{PD} = 4.675 \text{ Ton}$	
Carga viva vehicular (LL)	Sección 3.6
$P_{LL} = 69.81 \text{ Ton}$ $F_{dv} = 0.81$ $IM = 1.33$	
Carga de frenado (CT)	Sección 3.6.4
$P_{CT} = 1.0184 \text{ Ton}$ No. Vigas = 5 $L = 58 \text{ m}$ $W_{carril} = 1.48 \text{ Ton/m}$	
$M_{CT} = 4.56 \text{ Ton - m}$ $P_{CT} = 1.0184 \text{ Ton}$ $d_{viga} = 2.413 \text{ m}$ $t_{ws} = 0.0635 \text{ m}$ $t_{losa} = 0.2032 \text{ m}$	
Carga sísmica equivalente (EQ)	Sección 4.7
$P_{CT} = 14.34 \text{ Ton}$	
$M_{CT} = 16.95 \text{ Ton - m}$	
Comentarios:	
Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla. Ver sección 4.7 de la normativa AASHTO para comprender el análisis dinámico de carga sísmica.	

Figura 82 – Diseño de la viga cabezal. Hoja 1 de 6.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga cabezal	
	Ubicación:		1/6
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Datos de la viga cabezal			
Propiedades de los materiales			
Esfuerzo del concreto	F'c =	350	kg/cm ²
Esfuerzo del acero	Fy =	4200	kg/cm ²
Datos de la sección			
Peralte =	H =	100	cm
Ancho =	b =	120	cm
Recubrimiento =	Rec =	6	cm
Peralte efectivo	d =	94	cm
Luz libre de la viga =	Ln =	3.67	
Requisitos de diseño SMF ACI 318 - 14			Sección ACI 318-14
Condición $L_n > 4d$	NO CUMPLE		Sección 18.6.2.1
	$L_n =$	3.67 m	
	$4d =$	3.76 m	
Condición $b > 0.3H$	SÍ CUMPLE		Sección 18.6.2.1
	$b =$	120 m	
	$0.3H =$	30 m	
Refuerzo longitudinal			
$A_{S_{MIN}} =$	40.196	cm ²	Sección 9.6.1.2
$A_{S_{MAX}} =$	235	cm ²	Sección 18.6.3.1
Relación entre el acero colocado en la viga			Sección 18.6.3.2
As (-) Colocado =	115.16	cm ²	As (+) > 0.5 As(-) SÍ CUMPLE
As (+) Colocado =	74.6	cm ²	As Corrido > 0.25 As(-) SÍ CUMPLE
As Corrido =	74.6	cm ²	
Refuerzo Transversal			
$A_{V_{MIN}/S} =$	0.1069	cm ² /cm	Sección 9.6.3.3
$S_{MAX} =$	13.32	cm	Sección 18.6.4.4
	$d/4 =$	23.5 cm	
	$6d_{b_{MIN}} =$	13.32 cm	
	$6 in =$	15 cm	
Comentarios:			
<p>Para el diseño de la pila apertica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla. Ver el capítulo 18 del código ACI 318-14 para los requerimientos mínimos de los elementos pertenecientes a un SMF.</p>			

Figura 83 – Diseño de la viga cabezal. Hoja 2 de 6.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga cabezal	2/6
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

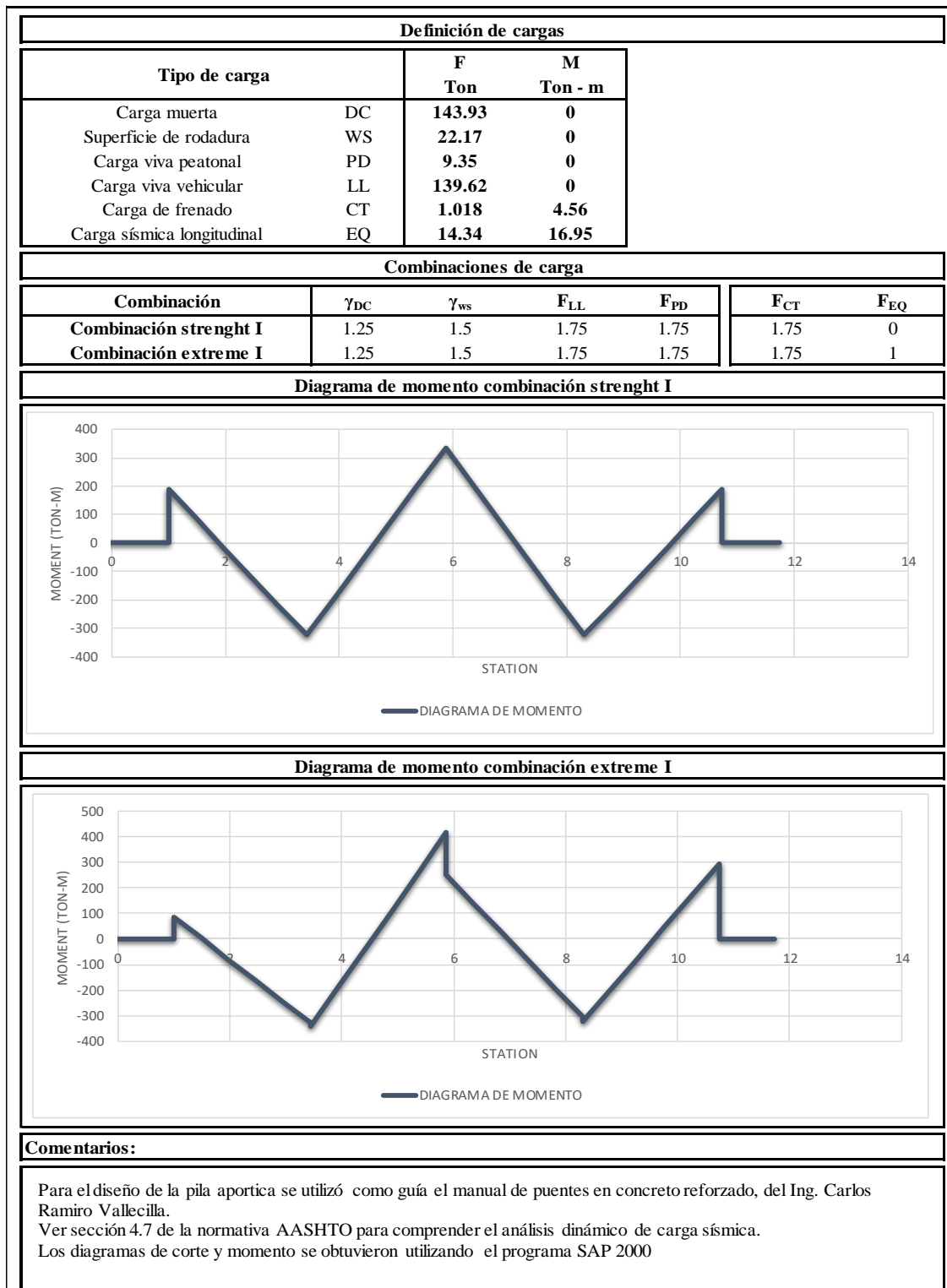


Figura 84 – Diseño de la viga cabezal. Hoja 3 de 6.


	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga cabezal	3/6
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Diagrama de cortante combinación strenght I

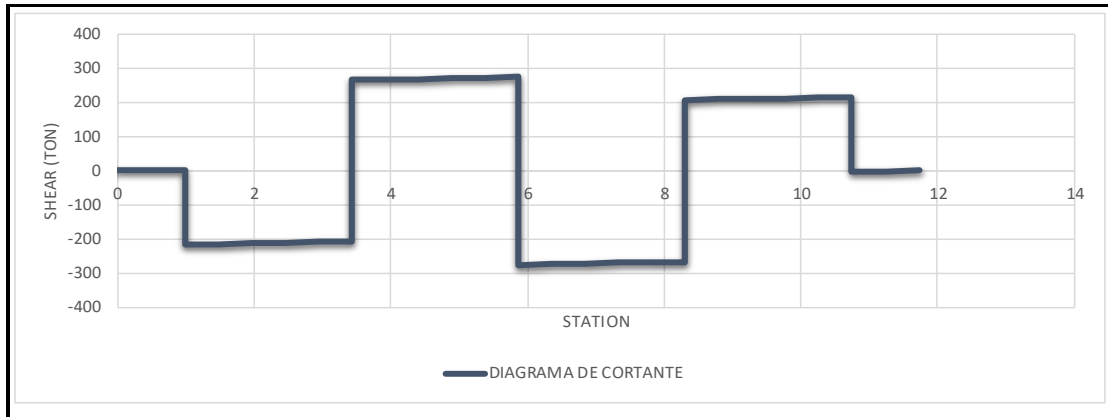
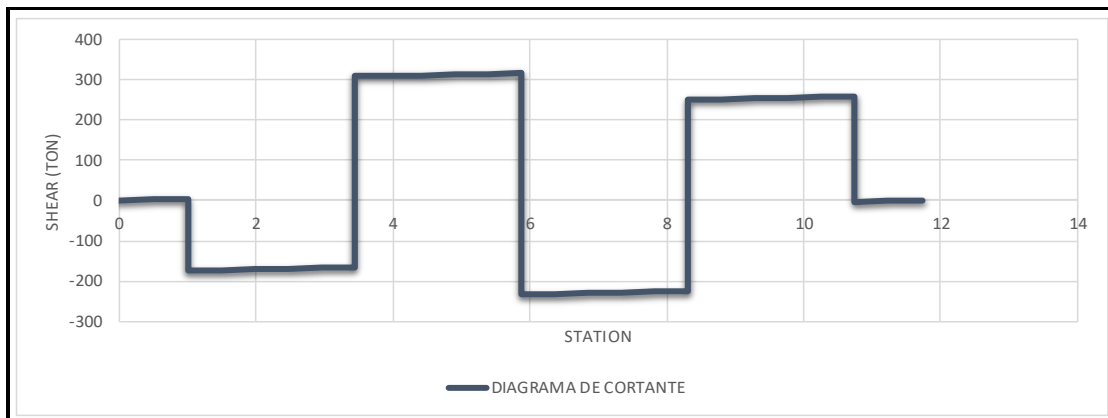



Diagrama de cortante combinación extreme I



Comentarios:

Para el diseño de la pila apertica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla.
 Ver sección 4.7 de la normativa AASHTO para comprender el análisis dinámico de carga sísmica.
 Los diagramas de corte y momento se obtuvieron utilizando el programa SAP 2000

Figura 85 – Diseño de la viga cabezal. Hoja 4 de 6.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño de la viga cabezal	
	Ubicación:		4/6
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Diseño de la viga cabezal a flexión y cortante												
Frame	Station	M3 Ton - m	As + cm ²	As - cm ²	As + CORRIDO cm ²	As - CORRIDO cm ²	As + BASTON cm ²	As - BASTON cm ²	V2 Ton	Av/s cm ² /cm	Av COLOCADO/S cm ² /cm	Conclusión
8	0	-3.02E-14	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	0.00	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
8	0.5	0.45052	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	1.80	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
8	1	1.80208	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	3.60	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	1	87.03465	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-55.72	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	1.487	2.58767	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-53.96	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	1.974	-81.00453	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-52.21	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	2.461	-163.74192	47.49	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-50.45	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	2.948	-245.62453	72.41	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-48.70	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
9	3.435	-326.65234	97.93	40.20	74.60	74.60	23.33	0.00	-46.94	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
10	3.435	-343.60234	103.39	40.20	74.60	74.60	28.79	0.00	192.53	0.12	0.51	SÍ CUMPLE
10	3.922	-193.0031	56.30	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	194.29	0.12	0.51	SÍ CUMPLE
10	4.409	-41.54907	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	196.04	0.13	0.51	SÍ CUMPLE
10	4.896	110.75976	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	197.80	0.13	0.51	SÍ CUMPLE
10	5.383	263.92338	40.20	78.09	74.60	74.60	0.00	3.49	199.56	0.14	0.51	SÍ CUMPLE
10	5.87	417.94179	40.20	127.85	74.60	74.60	0.00	53.25	201.31	0.15	0.51	SÍ CUMPLE
11	5.87	251.24525	40.20	74.15	74.60	74.60	0.00	0.00	-85.91	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
11	6.357	138.19902	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-84.15	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
11	6.844	26.00758	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-82.40	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
11	7.331	-85.32906	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-80.64	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
11	7.818	-195.81091	57.15	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-78.89	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
11	8.305	-305.43796	91.16	40.20	74.60	74.60	16.56	0.00	-77.13	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	8.305	-322.38796	96.57	40.20	74.60	74.60	21.97	0.00	162.34	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	8.792	-200.38797	58.54	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	164.10	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	9.279	-77.53318	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	165.86	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	9.766	46.1764	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	167.61	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	10.253	170.74077	40.20	49.59	74.60	74.60	0.00	0.00	169.37	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
12	10.74	296.15994	40.20	88.22	74.60	74.60	0.00	13.62	171.12	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
13	10.74	1.80208	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-3.60	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
13	11.24	0.45052	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	-1.80	0.11	0.51	SÍ CUMPLE
13	11.74	-1.499E-14	40.20	40.20	74.60	74.60	0.00	0.00	0.00	0.11	0.51	SÍ CUMPLE

Comentarios:

Para el diseño de la pila aportica se utilizó como guía el manual de puentes en concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla. Ver sección 4.7 de la normativa AASHTO para comprender el análisis dinámico de carga sísmica.
 Los diagramas de corte y momento se obtuvieron utilizando el programa SAP 2000
 Ver el diseño a capacidad de la viga en hoja 5 de 6.

Figura 86 – Diseño de la viga cabezal. Hoja 5 de 6.


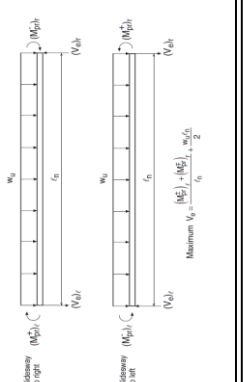
	Proyecto de graduación UYG Diseño de viga cabezal a capacidad Diseñado por : <u>José Esteban Lazo</u>	No. vanos 2 Códigos de diseño Capítulo 18 de ACI 318-14	Hoja : 5/6																								
Esquema para el diseño por capacidad																											
																											
$M_{pr} = A_s \cdot 1.25 F_y (d - \frac{a}{2})$ $a = \frac{A_s \cdot 1.25 F_y}{0.85 F'_c b}$ $\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi F_y d}$																											
Datos de la viga		Datos de los materiales																									
Base = b = 120 cm Peralte = h = 100 cm Rec = 6 cm d = 94 cm	F'c = 350 kg/cm ² Fy = 4200 kg/cm ² γconcreto = 2400 kg/m ³																										
Cortante máximo																											
Vmax = 464.264.85 kg φVmax = 348.198.64 kg	φVc = 83.884.22 kg																										
Impresion																											
Tabla de diseño para la viga cabezal																											
No. de vano	Lado izquierdo		Lado derecho		W _{L/2} kg	Sentido horario (SH)		Sentido antihorario (SAH)																			
	In m	AS _{tot} cm ²	AS _{trn} cm ²	AS _{tot} cm ²		AS _{trn} cm ²	M _{ort} kg-m	M _{rc} kg-m	M _{ort} kg-m	M _{rc} kg-m	Vu/φ kg	φVc kg	Vs kg	A _{vcl} /S cm ² /cm	A _{v2} /S cm ² /cm	A _v /S cm ² /cm											
1.00	3.67	74.60	74.16	115.16	74.60	80.000.00	344.749.13	517.120.07	346.667.84	419.788.99	0.00	419.788.99	1.06	357.165.58	0.00	419.788.99	1.06	357.165.58	0.90	420.486.06	0.00	420.486.06	1.07	420.486.06	0.91	420.486.06	1.06
2.00	3.67	115.16	74.16	74.16	74.60	80.000.00	344.749.13	517.120.07	346.667.84	357.165.58	0.00	357.165.58	0.90	420.486.06	0.00	420.486.06	1.07	420.486.06	0.90	420.486.06	0.00	420.486.06	1.07	420.486.06	0.91	420.486.06	1.06
Comentarios:																											
Al valor de Av/S se le debe sumar el valor de 2*Av/S en caso existiera presente la torsión en la viga. El diseño por capacidad esta de acorde al capítulo 18 de ACI 318-14																											

Figura 87 – Diseño de la viga cabeza. Hoja 6 de 6.

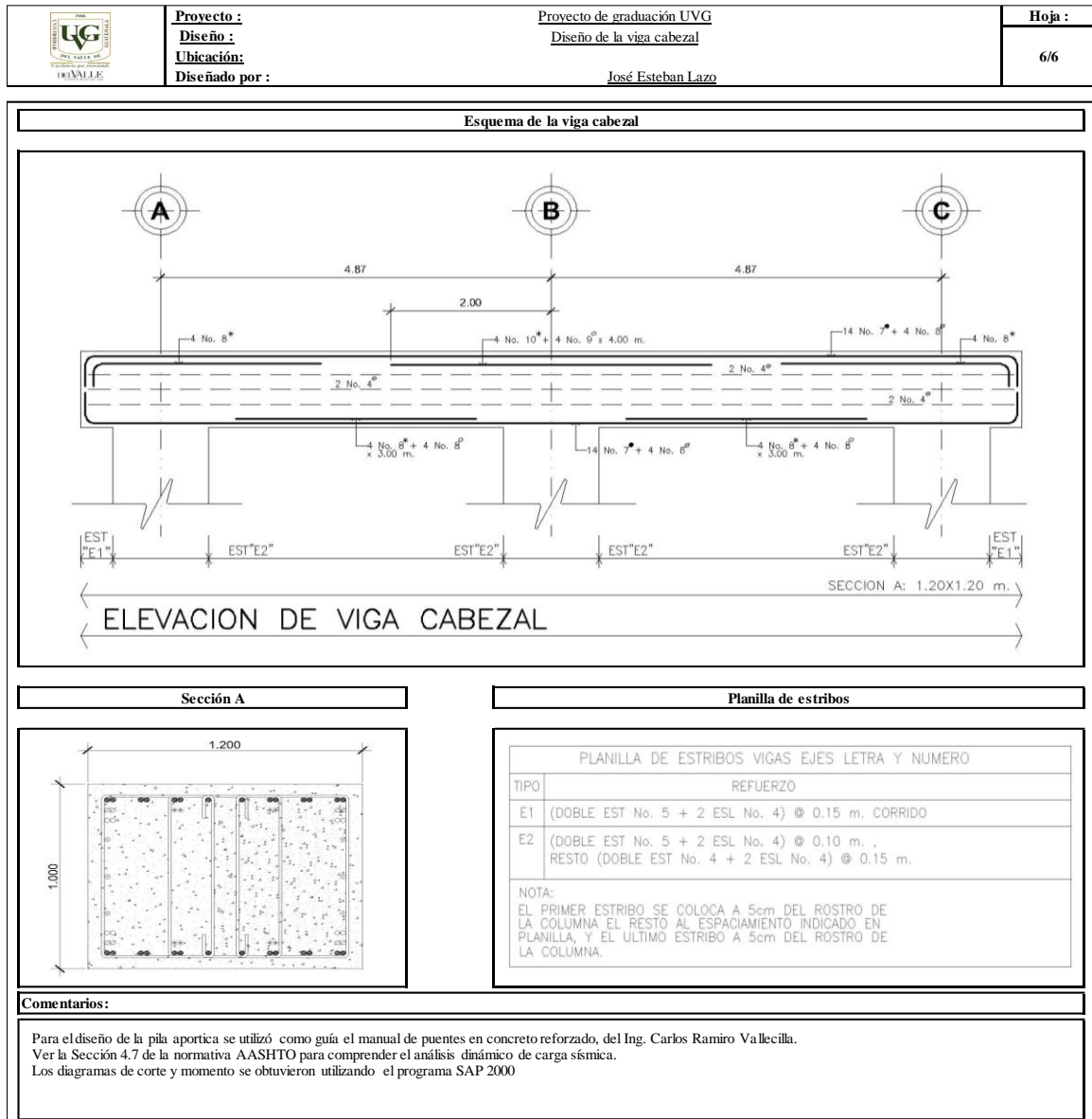



Figura 88 – Diseño de la pila. Hoja 1 de 3.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Códigos:	Hoja :
	Diseño :	Diseño de pila	Código ACI 318 - 14, Cap 18. Especificación para diseño de SMF	1/3
	Nivel:			
	Diseñado por :	José Esteban Lazo		

Refuerso longitudinal de la columna	
Propiedades de la sección	
F'c =	350 kg/cm ²
Fy =	4200 kg/cm ²
Largo =	B1 = 120 cm
Ancho =	B2 = 120 cm
Recubrimiento =	Rec = 4 cm
Luz libre =	Lu = 11.3 m
Información:	
La columna se encuentra armada con varillas No. 8 y No. 7 las cuales se indican en el esquema. Dando un total de 12 No. 8 + 12 No. 7	

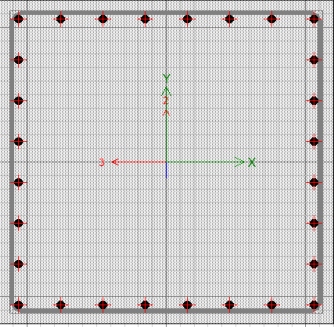
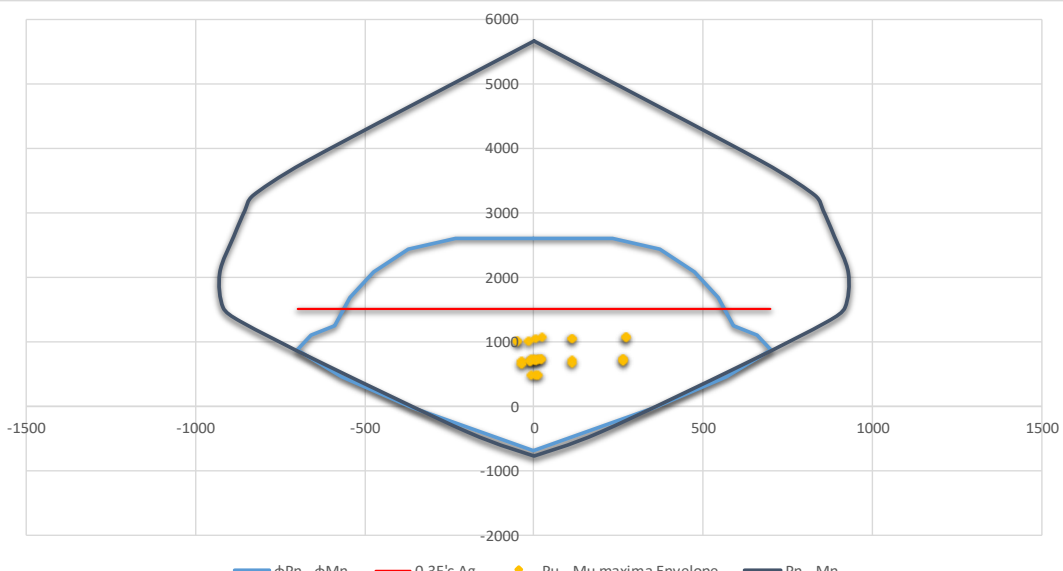
Sección de la columna CSI COL



Diagrama de interacción


Área total =	14400	cm ²
Acero máximo y mínimo		
As mín = 1% A _T	144	cm ²
As max = 3% A _T	432	cm ²

Acero requerido	
% Ag =	1%
As _{req} =	144 cm ²
As _{colocado} =	180.6 cm ²
D/C	0.797

Comentarios:
Para el diseño de la columna se utilizó el capítulo 18, del código ACI 318-14. El diagrama de interacción fue realizado con el Programa CSI COL 9. Este diagrama es únicamente valido para este armado de columna. En la hoja No. 2 se presenta el detalle del confinamiento de la columna. En la hoja No. 3 se presenta el diseño a capacidad de la misma y el detalle de la sección

Figura 89 – Diseño de la pila. Hoja 2 de 3.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Códigos:	Hoja :
	Diseño :	Diseño de pila	Código ACI 318 - 14. Cap 18. Especificación para diseño de SMF	2/3
	Nivel:			
	Diseñado por :	José Esteban Lazo		

Refuerzo transversal de la columna			
Propiedades de la sección		Sección de la columna ACI 318-4	
Largo =	B1 =	120	cm
Ancho =	B2 =	120	cm
Recubrimiento =	Rec =	4	cm
Luz libre =	Lu =	11.3	m
Largo efectivo =	B1' =	112	cm
Ancho efectivo =	B2' =	112	cm
Menor No. Barra longitudinal	No.	7	
No. Barra para el estribo	No.	5	
No. Barra para el eslabón	No.	4	
No. De eslabones en dirección B1 =		4	
No. De eslabones en dirección B2 =		4	
Carga axial última =	Pu =	1072.8799	Ton

Espaciamento entre barras soportadas por estribo	Dirección B1 =	h1x =	15	cm
	Dirección B2 =	h2x =	15	cm

Numero total de barras soportadas por el estribo o eslabón =	nl =	28
--	------	----

Condición de carga última	ACI 318-14 Sección 18.7.5.2 Apartado f)
Pu = 1072.8799 Ton	Pu < 0.3F'c Ag SÍ CUMPLE
0.3F'c Ag = 1512 Ton	F'c < 700kg/cm ² SÍ CUMPLE
F'c = 350 kg/cm ²	

Conclusión =	CONFINAMIENTO TRADICIONAL
Distancia entre barras confinadas	hx = 35 cm
Longitud de confinamiento	Sección 18.7.5.1
Longitud de confinamiento	lo = 188.33333 cm


Cálculo del espaciamento máximo	Sección 18.7.5.3
So =	B1 13.32 cm, B2 13.32 cm

Cuantilla de refuerzo	Sección 18.7.5.4
S = 10.881 cm	Ash1 = 9.140 cm ²
S1 = 10.881 cm	Ash2 = 9.140 cm ³
S2 = 10.881 cm	
$\frac{Ash}{S * bc} = 0.0075$	Ag = 14400 cm ²
	Aoh = 12544 cm ²
	kf = 1.00
	kn = 1.08

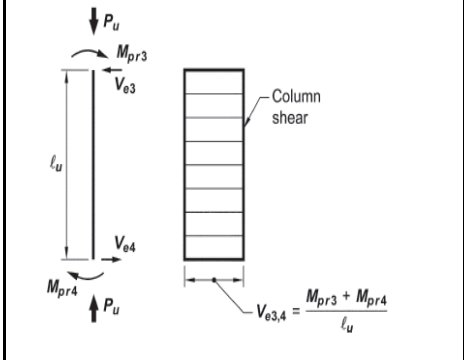
Ecuación	Ash/(S bc)
a)	0.0037
b)	0.0075
c)	0.0044

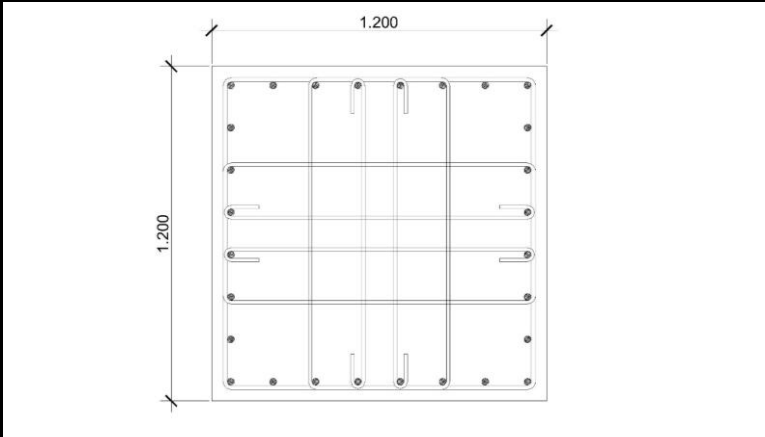
Comentarios:
Para el diseño de la columna se utilizó el capítulo 18, del código ACI 318-14. En la hoja No. 1 se presenta el detalle del refuerzo longitudinal de la columna. En la hoja No. 3 se presenta el diseño a capacidad de la misma y el detalle de la sección

Figura 90 – Diseño de la pila. Hoja 3 de 3.

	Proyecto	Proyecto de graduación UVG	Códigos:	Hoja :
	Diseño :	Diseño de pila	Código ACI 318 - 14, Cap 18. Especificación para diseño de SMF	3/3
	Nivel:			
	Diseñado por :	José Esteban Lazo		

Diseño a Capacidad	
$M_{Pr} =$	928,165.10 kg-m
$V_{max} =$	592,678.53 kg
$\phi V_{max} =$	444,508.90 kg
$A_v/s \text{ max} =$	1.68 cm ² /cm
$\phi V_c =$	0 kg
Luz libre =	Lu = 11.3 m
$V_u =$	164,277.01 kg
$A_v/S =$	0.47 cm ² /cm
$A_{sh}/S =$	0.914 cm ² /cm
$D/C =$	0.509

ACI 318-14 Sección 18.6.5


Esquema general de la columna


Detalle
Refuerzo Longitudinal: 28 No. 9 Refuerzo Transversal: Dirección Horizontal: Est No. 5 + Est No. 4 + 2 Esl No. 4 @ 0.10 m Dirección Vertical: Est No. 5 + Est No. 4 + 2 Esl No. 4 @ 0.10 m

Comentarios:
Para el diseño de la columna se utilizó el capítulo 18, del código ACI 318-14. En la Hoja No. 1 se presenta el detalle del refuerzo longitudinal de la columna. En la Hoja No. 2 se presenta el cálculo para el confinamiento. La sección corresponde al plano en DWG. correspondiente al armado de columnas

M. Diseño del estribo

El estribo debe ser diseñado bajo las condiciones geotécnicas y estructurales. En cuanto a las condiciones geotécnicas, se refiere a la revisión de la capacidad soporte del suelo, el momento de volteo del muro y su deslizamiento. Todas estas revisiones deben realizarse bajo los efectos de las cargas admisibles. Ya que la capacidad soporte del suelo es un valor admisible. Para revisar el momento de volteo se utilizó un factor de seguridad de 3. Mientras que para el deslizamiento del muro se utilizó un factor de 2.

Debido a que para este modelo no se tienen datos exactos de la capacidad soporte del suelo, la cual es proporcionada por un estudio geotécnico. Se realizará el diseño del estribo basándose en el manual de puentes de concreto reforzado, del Ing. Carlos Ramiro Vallecilla.

Figura 91 – Diagrama de flujo para el diseño del estribo

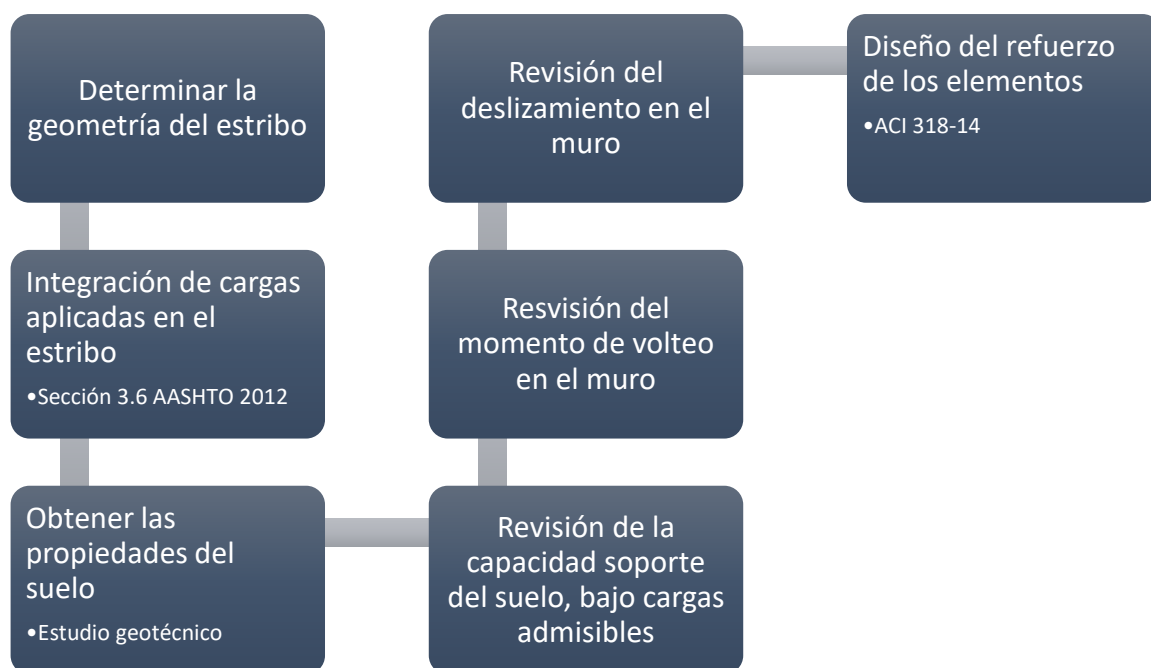



Figura 92 – Diseño del estribo. Hoja 1 de 3.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño del estribo	1/3
Ubicación:		
Diseñado por : José Esteban Lazo		

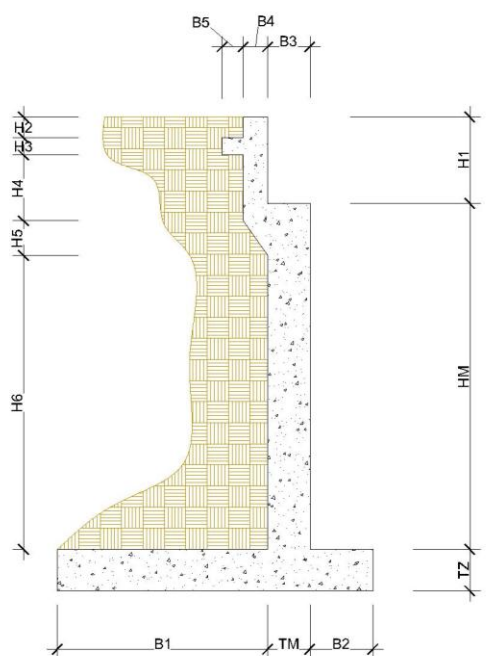
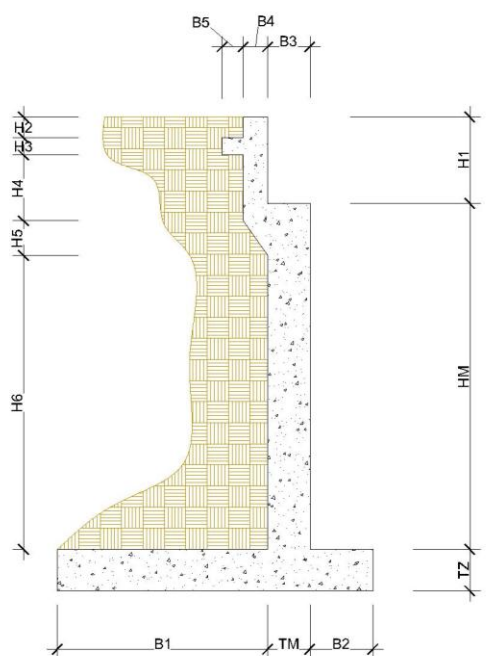
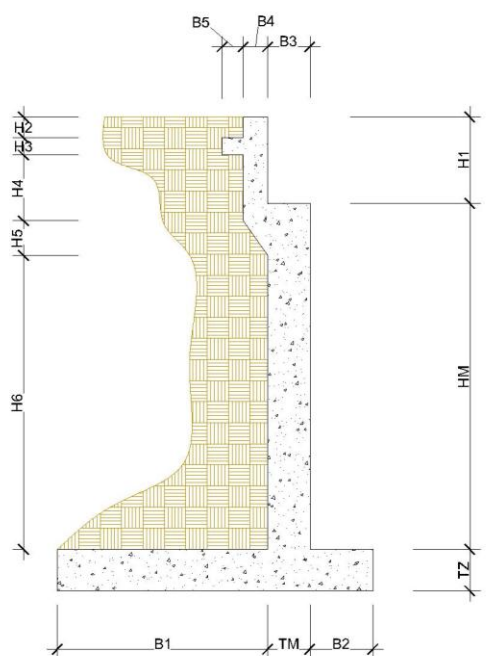
Datos del estribo																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center; padding: 5px;">Esquema del estribo</th> <th style="text-align: center; padding: 5px;">Dimensión del estribo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center; padding: 10px;">  </td> <td style="padding: 10px;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>B1 =</td><td>4.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>B2 =</td><td>0.90</td><td>m</td></tr> <tr><td>B3 =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>B4 =</td><td>0.35</td><td>m</td></tr> <tr><td>B5 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>TM =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>TZ =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>HM =</td><td>5.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>H1 =</td><td>1.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H2 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>H3 =</td><td>0.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H4 =</td><td>0.95</td><td>m</td></tr> <tr><td>H5 =</td><td>0.50</td><td>m</td></tr> <tr><td>H6 =</td><td>4.25</td><td>m</td></tr> </tbody> </table> </td> </tr> </tbody> </table>	Esquema del estribo	Dimensión del estribo		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>B1 =</td><td>4.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>B2 =</td><td>0.90</td><td>m</td></tr> <tr><td>B3 =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>B4 =</td><td>0.35</td><td>m</td></tr> <tr><td>B5 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>TM =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>TZ =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>HM =</td><td>5.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>H1 =</td><td>1.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H2 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>H3 =</td><td>0.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H4 =</td><td>0.95</td><td>m</td></tr> <tr><td>H5 =</td><td>0.50</td><td>m</td></tr> <tr><td>H6 =</td><td>4.25</td><td>m</td></tr> </tbody> </table>	B1 =	4.00	m	B2 =	0.90	m	B3 =	0.60	m	B4 =	0.35	m	B5 =	0.30	m	TM =	0.60	m	TZ =	0.60	m	HM =	5.00	m	H1 =	1.25	m	H2 =	0.30	m	H3 =	0.25	m	H4 =	0.95	m	H5 =	0.50	m	H6 =	4.25	m	
Esquema del estribo	Dimensión del estribo																																														
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>B1 =</td><td>4.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>B2 =</td><td>0.90</td><td>m</td></tr> <tr><td>B3 =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>B4 =</td><td>0.35</td><td>m</td></tr> <tr><td>B5 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>TM =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> </tbody> </table> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tbody> <tr><td>TZ =</td><td>0.60</td><td>m</td></tr> <tr><td>HM =</td><td>5.00</td><td>m</td></tr> <tr><td>H1 =</td><td>1.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H2 =</td><td>0.30</td><td>m</td></tr> <tr><td>H3 =</td><td>0.25</td><td>m</td></tr> <tr><td>H4 =</td><td>0.95</td><td>m</td></tr> <tr><td>H5 =</td><td>0.50</td><td>m</td></tr> <tr><td>H6 =</td><td>4.25</td><td>m</td></tr> </tbody> </table>	B1 =	4.00	m	B2 =	0.90	m	B3 =	0.60	m	B4 =	0.35	m	B5 =	0.30	m	TM =	0.60	m	TZ =	0.60	m	HM =	5.00	m	H1 =	1.25	m	H2 =	0.30	m	H3 =	0.25	m	H4 =	0.95	m	H5 =	0.50	m	H6 =	4.25	m				
B1 =	4.00	m																																													
B2 =	0.90	m																																													
B3 =	0.60	m																																													
B4 =	0.35	m																																													
B5 =	0.30	m																																													
TM =	0.60	m																																													
TZ =	0.60	m																																													
HM =	5.00	m																																													
H1 =	1.25	m																																													
H2 =	0.30	m																																													
H3 =	0.25	m																																													
H4 =	0.95	m																																													
H5 =	0.50	m																																													
H6 =	4.25	m																																													
Propiedades del suelo																																															
Capacidad soporte del suelo	$Q_a = 30 \text{ Ton/m}^2$																																														
Peso específico del suelo	$\rho_{\text{suelo}} = 1900 \text{ kg/m}^3$																																														
Ángulo de fricción	$\phi = 30$																																														
Coeficiente de fricción	$f = 0.4$																																														
Propiedades de los materiales																																															
Peso específico del concreto	$\rho_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$																																														
$F'c =$	350 kg/m^2																																														
$Fy =$	4200 kg/m^3																																														
Comentarios:																																															

Figura 93 – Diseño del estribo. Hoja 2 de 3.

	Proyecto : Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño : Diseño del estribo	
	Ubicación:	2/3
	Diseñado por : José Esteban Lazo	

Definición de cargas						
Peso propio del estribo						
No. Figura	Área m ²	P Ton/m	X _A m	M _{XA} Ton-m/m	Z _A m	M _{ZA} Ton-m/m
1	3	7.2	1.2	8.64	3.1	22.32
2	3.3	7.92	2.75	21.78	0.3	2.376
3	0.525	1.26	1.675	2.1105	6.1	7.686
4	0.075	0.18	2	0.36	6.25	1.125
5	5.475	10.4025	3.675	38.2291875	6.1	63.45525
6	19	36.1	3.5	126.35	2.975	107.3975
7	0.0875	0.21	1.6166667	0.3395	5.1833333	1.0885
Total =	31.4625	63.2725		197.81		205.45

Carga muerta (DC)	
M_{aDC} =	10.560 Ton-m/m
P_{DC} =	8.800 Ton/m

Carga Viva vehicular (LL)	
M_{aPD} =	6.480 Ton-m/m
P_{PD} =	5.400 Ton/m

Carga losa de aproximación (D)	
M_{aLA} =	2.880 Ton-m/m
P_{LA} =	1.440 Ton/m

Carga del empuje activo del terreno (E)	
M_{EA} =	33.928 Ton-m/m
P_{EA} =	14.859 Ton/m

K_A =	0.3333
γ =	1.9 Ton/m³
φ =	30
H =	6.85 m

Empuje dinámico del terreno	
M_{AE} =	9.193 Ton-m/m
ΔEA =	2.24 Ton
θ =	5.947
ψ =	2.110
kh =	0.100
Kv =	0.040
S1D =	0.200
φ =	30.000
KAE =	0.399
γ =	1.9 Ton/m³
EAE =	17.095 Ton
H =	6.85 m


Fuerza de frenado (CT)	
M_{CT} =	3.80 Ton - m/m
P_{CT} =	4 Ton

Fuerza sísmica (EQ)	
M_{EQES} =	20.545 Ton - m/m
P_{EQES} =	6.32725 Ton
w =	63.2725 Ton/m
Z =	3.247038603 m
Kh =	0.1
S1D =	0

M_{EQSE} =	11.4576 Ton - m/m
P_{EQSE} =	1.76 Ton
w =	8.800 Ton/m
Z =	6.510 m
S1D =	0.2

Comentarios:	

Figura 94 – Diseño del estribo. Hoja 3 de 3.

	Proyecto :	Proyecto de graduación UVG	Hoja :
	Diseño :	Diseño del estribo	3/3
	Ubicación:		
	Diseñado por :	José Esteban Lazo	

Revisión de la capacidad soporte del suelo								
Iyy =		13.86458	m ⁴					
No.	Combinación	P Ton	M Ton-m	e m	σ_{max} Ton/m ²	σ_{min} Ton/m ²	QADM Ton/m ²	Conclusión
1	D+L+BE	78.913	173.623	0.550	22.953	5.742	30.000	SÍ CUMPLE
2	D+BE	63.273	153.703	0.321	15.530	7.478	30.000	SÍ CUMPLE
3	D+BE+EQ	73.513	136.126	0.898	26.463	0.268	39.900	SÍ CUMPLE

Revisión del volteo del muro					
No.	Combinación	ME Ton-m	MD Ton-m	FV	Conclusión
1	D+L+BE	217.7292	45.1237	4.8252	SÍ CUMPLE
2	D+BE	197.8092	44.1058	4.4849	SÍ CUMPLE
3	D+BE+EQ	211.2492	75.1229	2.8120	SÍ CUMPLE

Revisión del deslizamiento del muro					
No.	Combinación	FE Ton-m	FD Ton-m	F	Conclusión
1	D+L+BE	43.402	19.316	2.247	SÍ CUMPLE
2	D+BE	34.800	19.316	1.802	SÍ CUMPLE
3	D+BE+EQ	40.432	25.183	1.606	SÍ CUMPLE

Comentarios:

VI. CONCLUSIONES

La especificación AASHTO 2012 no tiene como objetivo reemplazar el criterio profesional del diseñador; esta normativa solo presenta los requisitos mínimos que deben ser cumplidos con el fin de velar por la seguridad pública de los usuarios. Por lo tanto, el diseño óptimo y eficiente de un puente se encuentra en manos del profesional.

La normativa AASHTO 2012 presenta la carga vehicular HL-93, la cual es el requisito mínimo de diseño para puentes vehiculares; está en el criterio del diseñador realizar una revisión con cualquier otro tipo de carga vehicular, según el estudio del tránsito en la zona.

La sección seis de la especificación AASHTO 2012 establece los criterios mínimos que deben cumplir una viga metálica, con estos criterios la AASHTO recomienda hacer el pre-dimensionamiento de la viga. Con base al diseño presentado en este trabajo; se puede concluir que las dimensiones propuestas en la sección seis de esta especificación proporcionan una idea bastante cercana a las dimensiones exactas que el elemento debe tener, para cumplir los requisitos de resistencia.

El objetivo de este trabajo fue presentar el diseño de los elementos básicos que conforman la estructura de un puente. Debido a la complejidad de las cargas, las cuales se aplican en este tipo de estructuras; se realizó un diseño simplificado, el cual pudiese resolver con facilidad sin necesidad de utilizar programas de análisis estructural. Por eso mismo es que no todas las cargas definidas en la sección del marco práctico fueron tomadas en cuenta. Se integraron las cargas más críticas para el diseño de los elementos y que fueran aplicables en el entorno de nuestro país.

El tablero se diseñó como una losa en una dirección, donde la dirección perpendicular a las vigas longitudinales cuenta con el refuerzo necesario para resistir los efectos provocados por las cargas de servicio definidas. Mientras que, en la dirección paralela a las vigas longitudinales, se colocó el refuerzo mínimo establecido por la norma AASHTO 2012. Para este diseño se tomó en cuenta el efecto provocado por el peso propio de la estructura, superficie de rodadura, carga viva peatonal y carga viva vehicular.

El diseño de la viga se realizó utilizando la sección 6 de la norma AASHTO 2012. Para el diseño se supuso que la viga cuenta con un diafragma a una separación no más de 19 pies, para restringir el pandeo lateral torsional. Además, la viga se diseñó en sección compuesta, bajo los criterios establecidos por la normativa AISC 360-10. La viga se diseñó bajo una luz crítica correspondiente a 58m. (190 ft) para esto se obtuvo una viga de 93" de peralte con un espesor de alma de $\frac{3}{4}$ ". El patín superior es de 18"x7/8" y el inferior es de 18"x1". El momento último provocado por las cargas bajo la combinación de resistencia 1 fue de 19,403.79 kip-ft. Mientras que el momento nominal soportado por la sección fue de 20,320.88 kip-ft. El cortante último provocado por las cargas bajo la condición de resistencia 1 fue de 475.20 kip. Mientras que el momento nominal soportado por la sección fue de 997.30 kip.

Los elementos que componen el diafragma se diseñaron de acuerdo con la guía elaborada por Joseph Yura. La cual forma parte de la especificación AISC 360-10. Se implemento un embreizamiento lateral tipo “K”. Se utilizaron secciones WT para conformar el sistema. Los elementos fueron diseñados en compresión de acuerdo con el capítulo “E” de la norma AISC 360-10.

La pila apórtica se diseñó bajo el estado límite de evento extremo establecido por la norma AASHTO 2012. Para la integración de carga sísmica se utilizó la sección 4.7, que corresponde al análisis sísmico aplicado al sistema. Se realizó un análisis para un modo único de vibración. El diseño del refuerzo para el marco se realizó de acuerdo con lo especificado en el capítulo 18 del ACI 318-14. El diseño de este elemento se realizó bajo los efectos de las cargas permanente, superficie de rodadura, carga peatonal, carga vehicular, impacto dinámico, carga de frenado y fuerzas sísmicas. La dimensión de los elementos se calculó con base al valor “N”, que define la norma AASHTO 2012 como la longitud mínima de apoyo de la súper estructura sobre la subestructura.

El diseño de estribo proporcionado en este trabajo solo es con un fin ilustrativo. Las dimensiones y propiedades del suelo se obtuvieron del libro de manual de puentes de concreto reforzado, por el ingeniero Carlo Ramiro Vallecilla. El estribo solo se diseñó bajo condiciones geotécnicas.

VII. RECOMENDACIONES

Para el diseño de los elementos en este proyecto solo se revisó los estados límite de resistencia y evento extremo. Para tener un diseño completo es necesario realizar la revisión de todos los elementos bajo los estados límites de servicio y fatiga.

Como parte del diseño de una viga en sección compuesta es necesario realizar el diseño de los pasadores a corte. En la sección seis de la especificación AASHTO 2012 presentan los requisitos mínimos que deben cumplir estos elementos. Además, dentro del *Steel Bridge Design handbook*, de AISC, se encuentra información más específica para el diseño de los elementos.

Como nada más se realizó el diseño de los elementos principales de la estructura de un puente, por lo tanto, es necesario realizar el diseño de los elementos secundarios, tales como: topes sísmicos, apoyos, obras de protección y si fuese necesario el diseño de la barrera.

El diseño de la viga se hizo como una sección compuesta, pero es necesario revisar la viga bajo un proceso constructivo como una sección simple. Para este tipo de diseño se debe tomar en cuenta el pandeo lateral torsional que provoca la separación entre cada diafragma.

Cuando se tienen puentes con varios tramos de distintas luces, el peralte e la viga no debe variar, esto es para no provocar cambios de sección en la viga cabezal. Pero se pueden modificar las otras dimensiones, como los patines o el espesor del alma; o en dado caso se puede cambiar el tipo de material, ya que esto minimizaría los costos del proyecto.

Para obtener las fuerzas sísmicas se deben tomar en cuenta los efectos que provoca el sismo longitudinal y el transversal, para el diseño de la pila aportica solo se tomó en cuenta el sismo longitudinal. Se debe realizar nuevamente el diseño de esta pila tomando en cuenta los efectos que provoca las fuerzas transversales a ella. Además, es necesario realizar el diseño del diafragma horizontal, ya que este forma parte del sistema de resistencia lateral.

Se debe realizar el diseño de las conexiones entre los elementos de diafragma y la viga longitudinal, estas conexiones son a cortante simple. Además, se debe diseñar la conexión del empalme que unifica cada segmento de la viga longitudinal, ya que al ser una luz grande es necesario que la viga esté compuesta por varios segmentos por el tema de transporte hacia la obra.

Los elementos que componen la subestructura de un puente, como la pila y el estribo, son de baja redundancia. Por lo que la normativa castiga a estos elementos colocándoles un valor mínimo en el factor de modificación de respuesta (R). Con base en esto es que se recomienda utilizar los sistemas con mayor redundancia, como por ejemplo pila aportica, la cual tiene un factor de modificación de respuesta más elevado.

VIII. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2004). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS* . Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO. (2012). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS* . Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- AASHTO SD. (2009). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. Estados Unidos: AASHTO.
- AGIES. (2010). *Norma de seguridad estructural dos, Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de proteccion*. Guatemala: AGIES.
- Aquino Vasquez, D. A., & Hernandez Aldana, R. M. (2004). *Manual de Construccion de Puentes en Concreto*. El salvador: Universidad del Salvador.
- Barahona Rivadeneira, I. J. (2009). *Diseño estructural del puente sobre el canal internacional Ecuador-Perú*. Riobamba, Ecuador: Universidad Nacional De Chimborazo.
- Brockenbrough, R., & Merritt, F. (1999). *Structural Steel Designer's Handbook*. Estados unidos: McGraw-Hill, Inc.
- Carrion Viramontes, F. J., Hernandez Jimenez, J. R., & Teran Gutierrez, J. (2005). *Estudio experimental de un puente atirantado, evaluacion de cables*. Queretaro, Mexico: Instituto Mexicano del Transporte.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook Seismic Design*.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook Substructure Design* (Segunda ed., Vol. II). Estados Unidos: CRC Press.
- Chen, W.-F., & Duan, L. (2014). *Bridge Engineering Handbook Superstructure Design* (Segunda ed., Vol. 2). Estados Unidos: CRC Press.
- Lebet, J. P., & Hirt, M. (2013.). *Steel Bridges. Conceptual and Structural Design of Steel-Concrete Composite Bridges*. Lausanne: EPFL Press.
- Manrique, E. S. (2004). *Guia para diseño de puentes con vigas y losas*. Peru: Universidad de Piura.
- Martines Jaénz, P. M. (2009). *Diseño de Puentes con la norma AASHTO LRFD 2005*. San Jose, Costa Rica.
- MOPTA. (1995). *Nota tecnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carretera*. España: Ministerio de obras publicas, transportes y medio ambiente.
- Moreira Aburto, C. H. (2003). *Analisis teorico experimental de vigas pretensadas de hormigon sin vibracion del alma*. Chile: Universidad Austral de Chile.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de estructuras en concreto* (Duodécima ed.). Bogota, Colombia: Mc. Graw Hill Interamericana S.A.

- RAE. (6 de Junio de 2015). *Real Academia Española*. Obtenido de Real Academia Española:
<http://www.lemma.rae.es/drae/?val=puede>
- Ramirez Coria, P. E., & Leon Avila, N. J. (2010). *Apoyo didactico en la asignatura de puentes CIV 312*. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón.
- Rivera Vargas, D. (2007). *Evaluacion simplificada de la vulnerabilidad sismica de puentes urbanos*. Mexico DF.: Direccion de investigacion, Sub direccion de Estructuras y Geotecnia.
- Rodriguez Serquen, A. (2012). *Puentes con AASHTO LRFD 2010 (Fifth Edition)*. Peru.
- Tena Colugna, A., & Cortes Benitez, J. A. (2014). *La redundancia estructural y su impacto en el comportamiento sismico de marcos ductiles de concreto*. Veracruz: Congreso Nacional de Ingenieria Sismica.
- Vallecilla, C. R. (2006). *Manual de puentes en concreto reforzado*. Colombia: Editorial Bauen.