



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**DISEÑO DE: PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO
LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE
INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA**

Daniel Alfredo Cruz Pineda
Asesorado por el Ing. Diego Castellanos

Guatemala, noviembre de 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE: PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO
LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE
INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA

FACULTAD DE INGENIERÍA POR

DANIEL ALFREDO CRUZ PINEDA

ASESORADO POR EL ING. DIEGO CASTELLANOS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, NOVIEMBRE DE 2008

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Inga. Glenda Patricia García Soria
VOCAL II	Inga. Alba Maritza Guerrero Spínola de López
VOCAL III	Ing. Miguel Ángel Dávila Calderón
VOCAL IV	Br. Jose Milton de León Bran
VOCAL V	Br. Isaac Sultán Mejía
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paíz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Alejandro Castañón López
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

DISEÑO DE: PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA,

tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, el 22 de abril de 2008.

Daniel Alfredo Cruz Pineda

Guatemala 10 de noviembre de 2008

Ingeniero Hugo Leonel Montenegro.

Jefe Departamento de estructuras

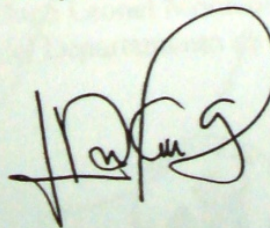
Universidad de San Carlos.

Presente.

Por este medio hago constar que he asesorado el trabajo de graduación de la estudiante **Daniel Alfredo Cruz Pineda**, titulado **DISEÑO DE PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA.**

Después de haber revisado y corregido dicho trabajo de graduación, considero que el mismo llena los requisitos exigidos por Escuela de Ingeniería Civil, por lo que dejo constancia de aprobación para su autorización.

Sin otro en particular, me suscribo de usted, atentamente.



Ing. Diego Castellanos

Ingeniero. Civil

Asesor

Diego Castellanos Gutiérrez
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 6558



Guatemala,
11 de noviembre de 2008

FACULTAD DE INGENIERIA

Ingeniero
Sydney Alexander Samuels Milson
Director de la Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Presente

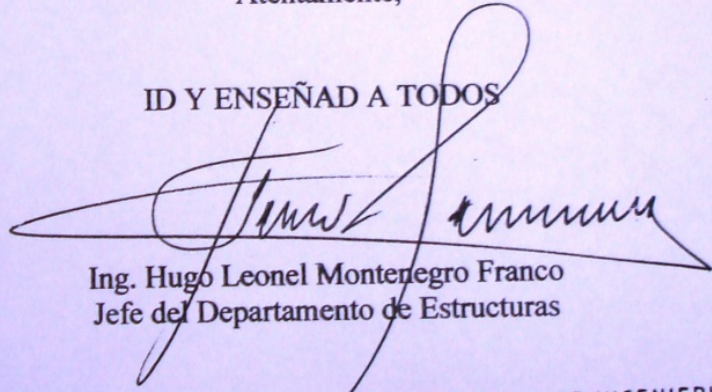
Estimado Ing. Samuels.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **DISEÑO DE PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Daniel Alfredo Cruz Pineda, quien contó con la asesoría del Ing. Diego Castellanos Gutiérrez.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS



Ing. Hugo Leonel Monteregro Franco
Jefe del Departamento de Estructuras



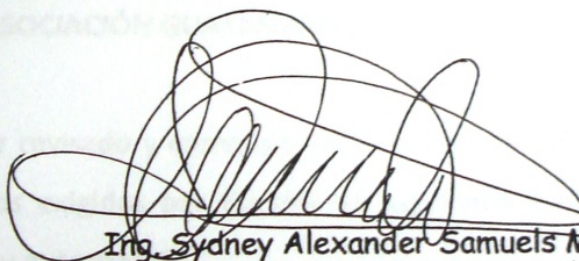
FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Diego Castellanos Gutiérrez y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco, al trabajo de graduación del estudiante Daniel Alfredo Cruz Pineda, titulado DISEÑO DE PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Sydney Alexander Samuels Milson



Guatemala, noviembre 2008.

/bbdeb.



El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **DISEÑO DE PUENTE DE MEDIANA LONGITUD UTILIZANDO LAS NORMAS DE LA ASOCIACIÓN GUATEMALTECA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA**, presentado por el estudiante universitario **Daniel Alfredo Cruz Pineda**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE.

Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos
DECANO

Guatemala, noviembre de 2008



/gdech

AGRADECIMIENTOS A:

DIOS

Por las bendiciones derramas sobre mí a lo largo de estos años.

MI FAMILIA

Por su apoyo incondicional.

A MI ASESOR

Ing. Diego Castellanos, por su valiosa colaboración en la elaboración del presente trabajo de graduación.

ACTO QUE DEDICO A:

Mi madre	Leticia Pineda, por ser pilar fundamental de mi vida, madre y amiga.
Mi padre	Alfredo Cruz, por mostrarme que con esfuerzo las metas no son imposibles.
Mi hermana	Lilian Susana, por su apoyo y aprecio.
Mis abuelos	Por sus sabios consejos.
Mis tías	Lupe, Sheny, Juana, Rosa y Nana. Por su cariño y amor mostrado a lo largo de mi vida.
Mis primos	Por su compañía, durante mi niñez.
Mis amigos	Lucia, Javier, Karina, Elder y Pao, por acompañarme a lo largo de estos años.
Mis compañeros de trabajo	Ingeniero Hugo Nájera y Anibal Choc, por la confianza y el apoyo brindado durante estos meses.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN	XV
OBJETIVOS	XVII
INTRODUCCIÓN	XIX
1. HISTORIA Y EVOLUCIÓN	1
1.1 Historia	1
1.1.1 Inicios	1
1.1.2 Elementos	2
1.1.2.1 Infraestructura	3
1.1.2.1.1 Juntas de dilatación	3
1.1.2.1.2 Sistema de drenajes	3
1.1.2.1.3 Parapetos	3
1.1.2.1.4 Señalizaciones	3
1.1.2.2 Subestructura	4
1.1.2.2.1 Pilas y estribos	4
1.1.2.2.2 Pilotes	4
1.1.2.2.3 Zapatas	4
1.1.2.3 Superestructura	5
1.1.2.3.1 Sistemas portantes de viga	5
1.1.2.3.2 Diafragmas	5
1.1.2.3.3 Losas	5
1.1.3 Primeros puentes.	5

1.2 Evolución	7
1.2.1 Materiales.	8
1.2.2 Procedimientos constructivos	10
2. TIPOS DE PUENTES	13
2.1 Tipología	14
2.1.1 Atirantados.	14
2.1.1.1 Cantiléver	16
2.1.1.2 Colgantes	17
2.1.1.3 Estructura metálica	20
2.1.1.4 Vigas	22
2.2 Materiales	23
2.2.1 Concreto	24
2.2.1.1 Pre-tensado	25
2.2.2 Acero	27
2.2.3 Madera	30
2.3 Por su uso	32
2.3.1 Vehicular	32
2.3.2 Peatonal	32
2.3.3 Artesanal	32

cama inferior	38
3.2.1.3.2 Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior.	38
3.2.1.3.3 Cálculo de refuerzo transversal cama superior.	39
3.2.1.4 Diseño de vigas.	39
3.2.1.4.1 Cálculo del momento por sobre carga.	39
3.2.1.4.2 Fracción de carga (Fq).	39
3.2.1.4.3 Carga por eje.	40
3.2.1.4.4 Cálculo del momento por carga muerta.	40
3.2.1.4.5 Cálculo del porcentaje de impacto.	40
3.2.1.4.6 Cálculo del momento total.	41
3.2.1.4.7 Cálculo del acero de refuerzo.	41
3.2.1.4.8 Refuerzo adicional.	41
3.2.1.4.9 Diseño a corte	41
3.2.1.4.9.1 Esfuerzo cortante por carga muerta	41
3.2.1.4.10 Esfuerzo cortante último	42
3.2.1.4.11 Cálculo de refuerzo a corte	42
3.2.2 Diseño de diafragmas	42
3.2.3 Diseño de la subestructura	43
3.2.3.1 Diseño de la cortina	43
3.2.3.1.1 Cálculo de fuerza longitudinal (LF)	43
3.2.3.1.2 Cálculo de sismo	44
3.2.3.1.3 Cálculo de la presión del suelo	44
3.2.3.1.4 Cálculo del momento de diseño.	44
3.2.3.1.5 Área de refuerzo	45
3.2.4 Diseño de estribo	45
3.2.4.1 Revisión del muro sin superestructura	45
3.2.4.2 Revisión del muro con superestructura	

4.1.6.4.3	Carga por eje	59
4.1.6.4.4	Cálculo del momento por carga muerta	62
4.1.6.4.5	Cálculo del porcentaje de impacto	63
4.1.6.4.6	Cálculo del momento total	63
4.1.6.4.7	Cálculo del acero de refuerzo	63
4.1.6.4.8	Refuerzo adicional	64
4.1.6.4.9	Diseño a corte	64
4.1.6.4.9.1	Esfuerzo cortante por carga muerta	64
4.1.6.4.9.2	Esfuerzo cortante por sobrecarga	65
4.1.6.4.10	Esfuerzo cortante último	66
4.1.6.4.11	Cálculo de refuerzo a corte	66
4.1.7	Diseño de diafragmas	67
4.1.8	Diseño de la subestructura	68
4.1.8.1	Diseño de la cortina	68
4.1.8.1.1	Cálculo de fuerza longitudinal (LF)	68
4.1.8.1.2	Cálculo de sismo	69
4.1.8.1.3	Cálculo de la presión del suelo	70
4.1.8.1.4	Cálculo del momento de diseño	70
4.1.8.1.5	Área de refuerzo	70
4.1.8.2	Diseño de la viga de apoyo	71
4.1.8.2.1	Chequeo por aplastamiento	71
4.1.8.2.2	Cálculo de refuerzo longitudinal	72
4.1.9	Diseño de estribo	72
4.1.9.1	Cálculo del momento de volteo	73
4.1.9.2	Cálculo del momento estabilizante	74
4.1.9.3	Revisión del muro sin superestructura	75
4.1.9.4	Revisión del muro con superestructura y carga viva	76

CONCLUSIONES	79
RECOMENDACIONES	81
BIBLIOGRAFÍA	83
APÉNDICE	85

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1	Puente atirantado.	15
2	Puente cantiléver.	17
3	Puente colgante.	20
4	Puente de estructura metálica	21
5	Puente de vigas	23
6	Puente de Madera	32
7	Esquema de cargas camión T3-S3	38
8	Diagrama de momentos	52
9	Distribución de cargas por ejes del camión T3-S3	54
10	Diagramas de distribución de sobrecarga.	59
11	Distribución de fuerzas por eje.	60
12	Diagrama de distribución de fuerzas críticas.	60
13	Diagrama de distribución debido a carga viva.	61
14	Diagrama de cortante máximo.	62
15	Diagrama de distribución debido a sobrecarga.	65
16	Esquema de cortina.	69
17	Diagrama de presiones.	73
18	Elevación y detalle de estribo.	86
19	Armado de losa.	87
20	Detalle de vigas y diafragmas.	88

TABLAS

I Momento de Volteo.	74
II Momento estabilizante	74

GLOSARIO

Acceso	Entrada o paso al puente
Acero	Aleación de hierro y carbono conteniendo menos de un 1,7 % de carbono, susceptible de adquirir propiedades muy variadas mediante tratamiento mecánico y térmico.
Anclaje	Enlace de las partes de una construcción mediante elementos metálicos (tirantes, pernos, anclas, etc.) que aseguran la inmovilidad del conjunto.
Arco	Construcción curvilínea que cubre el vano de un muro o la luz entre los pilares...
Carga	Fuerzas aplicadas directamente sobre las estructuras y que son la causa de sus posibles movimientos y deformaciones.
Cemento	Conjunto de sustancias pulverulentas capaces de formar con el agua pastas blandas que se endurecen espontáneamente al contacto del aire o del agua, y sirven para formar bloques o para unir los elementos de la construcción.

- Cimiento** Elementos de los puentes formados por las rocas, enormes masas de concreto armado (zapatas), terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas. Éstos transmiten las tensiones a los cimientos que a su vez las disipan en el terreno circundante.
- Columna** Pieza arquitectónica, generalmente cilíndrica, de mucha mayor altura que diámetro, que sirve para sostén y apoyo o sólo para adorno.
- Concreto armado** Estructura mixta constituida por concreto ordinario y una serie de barras de hierro tales que hacen a la estructura resistente también a la tensión. Las barras de hierro (armadura) se disponen oportunamente en las zonas del concreto sometidas a esfuerzos de tensión.
- Concreto Pretensado** En este tipo de concreto se modifica el estado de tensión de la estructura imponiendo a priori un estado de deformación independiente de las cargas externas que gravitarán sobre esa estructura puesta en obra. Mientras que el concreto armado normal puede considerarse constituido de dos partes: el concreto, que resiste bien a la compresión, y la armadura, que resiste a la tensión, el concreto pretensado constituye una estructura homogénea que resiste bien ambas acciones.
- Diafragma** Chapa de refuerzo transversal para aumentar la rigidez de los largueros. Mantienen la alineación de los largueros

durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos.

Estribos	Apoyos del puente situados en los extremos y sostienen los terraplenes que conducen a él.
Fatiga	Esfuerzo que soporta, por unidad de sección, un cuerpo sometido a fuerzas externas. Disminución de resistencia de un material sometido a la acción de tensiones variables.
Infraestructura	Conjunto de un puente formado por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos.
Junta	Separación entre dos elementos contiguos. Las juntas deben ser capaces de absorber las dilataciones de las superficies que separan para evitar deformaciones y esfuerzos en la estructura.
Luz	Distancia horizontal entre los apoyos de un arco o entre pilas contiguos de un puente.
Pilote	Estaca que penetra hasta alcanzar estratos más resistentes para consolidar los cimientos en obras hidráulicas o terrenos muy débiles, trasladando las cargas (del puente) a terrenos más profundos.
Superestructura	Conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes de un puente.

Viga

Elemento de construcción de material diverso (madera, hierro, concreto) que se usa para formar techos y sostener construcciones.

Zapata

Estructura de concreto armado sobre la que se apoya el pilar y cuya función es la de distribuir la elevada carga del pilar sobre una superficie que sea lo más amplia posible.

RESUMEN

A continuación se presenta el diseño de un puente para uso vehicular, implementando las normas de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), esto debido a que toda estructura, se debe regir a los códigos de sismo resistencia vigente.

El presente proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO H15-44, con una luz entre apoyos de 25m y un ancho total de 4.70m, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, diafragmas y cortinas de concreto reforzado.

Después de evaluar las diferentes clases de estructuras que se pueden utilizar, se seleccionó una de concreto reforzado fundida *In-Situ* (en el lugar), debido a que con estos se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo central, no necesita equipo especial para su construcción.

OBJETIVOS

General:

Obtener una metodología que tome en cuenta las consideraciones de análisis y diseño estructural propuestas por La AGIES en sus normas.

Específicos:

- Conocer a grandes rasgos la historia y posterior evolución de los puentes.
- Clasificar los puentes según los lineamientos de los códigos tanto en el ámbito nacional así como internacional.
- Establecer una metodología que permita analizar los puentes para uso vehicular según las normas AGIES.
- Recopilar las recomendaciones más importantes de los códigos de diseño.
- Implementar los criterios y lineamientos en un problema representativo.

INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia el ser humano se ha encontrado con obstáculos en su camino pero ha podido encontrar las maneras para poder sortear estos obstáculos; una de esas maneras es el uso de estructuras llamadas puentes, un puente no es más que una construcción de piedra, ladrillo, madera, hierro o concreto, que se construye y forma sobre los ríos, fosas u otros sitios, para poder pasarlos. Este instrumento de ingeniería ha ido evolucionando desde ser una herramienta de uso común hasta ser una obra civil de gran importancia en las grandes metrópolis. Es por la gran importancia que este ha recibido que se ha hecho necesario configurarlos y construirlos más seguros, a tal punto que se han desarrollado lineamientos para su diseño con carácter antisísmico, es decir son concebidos para poder soportar movimientos telúricos. En Guatemala por su ubicación geográfica es un país que es propenso a sufrir esta clase de movimientos, a raíz de esto se creó la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). Que integra a profesionales en el ámbito de la Ingeniería Civil, Geología y demás ciencias. Estos profesionales desarrollaron normas que rigen el diseño de estructuras con carácter antisísmico. La estructura propuesta es un puente de mediana longitud para el uso de paso vehicular, esta estructura será analizada utilizando las cargas de diseño sísmicas sugeridas por estas normas AGIES, al igual se emplearán los criterios que estas normas sugieran.

1. HISTORIA Y EVOLUCIÓN

1.1. Historia

1.1.1. Inicios

El arte de construir puentes tiene su origen en la misma prehistoria. Puede decirse que nace cuando un buen día se le ocurrió al hombre prehistórico derribar un árbol en forma que, al caer, enlazara las dos riberas de una corriente sobre la que deseaba establecer un vado. La genial ocurrencia le eximía de esperar a que la caída casual de un árbol le proporcionara un puente fortuito. También utilizó el hombre primitivo losas de piedra para salvar las corrientes de pequeña anchura cuando no había árboles a mano. En cuanto a la ciencia de erigir puentes, no se remonta más allá de un siglo y nace precisamente al establecerse los principios que permitían conformar cada componente a las fatigas a que le sometieran las cargas.

El arte de construir puentes no experimentó cambios sustanciales durante más de 2000 años. La piedra y la madera eran utilizadas en tiempos napoleónicos de manera similar a como lo fueron en época de Julio Cesar e incluso mucho tiempo antes. Hasta finales del siglo XVIII no se pudo obtener hierro colado y forjado a precios que hicieran de él un material estructural asequible y hubo que esperar casi otro siglo a que pudiera emplearse el acero en condiciones económicas.

Igual que ocurre en la mayoría de los casos, la construcción de puentes ha evolucionado paralelamente a la necesidad que de ellos se sentía. Recibió su

primer gran impulso en los tiempos en que Roma dominaba la mayor parte del mundo conocido. A medida que sus legiones conquistaban nuevos países, iban levantando en su camino puentes de madera más o menos permanentes; cuando construyeron sus calzadas pavimentadas, alzaron puentes de piedra labrada. La red de comunicaciones del Imperio Romano llegó a sumar 90000 km de excelentes carreteras.

1.1.2. Elementos

Los puentes se dividen en dos partes principales: la superestructura, o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura, formada por los cimientos, los estribos y las pilas que soportan los tramos. Los estribos van situados en los extremos del puente y sostienen los terraplenes que conducen a él; a veces son remplazados por pilares hincados que permiten el desplazamiento del suelo en su derredor. Las pilas son los apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos; los cimientos están formados por las rocas, terreno o pilotes que soportan el peso de estribos y pilas. Los tramos más cortos que conducen al puente propiamente dicho se llaman de acceso y en realidad forman parte de la fábrica.

El tablero está compuesto por un piso de planchas, vigas longitudinales o largueros sobre los que se apoya el piso y vigas transversales que soportan a los largueros. En muchos puentes los largueros descansan directamente en las pilas, o en los estribos. Otros modelos carecen de tales miembros y sólo las vigas transversales, muy unidas, soportan al tablero. En una tercera clase de puentes el piso descansa sobre el armazón sin utilizar ni vigas ni largueros.

1.1.2.1. Infraestructura

La infraestructura de un puente consta de elementos que permiten el funcionamiento óptimo de la estructura en términos de manejo, siendo los elementos que componen la infraestructura de un puente:

1.1.2.1.1. Juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación no son más que la separación entre dos elementos contiguos. Las juntas deben ser capaces de absorber las dilataciones de las superficies que separan para evitar deformaciones y esfuerzos en la estructura, se recomienda que las juntas se encuentren cercanas a los extremos del puente.

1.1.2.1.2. Sistemas de drenaje.

Los sistemas de drenajes permiten la correcta evacuación de agua mayormente proveniente de la lluvia, evitando así que se acumule en la carpeta, haciendo esta un lugar peligroso para el tránsito vehicular.

1.1.2.1.3. Parapetos.

Los parapetos son paredes o barandas que, se utilizan para evitar caídas, se coloca a los lados de un puente, siendo esta una medida de seguridad básica en este tipo de estructuras.

1.1.2.1.4. Señalizaciones.

Las señales de tráfico tienen un carácter internacional y están concebidas

para transmitir información con un mínimo de palabras. La forma y el color de las señales son indicativos de su contenido.

1.1.2.2. Subestructura

La subestructura es lo que permite transmitir la carga hacia el suelo, carga que es transmitida por la superestructura del puente, algunos elementos de la subestructura son.

1.1.2.2.1. Pilas y estribos

Las pilas y estribos son los apoyos del puente situados en los extremos además de ser los apoyos estos sostienen los terraplenes que conducen hacia el puente.

1.1.2.2.2. Pilotes

Los pilotes son elementos que penetran hasta alcanzar estratos más resistentes para consolidar los cimientos en obras hidráulicas o terrenos muy débiles, trasladando las cargas (del puente) a terrenos más profundos.

1.1.2.2.3. Zapatas

Las zapatas permiten sostener la estructura de concreto armado sobre la que se apoya el pilar y cuya función es la de distribuir la elevada carga del pilar sobre una superficie que sea lo más amplia posible.

1.1.2.3. Superestructura

El conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes de un puente es conocido como superestructura, los componentes básicos de la superestructura son:

1.1.2.3.1. Sistemas portantes o Vigas

Las vigas son los elementos de construcción de material diverso (madera, hierro, concreto) que se usa para formar marcos y sostener los tramos del puente.

1.1.2.3.2. Diafragmas

Los diafragmas permiten aumentar la rigidez de los largueros. Mantienen la alineación de los largueros durante la construcción y tienden a equilibrar la distribución transversal de las cargas entre los mismos.

1.1.2.3.3. Losas

Este es básicamente el piso del puente. Soporta directamente las cargas dinámicas (tráfico) y por medio de las armaduras transmite sus tensiones a estribos y pilas, que, a su vez, las hacen llegar a los cimientos, donde se disipan en la roca o terreno circundantes.

1.1.3. Primeros puentes

Es probable que los primeros puentes se realizaran colocando uno o más troncos para cruzar un arroyo o atando cuerdas y cables en valles estrechos. Este tipo de puentes todavía se utiliza. Los puentes de un tramo (llamamos tramo

a la distancia entre dos apoyos) son un desarrollo de estas formas elementales. El método de colocar piedras para cruzar un río, mejorado con troncos situados entre las piedras para comunicarlas, es el prototipo de puente de múltiples tramos.

Los postes de madera clavados en el fondo del río para servir de apoyo de troncos o vigas permitieron atravesar corrientes más anchas y caudalosas. Estos puentes, llamados de caballete, se utilizan todavía para atravesar valles y ríos en los que no interfieren con la navegación. El uso de pilas de piedra como apoyo para los troncos o maderos fue otro avance importante en la construcción de puentes con vigas de madera. La utilización de flotadores en lugar de apoyos fijos creó el puente de pontones. Los puentes de vigas de madera han sido los más utilizados desde la antigüedad, aunque según la tradición se construyó un puente de arco de ladrillos hacia el 1800 a.C. en Babilonia. Otros tipos de construcción, como los puentes colgantes y el cantiléver, se han utilizado en la India, China y Tíbet. Los puentes de pontones los utilizaban los reyes persas Darío I y Jerjes I en sus expediciones militares.

Los romanos construyeron muchos puentes de caballete con madera, uno de los cuales se describe con detalle en la obra *Comentarios sobre la guerra de las Galias* de Julio César. Sin embargo, los puentes romanos que se mantienen en pie suelen sustentarse en uno o más arcos de piedra, como el puente de Martorell cerca de Barcelona, en España, construido hacia el 219 a.C., y el Ponte di Augusto en Rímini, Italia, del siglo I a.C. El Pont du Gard en Nimes, Francia, tiene tres niveles de arquerías que elevan el puente a 48 m sobre el río Gard, con una longitud de 261 m; es el ejemplo mejor conservado de gran puente romano y fue construido en el siglo I a.C. La utilización de arcos de medio punto derivó más tarde en la de arcos apuntados. Los arcos modernos suelen ser escarzanos o con forma semielíptica, ya que permiten tramos más largos sin interrumpir la navegabilidad y con altura moderada. El puente sobre el río Tweed (1803) en

Kelso, Escocia, ejemplo de puente de arco semielíptica, fue diseñado por el ingeniero británico John Rennie.

Los puentes de vigas tienen limitada la longitud de los tramos por la resistencia de las vigas. Esta limitación se supera ensamblando las vigas en triángulos. Leonardo da Vinci esbozó puentes de este tipo, y el arquitecto italiano Andrea Palladio probablemente construyó varios. En Suiza se construyeron dos puentes de vigas trianguladas en 1760. Sin embargo, la construcción de este tipo de puentes no se desarrolló a gran escala hasta después de 1840.

1.2. Evolución

A lo largo de la Historia se han empleado cuatro materiales básicos para construir puentes: la madera, la piedra, el hierro y el concreto. A estos cuatro hay que añadir otros dos que se han empleado con menor frecuencia: el ladrillo, hecho de arcilla cocida; y el aluminio, que se ha utilizado excepcionalmente para construir puentes o partes de ellos. Actualmente se están utilizando también materiales compuestos, formados por fibras de materiales muy resistentes incluidos en una matriz de resina, pero todavía estamos lejos de que estos materiales puedan competir en los puentes con los materiales actuales.

Los dos primeros, la madera y la piedra, se pueden considerar naturales porque se obtienen directamente de la naturaleza y se utilizan sin ninguna transformación, únicamente es necesario darles forma. Los otros dos, el hierro y el concreto, son artificiales, porque las materias primas extraídas de la naturaleza requieren transformaciones más o menos complejas que cambian sus propiedades físicas.

1.2.1. Materiales

Los cuatro materiales básicos han dado lugar a variantes y elementos compuestos que, extrapolando el significado de la palabra material, podemos considerarlos nuevos materiales.

Los materiales han tenido y tienen una importancia decisiva en la configuración de las estructuras y por tanto de los puentes. Por ello, la historia de éstos se puede dividir en dos grandes períodos: el período de los puentes de piedra y madera y el período de los puentes de hierro y concreto.

En el primer período se utilizaron los dos materiales que hemos considerado naturales, la piedra y la madera. Se utilizó también el ladrillo, pero los puentes de este material se pueden incluir como subgrupo de lo de la piedra; el ladrillo, para el constructor de puentes, es un pequeño sillar con el que se pueden hacer arcos de dovelas yuxtapuestas; por tanto la morfología de los puentes de ladrillo es la misma que la de los puentes de piedra.

A finales del s. XIX apareció el concreto, piedra artificial, más concretamente un conglomerado, que permitió hacer arcos mayores que los de piedra natural. Este nuevo material dio lugar muy pronto a un nuevo sistema de hacer estructuras: el concreto armado, una colaboración entre el hierro y el concreto, que permite construir vigas de luces considerables y afinar las dimensiones de los arcos, lo que no es posible con el concreto en masa ni con la piedra. El concreto armado se puede considerar un nuevo material, se le da a esta palabra un sentido más amplio que el que define el Diccionario de la Real Academia.

Posteriormente, al terminar la primera mitad del siglo XX, apareció el

concreto pretensado, una forma de colaboración más perfecta entre el acero y el concreto, que amplió extraordinariamente las posibilidades del concreto armado. Contemporáneas del concreto pretensado son las estructuras mixtas, otra forma de colaboración del acero y el concreto, pero en este caso los dos materiales no se mezclan tan íntimamente, sino que se yuxtaponen.

En 1933 se sustituyó la plataforma del puente de Smithfield sobre el río Monongahela en Pittsburgh por una estructura de vigas de aluminio para reducir su peso y mejorar su capacidad de carga. Pero en 1936 se descubrieron fisuras en las vigas de aluminio, atribuidas a problemas de fatiga.

Actualmente en los Estados Unidos se está volviendo a estudiar la posibilidad de sustituir plataformas de puentes con estructuras de aluminio, y recientemente se ha sustituido la de un puente colgante de 97 m de luz, el Corbin Bridge en el estado de Pennsylvania, que se hizo hace 60 años. En Tennessee hay un programa de cinco años de investigaciones sobre plataformas de aluminio, porque se considera que pueden ser competitivas con las de concreto o metálicas.

Los nuevos materiales que han ido apareciendo a lo largo de la historia, han dado lugar a innovaciones en los puentes, y a evoluciones de su tipología para adaptarse a sus características. Al aparecer un nuevo material, los primeros puentes que se construyen con él se proyectan con los tipos y formas de los anteriores, que se habían hecho con otros materiales. Toda innovación tecnológica produce desorientación inicial, pero al irse desarrollando la tecnología del nuevo material, los puentes van evolucionados hasta llegar a su madurez, y en ella se consigue una adecuación de materiales, estructuras y formas.

Cronológicamente los puentes metálicos han ido siempre por delante de los de concreto, porque se iniciaron aproximadamente un siglo antes. También han ido siempre por delante en dimensiones, es decir, en sus posibilidades para salvar luces mayores, porque el acero es un material con mayor resistencia específica que el concreto.

En el momento actual se están empezando a probar nuevos materiales para construir puentes con mayor resistencia específica que el acero. Son los materiales compuestos, formados por fibras unidas con una matriz de resina, que se utilizan ya desde hace muchos años en la industria aeroespacial, aeronáutica y del automóvil, pero que, por diversas razones, todavía no se ha desarrollado su empleo en la construcción, aunque ya se han utilizado en algunos puentes como armadura activa, y se ha construido alguna pasarela con estos materiales. La mayor resistencia específica de los materiales compuestos hará que en un futuro llegue a haber materiales competitivos con el acero y el concreto para hacer puentes, pero tiene que pasar tiempo hasta que se resuelvan todos los problemas que estos materiales plantean en la construcción de los puentes y, sobre todo, hacerlos asequibles económicamente.

1.2.2. Procedimiento constructivo

En el proyecto de un puente, el problema fundamental que se plantea es saber cómo va a ser, es decir qué tipo de estructura va a tener, qué material se va a utilizar, cuáles van a ser sus luces, etc. Pero este cómo va a ser el puente, viene condicionado por diferentes factores; el primero de ellos es conocer su comportamiento resistente, es saber cómo va a ser su estructura. Pero además de saber cómo va a ser el puente, es necesario saber cómo se va a hacer, es decir, el procedimiento a seguir para llevar a buen fin su construcción. Este conocer cómo se va a hacer, va adquiriendo cada vez más importancia, a medida

que crece la luz del puente, llegando a ser casi decisivo en las grandes luces. Actualmente los puentes de luces mayores que se construyen son los colgantes y atirantados, entre otras razones porque sus procedimientos de construcción son más fáciles de llevar a cabo y requieren menos medios, que los de otras estructuras.

Ambos problemas, saber cómo va a ser el puente y saber cómo se va a hacer, no se pueden separar, sino que en el momento de hacer un proyecto se deberán tener en cuenta simultáneamente. La importancia del proceso de construcción es tan grande y está tan presente en el ingeniero que, como hemos visto, muchos tipos de puentes se conocen por su procedimiento de construcción.

Dadas las posibilidades tecnológicas actuales, la construcción de un puente, salvo los muy pequeños, se deberá dividir en partes; este fraccionamiento será tanto mayor cuanto mayor sea la luz del puente, aunque en ello intervienen otros factores que pueden corregir este planteamiento básico. El puente se deberá construir por adición de partes sucesivas, de forma que en cada etapa de construcción se crea una estructura parcial que se debe resistir a sí misma y debe permitir la construcción de la fase siguiente; o bien, se puede utilizar una estructura auxiliar que resista las diferentes partes, hasta que la estructura esté acabada, se resista a sí misma, y entonces se pueda retirar la estructura auxiliar.

La economía de medios de construcción se consigue más fácilmente cuando las estructuras parciales sucesivas que se van creando al construir el puente, son las más parecidas posibles en su modo de resistir a la estructura final, y por tanto los materiales que es necesario añadir para resistir estos estados intermedios serán mínimos o nulos. Ejemplo de un proceso de

construcción adecuado es el de los voladizos sucesivos para construir puentes viga, porque los momentos flectores del voladizo van a ser menores que los de la estructura terminada. En cambio, la construcción de un arco por voladizos atirantados requiere tirantes provisionales, y en general más armadura en el arco de la que necesita el puente terminado. Esto no invalida la solución arco respecto de la solución viga, construidos ambos por voladizos sucesivos, porque el proceso de construcción, aunque es fundamental, no es el único factor que define la economía del puente.

2. TIPO DE PUENTES

El material con que se construyen (o se han construido) los puentes suele ser madera, fábrica, metálico, concreto armado y concreto pretensado, dependiendo del lugar, de la época, del coste,.... Los puentes de madera son ligeros, baratos, poco resistentes, de corta duración y muy vulnerables; actualmente sólo se conciben en obras provisionales. Los puentes de fábrica, en piedra, ladrillo y concreto en masa, son siempre puentes en arco, pues estos materiales sólo resisten esfuerzos de compresión; su duración es ilimitada, pues todavía se usan puentes romanos, sin prácticamente gastos de conservación. La imposibilidad de mecanizar su construcción hace que sean de coste muy elevado. Con los puentes de fábrica, prácticamente únicos hasta el s. XVIII, no pueden alcanzarse grandes luces, por lo que no se construyen.

Estos puentes pueden ser de arco, viga, tirantes, etc.; y el acero puede presentar diversas formas según trabaje por tensión, compresión o flexión, pudiendo estar unidas las piezas por remachado en caliente o por soldadura fundamentalmente. Las pilas y estribos pueden ser de hierro o, generalmente, de concreto. Los puentes metálicos se prestan a atrevidas concepciones para puentes móviles y colgantes. Los puentes de concreto armado, posteriores cronológicamente a los metálicos, son preferentemente de arco y viga, adaptándose el concreto a variadas soluciones que permiten aprovechar un mismo elemento para varios fines. Admiten luces intermedias entre los de fábrica y los metálicos, no tienen gastos de mantenimiento y son de rápida construcción, particularmente si se utilizan elementos prefabricados.

Según la posición del tablero, los puentes pueden ser de tablero superior,

cuando el piso de rodadura está en la parte superior de los órganos de sostén, y de tablero inferior, cuando éste va situado entre las armaduras. Según su destino, algunos puentes reciben nombres particulares; así viaductos, para carretera o ferrocarril, acueductos, para conducción de agua y pasarelas. Pequeños puentes, generalmente de madera, para peatones. Se llaman puentes fijos los anclados de forma permanente en las pilas, puentes móviles los que pueden desplazarse en parte para dar paso a embarcaciones, y puentes de pontones los apoyados sobre soportes flotantes, generalmente móviles.

2.1. Tipología

2.1.1. Atirantados.

La historia de los puentes atirantados es muy singular y diferente a los demás tipos; todos ellos se iniciaron como puentes modernos en el s. XIX, los atirantados se iniciaron en la segunda mitad del s. XX, concretamente en los años 50 de este siglo. Este retraso en su origen se está recuperando a pasos agigantados, porque su evolución ha sido extraordinariamente rápida; el primer puente atirantado moderno es el de Strömsund en Suecia, construido en 1955, con un vano principal de 183 m de luz, el de Normandía en Francia de 856 m, ya terminado, y el de Tátara en Japón de 890 m, actualmente en construcción; en menos de 40 años su luz máxima se va a multiplicar casi por cinco.

Este carácter singular de los puentes atirantados les confiere un valor de novedad que los han convertido en el puente privilegiado del momento actual.

El puente atirantado admite variaciones significativas, tanto en su

estructura como en su forma; no hay más que pasar revista a una serie de puentes atirantados para ver las diferencias que hay entre ellos:

- a) Longitudinalmente pueden tener dos torres y ser simétricos, o una sola torre desde donde se atiranta todo el vano principal.
- b) Pueden tener dos planos de atirantamiento situados en los bordes del tablero, o un solo plano situado en su eje.
- c) Pueden tener muchos tirantes muy próximos, o pocos tirantes muy separados.
- d) Pueden tener tirantes paralelos, radiales, o divergentes.
- e) Las torres se pueden iniciar en los cimientos, o se pueden iniciar a partir del tablero, de forma que el conjunto tablero-torres-tirantes se apoya sobre pilas convencionales.

Figura 1. Puente atirantado



2.1.1.1. Cantiléver

Tienen especial aplicación en tramos muy largos. Reciben su nombre de los brazos voladizos (cantiléver) que se proyectan desde las pilas. Los brazos voladizos también pueden proyectarse hacia las orillas para sustentar los extremos de dos tramos suspendidos. Es posible realizar combinaciones variadas como las que incorpora el puente del Forth, ya que pueden utilizarse todos los sistemas de armaduras a excepción de la Howe. El principio del puente cantiléver puede aplicarse fácilmente a los puentes de armadura de acero y tablero superior. Existen viaductos de concreto armado o de vigas armadas metálicas en cantiléver; puentes de armadura de hierro que combinan el principio cantiléver con el arco para formar el sistema conocido con el nombre de puente de arco cantiléver. El arco puede estar articulado en las pilas; en tal caso se asemeja a un puente de doble articulación.

El puente de Firth of Forth construido por John Fowler y Benjamín Baker entre los años 1881 y 1890 sobre el estuario del Forth cerca de Edimburgo inicia la estirpe de puentes complejos con más de un vano principal.

Esta patente consiste en introducir articulaciones en una viga continua para hacerla isostática, de forma que se convierte en una serie de vigas simplemente apoyadas prolongadas en sus extremos por ménsulas en vanos alternos que se enlazan entre sí por vigas apoyadas en los extremos de las ménsulas. Con este sistema se tienen las ventajas de la viga continua y de la estructura isostática: de la viga continua, porque la ley de momentos flectores tiene signos alternos en apoyos y centros de vanos igual que en ella, y por tanto sus valores máximos son menores que en la viga apoyada; de la estructura isostática, porque sus esfuerzos no se ven afectados por las deformaciones del terreno donde se apoyan, condición fundamental, y en ocasiones determinante,

cuando el terreno de cimentación no es bueno.

La viga Gerber tiene otras ventajas sobre la viga continua:

a) En primer lugar, se pueden fijar los apoyos principales y hacer móviles las articulaciones, acumulando en ellas las deformaciones por temperatura de la estructura.

b) En segundo lugar, y ésta era probablemente una de las principales cuando se empezaron a utilizar, la determinación analítica de las leyes de esfuerzos en ellas es más fácil que en las vigas continuas, a causa precisamente de su isostatismo.

Su principal inconveniente son las articulaciones que hay que crear en ella.

Esta estructura se utilizó con frecuencia en los puentes de madera orientales, en China, los países del Himalaya, y en Japón.

Figura 2. Puente cantiléver.



2.1.1.2. Colgantes

En los puentes colgantes, la estructura resistente básica está formada por los cables principales, que se fijan en los extremos del vano a salvar, y tienen la flecha necesaria para soportar mediante un mecanismo de tensión pura, las cargas que actúan sobre él.

El puente colgante más elemental es el puente catenaria, donde los propios cables principales sirven de plataforma de paso. Paradójicamente, la gran virtud y el gran defecto de los puentes colgantes se deben a una misma cualidad: su ligereza.

La ligereza de los puentes colgantes, los hace más sensibles que ningún otro tipo al aumento de las cargas de tráfico que circulan por él, porque su relación peso propio/carga de tráfico es mínima; es el polo opuesto del puente de piedra.

Actualmente los puentes colgantes se utilizan casi exclusivamente para grandes luces; por ello, salvo raras excepciones, todos tienen tablero metálico. El puente colgante es, igual que el arco, una estructura que resiste gracias a su forma; en este caso salva una determinada luz mediante un mecanismo resistente que funciona exclusivamente a tensión, evitando gracias a su flexibilidad, que aparezcan flexiones en él.

El cable: es un elemento flexible, lo que quiere decir que no tiene rigidez y por tanto no resiste flexiones. Si se le aplica un sistema de fuerzas, tomará la forma necesaria para que en él sólo se produzcan esfuerzos axiales de tensión; sin esto no fuera posible no resistiría. Por tanto, la forma del cable coincidirá forzosamente con la línea generada por la trayectoria de una de las posibles composiciones del sistema de fuerzas que actúan sobre él. Esta línea es el funicular del sistema de cargas, que se define precisamente como la forma que toma un hilo flexible cuando se aplica sobre él un sistema de fuerzas. La curva del cable de un puente colgante es una combinación de la catenaria, porque el cable principal pesa, y de la parábola, porque también pesa el tablero; sin embargo la diferencia entre ambas curvas es mínima, y por ello en los cálculos generalmente se ha utilizado la parábola de segundo grado.

El cable principal es el elemento básico de la estructura resistente del puente

Colgante: Su montaje debe salvar el vano entre las dos torres y para ello hay que tenderlo en el vacío. Esta fase es la más complicada de la construcción de los puentes colgantes. Inicialmente se montan unos cables auxiliares, que son los primeros que deben salvar la luz del puente y llegar de contrapeso a contrapeso. La mayoría de los grandes puentes colgantes están situados sobre zonas navegables, y por ello permite pasar los cables iniciales con un remolcador; pero esto no es siempre posible.

Como el sistema de cargas de los puentes es variable porque lo son las cargas de tráfico, los puentes colgantes en su esquema elemental son muy deformables. Este esquema elemental consiste en el cable principal, las péndolas, y un tablero sin rigidez, o lo que es lo mismo, con articulaciones en los puntos de unión con las péndolas. En la mayoría de los puentes colgantes, las péndolas que soportan el tablero son verticales.

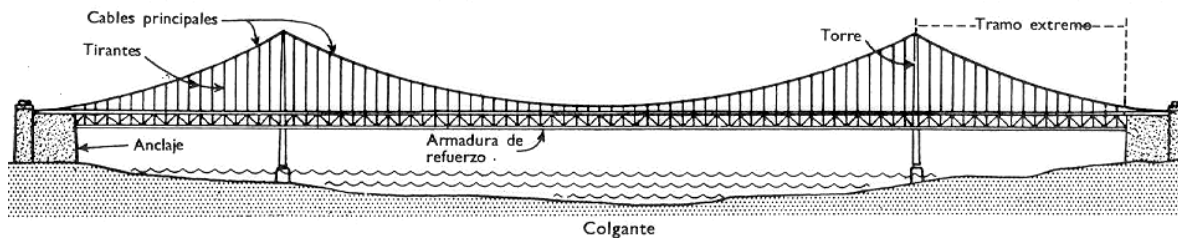
El esquema clásico de los puentes colgantes admite pocas variaciones; los grandes se han hecho siempre con un cable principal en cada borde del tablero

Las torres: han sido siempre los elementos más difíciles de proyectar de los puentes colgantes, porque son los que permiten mayor libertad. Por eso en ellas se han dado toda clase de variantes. En los años 20 fueron adquiriendo ya una forma propia, no heredada, adecuada a su función y a su material; la mayoría tienen dos pilares con sección cajón de alma llena, unidos por riostras horizontales, o cruces de San Andrés.

En los últimos puentes colgantes europeos construidos con torres metálicas, se ha utilizado un nuevo sistema de empalme de las chapas que

forman los pilares verticales. En vez de utilizar uniones roblonadas o atornilladas mediante solape de chapas, como se hizo en los puentes americanos, las uniones se hacen a tope, rectificando mediante fresado el contacto de los distintos módulos que se van superponiendo, de forma que las compresiones se transmiten directamente de chapa a chapa; la unión entre ellas se hace mediante soldadura parcial de la junta. Así se han hecho las torres del puente Severn en Inglaterra y de los puentes del Bósforo en Estambul.

Figura 3. Puente colgante.



2.1.1.3. Estructura Metálica

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras, y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente; hay diferencia considerable de características y de calidad entre los aceros actuales, y el hierro fundido que se utilizó en un principio.

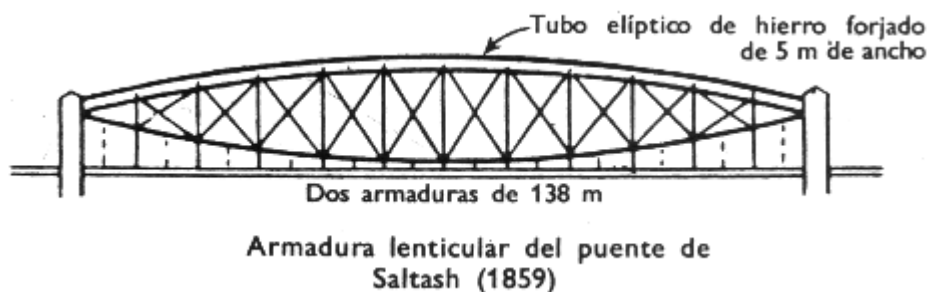
Coalbrookdale marcó el principio de una nueva era en los puentes, que dió lugar a su espectacular desarrollo en el siglo XIX. Entre la construcción del puente de Coalbrookdale, un arco de medio punto de 30 m de luz, con una estructura poco clara, y la construcción del puente de Firth of Forth, un puente cantiléver para ferrocarril con dos vanos de 521 m de luz, terminado en 1890, transcurrieron exactamente 111 años.

El rápido desarrollo a principios del s. XIX de los puentes metálicos se debió básicamente a dos causas fundamentales:

- a) En primer lugar, el nuevo material tenía muchas más posibilidades que los anteriores, porque su capacidad resistente era mucho más alta.
- b) En segundo lugar, se empezó a conocer con cierto rigor el comportamiento resistente de las estructuras, lo que permitió, a la hora de proyectar un puente, dimensionar sus distintos elementos cuantificando su grado de seguridad, y con ello ajustar al máximo sus dimensiones.

Los materiales derivados del hierro que se han utilizado sucesivamente en la construcción han sido, la fundición, el hierro forjado y el acero.

Figura 4 Puente de estructura metálica



2.1.1.4. Vigas

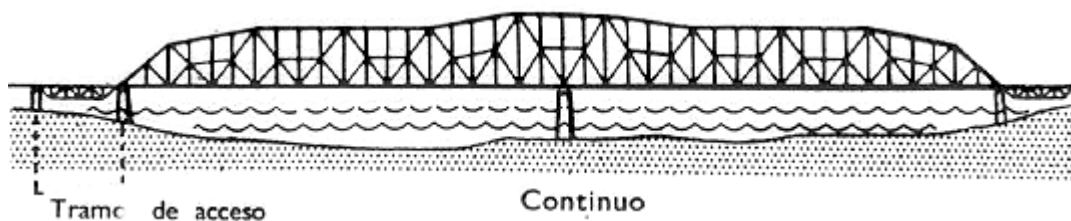
Puentes de vigas. Consisten en varios de estos órganos, que, colocados paralelamente unos a otros con separaciones de 1,2 a 1,5 m, salvan la distancia entre estribos o pilas y soportan el tablero. Cuando son ferroviarios, disponen de vigas de madera o acero y sus pisos pueden ser abiertos o estar cubiertos con balasto o placas de concreto armado. Los destinados a servir el tráfico de vehículos son de acero, concreto armado o pretensado o madera. Las vigas metálicas pueden ser de sección en "I" o de ala ancha; los caballetes de madera forman vanos con vigas o largueros que descansan en pilas de pilotes del mismo material o en pilotes jabalconados. Los puentes de vigas de concreto armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el concreto pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas. Se han construido algunos puentes con vigas de concreto pretensado, de sección en "I", que salvan tramos de hasta 48 metros.

Puentes de vigas armadas. Constan de dos de estos elementos que soportan el piso. Si el tablero está apoyado cerca de las pestañas inferiores de las vigas y el tráfico pasa por entre ellas, el puente se llama vía inferior; si, por el contrario, lo está en la parte superior, se denomina de paso alto. Cuando el puente sirve a una carretera, es preferible el segundo tipo, que puede ser ensanchado para acomodarlo a posibles aumentos de tráfico. Las vigas armadas metálicas son de sección "I" y van reforzadas por remaches. Los puentes de esta clase pueden ser de un solo tramo o continuos. Los primeros llegan a cubrir tramos de hasta 40 m. Algunas veces también reciben el nombre de puentes de vigas armadas los de gran longitud cuyas vigas tienen secciones compuestas.

Puentes continuos. Pueden ser de viga de celosía, de vigas de acero de alma llena, de vigas o viguetas de concreto armado o de vigas o viguetas de concreto pretensado. Los puentes continuos de viga de celosía suelen ser de dos o tres tramos, pero los de viga armada pueden salvar ininterrumpidamente muchos tramos. Los refuerzos contra la carga tensil de las vigas continuas de concreto armado deben colocarse cerca de la parte superior de las mismas, en el área situada sobre los soportes, pues allí es donde se producen los esfuerzos citados. Las vigas y viguetas de los puentes continuos de concreto pretensado tienen sección en "I" o tubular.

El puente continuo de tres tramos, con arco anclado en el central, modelo relativamente reciente y de estructura siempre simétrica, es muy estimado para salvar grandes distancias. Aparte de su valor estético se le considera muy adecuado para las estructuras cantiléver. El puente continuo más largo es el de Dubuque (Norteamérica, estado de Iowa) sobre el río Mississippi, con un tramo central de 258 m de longitud.

Figura 5. Puente de vigas



2.2. Materiales

A lo largo de la historia se han empleado cuatro materiales básicos para construir puentes: la madera, la piedra, el hierro y el concreto. A estos cuatro hay que añadir otros dos que se han empleado con menor frecuencia: el ladrillo, hecho de arcilla cocida; y el aluminio, que se ha utilizado excepcionalmente para

construir puentes o partes de ellos. Actualmente se están utilizando también materiales compuestos, formados por fibras de materiales muy resistentes incluidos en una matriz de resina, pero todavía estamos lejos de que estos materiales puedan competir en los puentes con los materiales actuales.

2.2.1. Concreto

El concreto armado es una colaboración del acero y el concreto, adecuado especialmente para resistir esfuerzos de flexión. El concreto es muy adecuado para resistir compresiones y el acero en barras para resistir tracciones. Por ello las barras de acero se introducen en la pieza de concreto, en el borde que debe resistir las tracciones, y gracias a la adherencia entre los dos materiales, las primeras resisten las tracciones y el segundo las compresiones.

Durante muchos años las barras de acero eran lisas, pero gracias a una serie de ensayos, se comprobó que la adherencia entre el acero y el concreto, uno de los mecanismos básicos para que el concreto armado funcione, mejoraba significativamente haciendo las barras corrugadas, es decir, con resaltes transversales, y así son las barras actuales.

El concreto armado apareció a finales del s. XIX y se desarrolló a principios del XX, después de varias tentativas.

El primer puente de concreto armado, la pasarela de Chazelet, se construyó en 1875, con una luz de 16,5 m y 4 m de ancho por Joseph Monier, jardinero de París.

El concreto armado se extendió rápidamente por toda Europa; a ello contribuyó el arco de exhibición construido en la exposición universal de Düsseldorf de 1880, que sirvió para dar a conocer este nuevo material.

Se imponen dos soluciones clásicas: los de vigas de alma llena, que podían ser vigas en T unidas por la losa superior, o vigas de cajón para las luces mayores; y los arcos, solución idónea para el concreto, que es un material adecuado para resistir compresiones.

Con concreto armado se llegaron a hacer puentes viga de gran luz; el mayor es el de Ivry sobre el Sena, una pasarela triangulada de 134,5 m de luz, construida en 1930; uno de los mayores fue el puente de Villeneuve-St. Georges también sobre el Sena cerca de París, una viga continua de alma llena con luz máxima de 78 m, terminado en 1939.

Después de la Segunda Guerra Mundial se construyeron puente de concreto armado, algunos de ellos de luz grande, pero rápidamente se impuso el concreto pretensado y los puentes de concreto armado han quedado reducidos a las losas de pequeña luz.

2.2.1.1. Pre-tensado.

Freyssinet, además de contribuir al desarrollo del concreto armado, fue el iniciador del concreto pretensado porque, gracias a su extraordinario esfuerzo personal, consiguió desarrollar una nueva técnica casi desde cero, hasta hacerla aplicable en cualquier obra donde fuera adecuada.

El concreto pretensado se puede considerar un nuevo material; su diferencia con el concreto armado es que en éste la armadura es pasiva, es decir, entra en carga cuando las acciones exteriores actúan sobre la estructura; en el pretensado, en cambio, la armadura es activa, es decir se tasa previamente a la actuación de las cargas que va a recibir la estructura (peso propio, carga muerta y cargas de tráfico), comprimiendo el concreto, de forma que nunca tenga tracciones o que éstas tengan un valor reducido. La estructura se pone en

tensión previamente a la actuación de las cargas que van a gravitar sobre ella, y de ahí su nombre de concreto pretensado. En definitiva, es adelantarse a las acciones que van a actuar sobre la estructura con unas contra-acciones que es el momento en que se tensan las armaduras; se pueden tensar antes de fundida la pieza, es decir, pretensarlas, o se les puede dar carga después de fundida la pieza, es decir, postensarlas.

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

Los sistemas de anclaje de las armaduras activas se agrupan en varios procedimientos básicos que han tenido diversas variantes:

- a) Anclajes mediante cuñas de diferentes tipos.
- b) anclajes mediante rosca.
- c) Anclajes mediante cabezas recaladas.
- d) Anclajes mediante bloques de concreto.
- e) Anclajes mediante apriete transversal.

El concreto pretensado no ha hecho desaparecer el concreto armado; cada uno tiene su campo de aplicación. Al iniciarse el concreto pretensado se trató de sustituir toda la armadura pasiva por activa; por ello los primeros puentes se pretensaban longitudinal y transversalmente. Pero pronto cada material encontró su sitio; la armadura activa se debe emplear para resistir los esfuerzos principales y la pasiva los secundarios. Incluso puentes losa con luces de hasta 20 m se pueden hacer exclusivamente con armadura pasiva, aunque hay que tener en cuenta la fisuración, porque muchas veces, aun siendo admisible, es excesivamente visible.

A los ingenieros franceses se debe el descubrimiento del concreto armado y del pretensado, y a ellos y a los alemanes se debe el desarrollo de su tecnología, aunque en éste ha habido aportaciones de ingenieros de muchos países.

El puente de Bendorf sobre el Rin; el de Castejón de 101 m de luz de 1967; el puente de Dorénaz sobre el Ródano, Suiza, de 45 m de luz central, 1933; el puente de Esbly, 74 m de luz, 1951 sobre el río Marne; etc. son ejemplos de puentes de concreto pretensado.

2.2.2 Acero

El empleo del hierro significó una transformación radical en la construcción en general, y en los puentes en particular; sus posibilidades eran mucho mayores que las de los materiales conocidos hasta entonces, y por ello se produjo un desarrollo muy rápido de las estructuras metálicas, que pronto superaron en dimensiones a todas las construidas anteriormente. Hoy en día sigue siendo el material de las grandes obras, y en especial de los grandes puentes, si bien el hierro que se utiliza ahora no es el mismo que se utilizó en los orígenes, porque el material también ha evolucionado significativamente; hay diferencia considerable de características y de calidad entre los aceros actuales, y el hierro fundido que se utilizó en un principio.

Puentes de fundición

Los primeros puentes metálicos se hicieron de hierro fundido; la mayoría tienen estructuras poco claras, heredadas de los de piedra y de madera. En el puente de Coalbrookdale sobre el río Severn, el primero de los puentes metálicos, construido en 1779, se aligeraron los tímpanos mediante anillos concéntricos como se había hecho en muchos puentes de madera. El puente de Buildwas, también sobre el Severn, construido en 1796, Thomas Telford, uno de

los ingenieros que más contribuyó al desarrollo de los puentes metálicos, se basó en los puentes de madera de los hermanos Grubenmann; igual que el puente de Coalbrookdale, se fabricó en la fundición de Abraham Darby III. De hierro fundido son todos los puentes arco de Thomas Telford y de John Rennie, que en 1819 construyó en Londres el puente de Southwark sobre el Támesis, con tres arcos de 64+73+64 m de luz, el mayor de todos los puentes de hierro fundido que se han construido en el mundo.

Puentes de hierro forjado

El hierro forjado es un hierro tratado a base de golpeo para aumentar su resistencia y mejorar su regularidad. Actualmente se laminan en caliente fabricando chapas y perfiles metálicos, elementos que han conformado en gran medida las estructuras metálicas.

Los primeros puentes grandes que se construyeron con hierro forjado fueron el de Conway, y el Britannia en los estrechos de Menai, dos puentes en viga cajón de grandes dimensiones para ferrocarril, hechos por Robert Stephenson, hijo del inventor de la máquina de vapor. En estas vigas el tren circulaba por su interior. El primero se terminó en 1849; es una viga simplemente apoyada de 125 m de luz. El segundo es una viga continua con cuatro vanos de 70+2+142+70 m de luz, terminado en 1850. Estos puentes han sido unos de los más innovadores de la historia porque, además de emplear el hierro forjado por primera vez en una gran obra, fueron los primeros puentes viga de grandes dimensiones que se han construido, y también las primeras vigas cajón, es decir, vigas con sección rectangular o trapezoidal cuyos contornos están formados por paredes delgadas.

Puentes de acero

A finales del s. XIX, cien años después de la iniciación de los puentes metálicos, se empezó a utilizar el acero para construir puentes. Conseguir que los materiales de construcción sean dúctiles y no frágiles, es uno de los logros importantes de su tecnología.

El acero se conocía mucho antes de que se empezara a fabricar industrialmente a finales del s. XIX, y de hecho se había utilizado en algún puente aislado; ejemplo de ello son las cadenas del puente colgante sobre el Canal del Danubio en Viena, de 95 m de luz, terminado en 1828.

Pero era un material caro hasta que en 1856 el inglés Henry Bessemer patentó un proceso para hacer acero barato y en cantidades industriales, mediante un convertidor donde se insuflaba aire en el hierro fundido que reducía las impurezas y el contenido de carbono

El primer gran puente cuya estructura principal es de acero es el de San Luis sobre el río Mississippi en los Estados Unidos, proyecto de James B. Eads en 1874, con tres arcos de 152+157+152 m de luz.

Los dos grandes puentes de finales del s. XIX fueron también de los primeros que se hicieron con acero: el puente de Brooklyn y el puente de Firth of Forth.

Desde finales de s. XIX el acero se impuso como material de construcción sobre el hierro, y por ello, a partir de entonces, todos los puentes se han hecho de acero.

2.2.3 Madera

La madera es el material que utilizó el hombre para hacer sus primeras construcciones; un tronco de árbol sobre un río fue seguramente el primer puente artificial.

Los puentes de madera son más fáciles y más rápidos de construir que los de piedra, y han resultado siempre más económicos; por ello, los primeros que construyó el hombre fueron de madera, y a lo largo de la historia se han construido innumerables puentes de este material, muchos más que de piedra.

Los puentes de madera han planteado siempre problemas de durabilidad y por ello se han considerado siempre de una categoría inferior que los de piedra; generalmente se les ha dado carácter de obra provisional; se aspiraba a sustituirlos por uno de piedra en cuanto hubiera dinero para ello.

Los tres problemas básicos de durabilidad de los puentes de madera son los siguientes:

- a) En primer lugar, el propio material que se deteriora con el paso del tiempo si no se cuida especialmente.
- b) En segundo lugar, su vulnerabilidad al efecto de las avenidas de los ríos. Cada avenida extraordinaria se llevaba muchos puentes de madera, y por ello siempre ha habido una clara consciencia de su debilidad frente a las acciones destructivas del propio río.

Los puentes de madera fueron los primeros que se utilizaron, aunque de ellos, como de todas las primeras construcciones de este material, no queda rastro. Un tronco sobre el río se puede considerar un puente frontera entre lo natural y lo artificial. En unos casos puede ser natural, porque un árbol, al caerse,

puede quedar sobre el río; en otros los tendió el hombre para poder pasar sobre él, lo que probablemente aprendió al ver los que había tendido la naturaleza.

Del tronco aislado, se pasó al tablero de varios troncos adosados; es el puente de vigas simplemente apoyadas. Posteriormente se hicieron pórticos de jabalcones, arcos de madera, y vigas trianguladas. Hoy en día se siguen construyendo pasarelas de madera, aunque solamente en casos excepcionales, porque resultan más caras que las metálicas o las de concreto que son los materiales que se utilizan normalmente hoy en día para hacer puentes. De los puentes históricos de madera quedan muy pocos en pie; salvo en determinadas regiones, como pueden ser los Alpes, se consideraban de segunda clase. El puente por excelencia era el de piedra; el de madera ha sido siempre muy vulnerable a causa de los incendios, de su degradación y de las avenidas de los ríos. Sin embargo, hasta muy avanzado el siglo XIX que se impusieron los puentes metálicos, la mayoría de los puentes eran de madera. Muchos de ellos se construían con idea de provisionalidad, se trataba de sustituirlos por puentes de piedra en cuanto era posible. El puente Emilio sobre el Tíber en Roma, fue primero de madera y luego de piedra.

Figura 6. Puente de madera.



2.3 Por su uso

Los puentes así como otros tipos de estructuras tienen distintos tipos de uso para los cuales son destinados entre los usos más comunes podemos encontrar.

2.3.1 Vehicular

Son las estructuras que se construyen con el propósito de unir dos caminos por el cual transitarán vehículos automotores.

2.3.2 Peatonal

Estos fueron sin duda los primeros usos que el ser humano le dio a los puentes, la necesidad de saltar obstáculos, hizo que el hombre primitivo ideara el puente de uso peatonal.

2.3.3 Artesanal

En algunas culturas los puentes se utilizaron para esa forma artística o artesanal, siendo en Roma donde los acueductos eran conducidos por medio de tuberías, las cuales atravesaban claros donde los romanos construyeron puentes para este propósito.

3. METODOLOGÍA DE DISEÑO SEGÚN AGIES Y ASSTHO

3.1 Criterios y lineamientos AGIES.

3.1.1 Diseño de la superestructura

3.1.1.1 Diseño de la losa

3.1.1.1.1 Carga muerta

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluye el peso de la estructura, del pavimento, banquetas, barandas, y otras posibles instalaciones fijadas permanentemente a la estructura.

3.1.1.1.2 Espesor de losa.

No se hace recomendación al respecto de este elemento en la norma.

3.1.1.2 Cálculo de momentos.

3.1.1.2.1 Momento debido a carga muerta.

No se hace recomendación al respecto del cálculo de esta fuerza en la norma.

3.1.1.2.2 Momento producido por carga viva.

No se hace recomendación al respecto del cálculo de esta fuerza en la norma.

3.1.1.2.3 Momento producido por carga de impacto.

En el inciso 2.2.9 de la norma NR-5 se hace referencia al respecto del cálculo de momento debido al impacto, siendo la formula recomendada la siguiente.

$$I = 15/(L + 38) \leq 0.30$$

En donde

I= carga debido al impacto

L= separación entre las vigas en metros.

Este será el incremento en porcentaje que se le aplicara a la carga viva.

3.1.1.3 Cálculo del acero de refuerzo.

El cálculo del refuerzo longitudinal y transversal se realiza con los procedimientos ya establecidos por el ACI al igual que se toman en cuenta recomendaciones especiales dadas por la AASHTO.

3.1.1.4 Diseño de vigas y diafragmas

El pre dimensionamiento para las vigas tanto principales como secundarias se realiza tomando en cuenta los factores aplicados para la omisión de chequeos por deflexión de los elementos, comúnmente utilizados en el cálculo estructural.

3.1.1.4.1 Cálculo del momentos debido a sobre carga, fracción de carga, carga por eje, carga muerta y carga de impacto

No se hace recomendación al respecto del cálculo de estas fuerzas en la norma.

3.1.1.4.2 Cálculo del momento total

No se hace recomendación al respecto del cálculo de estas fuerzas en la norma.

3.1.1.4.3 Cálculo del acero de refuerzo

El cálculo del refuerzo longitudinal y refuerzo a corte se realiza con los procedimientos ya establecidos por el ACI al igual que se toman en cuenta recomendaciones especiales dadas por la AASHTO.

3.1.2 Diseño de la subestructura

La norma NR-5 en su capítulo tercero considera cálculo de muros de contención por gravedad, pero no toma en cuenta las cargas que actúan en un puente como lo son, cargas de impacto, cargas de sismo, etc.

3.1.3 Diseño de estribo

Se toman en cuenta los factores de seguridad, recomendados por AGIES en su capítulo 3.

Volteo < 1.5

Deslizamiento < 1.5

Para el cálculo del factor de seguridad por presiones se toma en cuenta la recomendación dada por AASHTO donde indica que las presiones deberán ser menores a

$$0 < \text{Presión} < \text{valor soporte del suelo}$$

3.2 Criterios y lineamientos ASSTHO

3.2.1 Diseño de la superestructura

3.2.1.1 Diseño de la losa

Para el diseño de losa se tomo como carga móvil la carga proporcionada por un camión tipo T3-S3, según la nomenclatura de ASSTHO

3.2.1.1.1 Espesor de losa

Se aplicará la tabla AASHTO 89.2 que dicta.

$$t = 1.2(L + 3.05)/30 \geq 6''$$

Donde:

t= espesor de la losa en centímetros.

L= luz libre entre vigas.

3.2.1.2 Cálculo de momentos

3.2.1.2.1 Momento debido a carga muerta

Diagrama utilizado para obtención de momentos debidos a carga muerta, se utilizarán procedimientos comunes en el análisis de losas.

3.2.1.2.2 Momento producido por carga viva

Formula sugerida por las norma AASHTO 3.24.3

$$M_{cv} = 0.8(S + 2) \times P / 32$$

Donde:

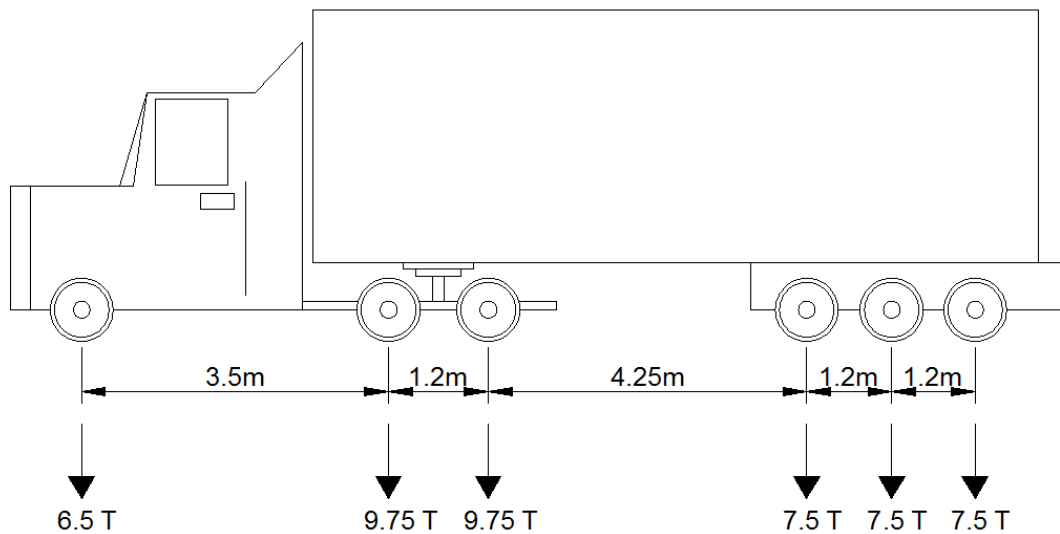
S= separación entre vigas (ft)

P=carga de camión, en este caso el peso del eje con mayor peso. (Lb)

La carga P se obtiene del cálculo del eje más pesado.

Cargas para Camión T3-S3 con un peso total de 46 Toneladas

Figura 7. Esquema de cargas camión T3-S3



3.2.1.2.3 Momento producido por carga de impacto

Se calculan con la formula que recomienda la AGIES.

$$I = 15/(L + 38) \leq 0.30$$

Donde:

I= carga debido al impacto

L= separación entre las vigas en metros.

Para el cálculo del momento ultimo se utilizará la siguiente formula.

$$Mu = 1.3(Mcm + 5/3 (Mcv * I))$$

3.2.1.3 Cálculo del acero de refuerzo.

3.2.1.3.1 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior

El cálculo del refuerzo longitudinal y refuerzo a corte se realiza con los procedimientos ya establecidos por el ACI al igual que se toman en cuenta recomendaciones especiales dadas por la AASHTO.

3.2.1.3.2 Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

AASHTO (3.24.10.2) recomienda que el refuerzo longitudinal en ambas camas de la losa sea como máximo el 67% del refuerzo transversal de la cama inferior. El porcentaje del refuerzo a utilizar se calcula con.

$$\% = 2.2/\sqrt{S} \leq 67\%$$

Donde el valor de S esta en pies.

3.2.1.3.3 Cálculo de refuerzo transversal cama superior.

El acero de refuerzo transversal en la cama superior se calcula solo por Temperatura.

$$A_{temp} = 0.002 * b * t$$

3.2.1.4 Diseño de vigas.

3.2.1.4.1 Cálculo del momento por sobre carga.

Una de las especificaciones de AASHTO, expresa que si la separación entre vigas es menor de 2m, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

$$S < 2.00 \text{ m}$$

3.2.1.4.2 Fracción de carga (Fq)

La carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda. La fracción de carga por rueda está dada por.

$$Fq = S/1.75$$

Donde

S= separación entre vigas

3.2.1.4.3 Carga por eje.

La carga por eje se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Carga} \cdot \text{eje} = P \cdot Fq$$

Los momentos máximos debidos a sobrecarga ocurren en el punto más cercano al centro de gravedad, cuando se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

3.2.1.4.4 Cálculo del momento por carga muerta.

El momento producido por carga muerta es la sumatoria de todos los elementos que actúan sobre la viga.

$$M_{cm} = (W_{cm} \cdot L^2)/8 + P_{diaf} \cdot a$$

En donde

P_{diaf} = Peso del diafragma interno.

a = Distancia entre diafragmas.

3.2.1.4.5 Cálculo del porcentaje de impacto.

La fórmula para hallar el porcentaje de impacto, es la misma utilizada para hallar el impacto para la losa.

$$I = 15/(L + 38) \leq 0.30$$

3.2.1.4.6 Cálculo del momento total

El momento total máximo se obtiene utilizando la fórmula siguiente. Recomendadas por la ASSTHO.

$$M_{max} = 1.3(M_{cm} + 5/3 (M_{cv} * I * FD))$$

3.2.1.4.7 Cálculo del acero de refuerzo.

El cálculo del refuerzo longitudinal y refuerzo a corte se realiza con los procedimientos ya establecidos por el ACI al igual que se toman en cuenta recomendaciones especiales dadas por la AASHTO.

3.2.1.4.8 Refuerzo adicional.

ACI y AASHTO recomienda que por cada pie de alto sea colocado un refuerzo adicional equivalente a 1.61 cm².

3.2.1.4.9 Diseño a corte

3.2.1.4.9.1 Esfuerzo cortante por carga muerta

Se aplicara la fórmula sugerida por ASSTHO

$$V_{cm} = (W_{cm} * L)/2 + ((\sum P^{\prime})/n)$$

En donde

V_{cm} = Corte por carga muerta

W_{cm} = Carga muerta

L = Luz entre apoyos

P' = Carga muerta de los diafragmas

n = número de apoyos

3.2.1.4.10 Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último se calcula aplicando la fórmula siguiente.

$$V_u = 1.3(V_{cm} + 5/3 (V_{cv} * I))$$

3.2.1.4.11 Cálculo de refuerzo a corte

Se realizará el cálculo del concreto con el procedimiento dado por ACI, para el corte por carga vertical.

3.2.2 Diseño de diafragmas

La especificación AASHTO 8.12.2, expresa que un diafragma intermedio es recomendado en el punto máximo al momento positivo, para luces mayores de 40 pies (12.19m).

La altura de los diafragmas se da por las fórmulas.

Diafragma exterior = $\frac{1}{2}$ h de viga = $1.6/2 = 0.80$ m

Diafragma interior = $\frac{3}{4} * 1.6 = 1.20$ m

3.2.3 Diseño de la subestructura

3.2.3.1 Diseño de la cortina

Según AASHTO 1.2.22 la cortina se encuentra empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente, para su diseño es necesario tomar en cuenta las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales siguientes:

- Sismo
- Fuerza longitudinal
- Presión del suelo + Presión debida a sobrecargas

Según las Normas AASHTO se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente a 2 pies de alto, con una presión de 480 kg/M³

3.2.3.1.1 Cálculo de fuerza longitudinal (LF)

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el enfoque del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. La fuerza LF se calcula según el criterio AGIES dado en la Norma NR-5 capítulo 2, en donde indica que, Se deberá considerar una fuerza longitudinal que puede ser causada por los vehículos. La magnitud de esa fuerza se tomará como 5% de la carga viva en todos los carriles que llevan tránsito en la misma dirección y se considerará aplicada a 1.80 m por encima de la superficie de rodadura para el cálculo se tomará la "Carga de Pista", esta fuerza se calcula con la siguiente fórmula.

$$LF = (0.05 * P)/2H$$

Donde:

P= peso del camión, que actúa a 1.8 m (6 pies) sobre la capa de rodadura, de manera que el brazo es de 6 pies + H.

H= altura de la cortina.

3.2.3.1.2 Cálculo de sismo

Según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre un 8 y 12% del peso propio de la cortina. El brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

$$S=0.12W$$

3.2.3.1.3 Cálculo de la presión del suelo

$$Es = 292.8 * 1.6 = 468.48 \text{ kg}$$

3.2.3.1.4 Cálculo del momento de diseño.

Se tomará en base a las fórmulas dadas por ASSTHO, tomándose el mayor de los dos.

Para Grupo III

$$M = 1.3(Esob + Es + LF)$$

Para Grupo VII

$$M = 1.3(Esob + Es + S)$$

3.2.3.1.5 Área de refuerzo

El cálculo del refuerzo longitudinal y refuerzo a corte se realiza con los procedimientos ya establecidos por el ACI al igual que se toman en cuenta recomendaciones especiales dadas por la AASHTO.

3.2.4 Diseño de estribo

3.2.4.1 Revisión del muro sin superestructura

Para verificar la estructura como un muro de gravedad, se utilizarán las formulas de chequeo para muros de gravedad, las cuales se describen a continuación.

$$\text{Volteo} = Me/Mv > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1.50 \quad \mu = 0.50$$

$$\text{Presiones} = W/A [1 \pm (6 e/b)] < Vs \quad e = b/2 - a$$

$$\text{Presiones} = W/A [1 \pm (6 e/b)] > 0 \quad a = (Me - Mv)/W$$

Donde:

Mv=Momento de volteo

Me=Momento Estabilizante

W=Peso propio de la estructura

E=Empuje

A=Área de la base

E=Excentricidad

b=base

3.2.4.2 Revisión del muro con superestructura y carga viva

El estribo se chequeará aplicando la carga muerta y la carga viva: estas cargas son las utilizadas para calcular las vigas de apoyo, añadiendo esta carga al cálculo del momento debido al volteo.

$$Vu = 100357 \text{ Kg}$$

$$Cu = Vu/H$$

Donde:

Vu= Fuerza de corte último

H=punto de aplicación de la carga.

4. EJEMPLO REPRESENTATIVO

4.1 Diseño de puente vehicular.

Este ejemplo se basa en el diseño de un puente vehicular de concreto reforzado, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO H15-44, con una luz entre apoyos de 25m y un ancho total de 4.70m, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, cortinas, vigas principales, losa y diafragmas de concreto reforzado.

Dada una evaluación de los diferentes tipos de puentes se optó por desarrollar el ejemplo con una estructura de concreto reforzado fundida In-Situ (en el lugar), debido a que con estos se pueden cubrir luces de hasta 25 metros sin apoyo Central.

4.1.1 Consideraciones generales

4.1.1.1 Descripción del proyecto

El proyecto consiste en diseñar un puente vehicular de concreto reforzado, de una vía, capaz de soportar cargas de vehículo AASHTO T3-S3, con una luz entre apoyos de 25m y un ancho total de 4.70m, estribos de concreto ciclópeo, vigas de apoyo, cortinas, vigas principales, losa y diafragmas de concreto reforzado.

4.1.1.2 Especificaciones de diseño

Se deben de tomar en cuenta algunos criterios antes de desarrollar el diseño de puentes, los cuales se definen a continuación:

Recubrimientos: (AASHTO 8.22.) Medido del rostro de la barra a la superficie del concreto: 8 cm para cimientos y muros, 5 cm para losas arriba y 2.5 cm abajo, 5 cm para columnas y vigas.

Longitud de desarrollo: (AASHTO 8.24.1.2) Se proporcionará a todas las barras la longitud necesaria a partir del punto donde se requieren por diseño, siendo está la mayor de la profundidad efectiva del elemento, 15 diámetros de la barra o la luz/20.

Traslapes: (AASHTO 8.25/ DGC 509.080.) Se calculan con base a la longitud de desarrollo establecida en cada caso. Se recomienda el uso de uniones mecánicas para las barras No. 11, de tal modo que desarrollen un 125% del f_y nominal de la barra, siguiendo la especificación AASHTO 8.33.2, evitando localizarlas en los puntos donde se producen esfuerzos de tensión críticos y nunca en una misma línea, deberán colocarse alternos a cada 60 cm.

Ganchos: (AASHTO 8.23.2.2.) Los dobleces deberán ser hechos en frío y un equivalente a 6 diámetros en su lado libre cuando se trata de 180 grados, o 12 diámetros cuando se trata de 90 grados. Se deben seguir las normas establecidas para manojos o grupos de barras respecto a la cantidad, longitud de

desarrollo y recubrimientos, siguiendo los lineamientos del artículo 8.21.5 de AASHTO.

La AGIES recomienda para el tipo de protección II que se está proponiendo para este puente la realización de los siguientes estudios.

4.1.2 Estudios topográficos

Del estudio topográfico depende la geometría de los elementos básicos en el diseño de puentes, debido a que este proporciona datos para representar gráficamente los posibles puntos de ubicación de la obra, además proporciona información sobre las pendientes y áreas de descarga de la sección donde se ubicará la estructura, para determinar la altura mínima de la misma.

4.1.3 Estudios hidráulicos

Los estudios hidrológicos son de gran importancia que se complementa con el estudio topográfico, para la determinación de la geometría de los elementos constitutivos del puente. El método utilizado es el de sección-pendiente, el cual es recomendable en lugares donde no es posible obtener información suficiente para un cálculo confiable.

4.1.4 Suelos

Se realizará una exploración en el sitio donde se ubicarán los estribos, para así poder determinar la cota de cimentación y la capacidad soporte del suelo, la cual para los fines del ejemplo se asumirá con un equivalente a 25,000Kg/m², ya que se asumirá un suelo arenoso y con los estratos más bajos

rocoso, la cota de cimentación se estableció en 2.00m, medidos a partir del lecho del río.

4.1.5 Diseño de la estructura

4.1.5.1 Consideraciones de diseño

Luz libre: 24.1m

Ancho útil: 3.80m

Luz eficaz: 25.00m

Ancho total: 4.70m

Resistencia del concreto: 281 Kg/cm²

Resistencia del acero: 2810 Kg/cm²

Módulo de elasticidad del acero: $E_s = 21000000$ Kg/cm²

Peso del concreto armado: 2400 Kg/m³

Peso del concreto ciclópeo: 2500 Kg/m³

Capacidad soporte del suelo: 25,000 Kg/m²

Sobrecarga: T-3 S3

4.1.6 Diseño de la superestructura.

Para diseñar los diferentes elementos estructurales del puente, se aplicaron criterios y recomendaciones de AGIES (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica) y ACI (American Concrete Institute).

4.1.6.1 Diseño de la losa.

Para el diseño de losa es necesario saber cómo trabaja, en el caso de puentes la losa trabaja en un solo sentido, debido a que cuenta únicamente con

dos apoyos, por lo tanto el refuerzo principal es perpendicular al tránsito, la separación entre vigas es igual a la luz de losa, que para este caso es de 1.80m.

4.1.6.1.1 Espesor de losa

La normativa de la AGIES no cuenta con un criterio para este caso, así que se recurrirá a la tabla AASHTO 89.2 que dicta.

$$t = 1.2(L + 3.05)/30 \geq 6''$$

Donde:

t= espesor de la losa en centímetros.

L= luz libre entre vigas.

Entonces

$$t = 1.2(1.8 + 3.05)/30 = 19.4 \cong 0.20 \text{ m}$$

Entonces el espesor será de **20cm**.

4.1.6.2 Cálculo de momentos

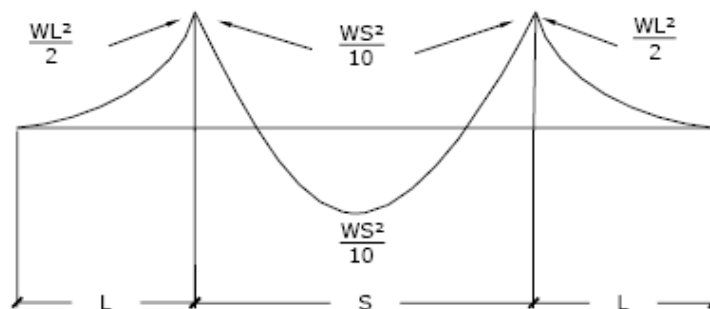
Los momentos se calcularán en base a las recomendaciones que da la AGIES en la norma NR5 capítulo 2 donde recomienda utilizar las fórmulas de momentos recomendados por la AASHTO.

$$Mu = 1.3(Mcm + 5/3(McvxI))$$

4.1.6.2.1 Momento debido a carga muerta

Diagrama utilizado para obtención de momentos debidos a carga muerta.

Figura 8. Diagrama de momentos



$$W_{cm} = W_c * t * 1m = kg/m \text{ por metro}$$

$$W_{cm} = W_c * t * 1m = 2400 * .2 * 1 = 480kg/m$$

$$W_{asfalto} = 105kg/m$$

$$W_{bordillo} = 80kg/m$$

$$W_{barandales} = 75kg/m$$

$$W_{total} = 720kg/m$$

Momento producido por carga muerta.

Para luz interna entre vigas

$$M_{cm} = (WL^2)/10$$

Para luz de los voladizos.

$$M_{cm} = (WL^2)/2$$

$$M_{cm} = (720(1.8)^2)/10 = 233.28kg - m$$

$$M_{cm} = (720(0.95)^2)/2 = 324.90kg - m$$

Se utilizará el momento mayor, dado esto se obtiene el momento máximo por carga muerta, que es de **324.90kg-m**

4.1.6.2.2 Momento producido por carga viva

La carga viva que se transmitirá sobre la estructura del puente, será equivalente a la carga AASHTO T3-S3 que es la que indica la AGIES en su norma NR-5, para refuerzo principal perpendicular a la dirección del estribo el momento por carga viva esta dado por:

$$M_{cv} = 0.8(S + 2) \times P/32$$

En donde:

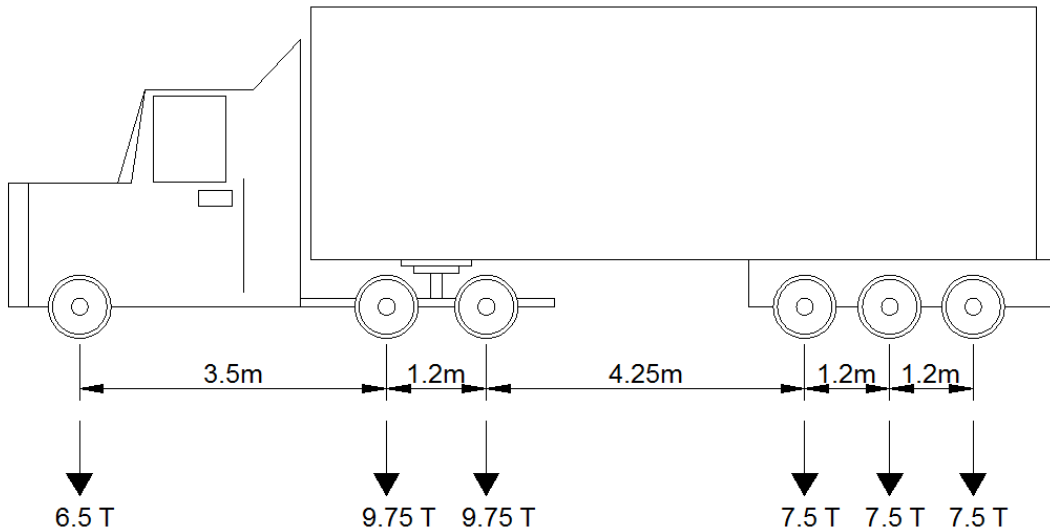
S= separación entre vigas (ft)

P=carga de camión, en este caso el peso del eje con mayor peso. (Lb)

La carga P se obtiene del cálculo del eje más pesado.

Cargas para camión T3-S3 con un peso total de 46 toneladas.

Figura 9. Distribución de cargas por ejes del camión T3-S3



$$\text{Eje 1 } P = 6.5/2 = 3.25 \text{ T}$$

$$\text{Eje 2 } P = 9.75 \times 2/2 = 9.75 \text{ T}$$

$$\text{Eje 3 } P = 7.5 \times 3/2 = 11.25 \text{ T}$$

La carga P a utilizar será la del eje 3 con una carga de 11.25 toneladas

$$M_{cv} = 0.8(5.9 + 2) \times 24750/32 = 4888.13 \text{ lb} - \text{ft} \cong 675.81 \text{ kg} - \text{m}$$

4.1.6.2.3 Momento producido por carga de impacto

La aplicación de las cargas dinámicas producidas por los vehículos que transitan sobre el puente, no se produce de forma gradual, sino violenta, lo cual produce incrementos notables en las fuerzas internas de la estructura, por esta razón se deben considerar cargas adicionales, denominadas cargas de impacto, las cuales se calculan con la fórmula que recomienda la AGIES.

$$I = 15/(L + 38) \leq 0.30$$

Donde

I= carga debido al impacto

L= separación entre las vigas en metros.

$$I = 15/(1.8 + 38) = 0.38 > 0.30$$

Se utilizará I=0.30

El momento último se calculará aplicando la fórmula siguiente:

$$Mu = 1.3(Mcm + 5/3 (Mcv * I))$$

$$Mu = 1.3(324.90 + 5/3 (675.81 \times 1.30)) = 2325.90 \text{ kg} - \text{m}$$

Ya con el momento de diseño se procede a calcular el refuerzo necesario para soportar el momento último.

4.1.6.3 Cálculo del acero de refuerzo.

Utilizando la fórmula cuadrática con los siguientes datos se obtiene el area de acero (As).

$$([As] ^2 [fy] ^2)/1.7x f'cxb - Asx fyd + Mu/\phi = 0$$

Con los siguientes datos.

$\Phi=0.9$ por flexión

$M_u=2325.90 \text{ kg} - m$

$d=16.85 \text{ cm}$

$b=100 \text{ cm}$

$f'_c=281 \text{ kg/cm}^2$

$f_y=2810 \text{ kg/cm}^2$

$$\left(\frac{A_s}{100} \right)^2 \frac{(2810)^2}{(1.7 \times 281) \times 100} - A_s \times 2810 \times 16.85 + 232590/0.90 = 0$$

$$A_s = 5.56 \text{ cm}^2$$

Hallando los valores de $A_s \text{ min}$ y $A_s \text{ max}$, se verifica si el A_s calculado, está dentro del rango establecido por ACI.

$$A_s \text{ min} = \rho_{\text{min}} * b * t$$

$$\rho_{\text{min}} = 14.1/f_y = 14.1/2810 = 0.005$$

$$A_s \text{ min} = 0.005 * 100 * 16.85 = 8.43 \text{ [cm]}^2$$

$$A_s \text{ max} = 0.5 * \rho_{\text{bal}} * b * t$$

$$A_s \text{ max} = 0.5 * 0.037 * 100 * 16.85 = 31.17 \text{ [cm]}^2$$

Como el $A_s < A_s \text{ min}$ entonces se utiliza $A_s \text{ min} = 8.43 \text{ cm}^2$

Si se comparan el área de acero mínimo con el área de acero calculada, se puede comprobar que es casi tres veces esta. La forma en que se pueden interpretar estos resultados, es que el peralte de losa es mayor al requerido y que la losa puede trabajar bien con un peralte menor.

4.1.6.3.1 Cálculo de refuerzo transversal cama inferior.

Se utilizará varilla No.4, con esto el armado queda distribuido de la siguiente manera:

No.4 @ 0.15 m perpendicular a la dirección del tránsito.

4.1.6.3.2 Cálculo de refuerzo longitudinal cama superior e inferior.

AASHTO (3.24.10.2) recomienda que el refuerzo longitudinal en ambas camas de la losa sea como máximo el 67% del refuerzo transversal de la cama inferior. El porcentaje del refuerzo a utilizar se calcula con.

$$\% = \frac{2.2}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Donde el valor de S esta en pies.

$$\% = \frac{2.2}{\sqrt{5.9}} = 90.51\%$$

Dado esto se tiene que:

$$A_s = 0.67 * A_s \text{ transversal} = 0.67 * 8.43 = 5.65 \text{ cm}^2$$

El acero de refuerzo longitudinal será **No. 4 @ 0.20m**.

4.1.6.3.3 Cálculo de refuerzo transversal cama superior.

El acero de refuerzo transversal en la cama superior se calcula solo por Temperatura.

$$A_{temp} = 0.002 * b * t = 0.002 * 100 * 20 = 4 \text{ cm}^2$$

Utilizando refuerzo No. 4 el armado quedará distribuido de la siguiente manera:

No. 4 @ 0.30m en sentido perpendicular al tránsito.

4.1.6.4 Diseño de vigas.

Para determinar la sección de las vigas principales se tiene que tomar en cuenta la luz de las mismas, el peralte mínimo para vigas simplemente apoyadas esta dado por. $P = l/16$, para no chequear deflexiones y la base o deberá ser menor que $P/3.5$ para no chequear alabeo.

Utilizando este criterio se establecieron las dimensiones siguientes:

Base= 0.50 m

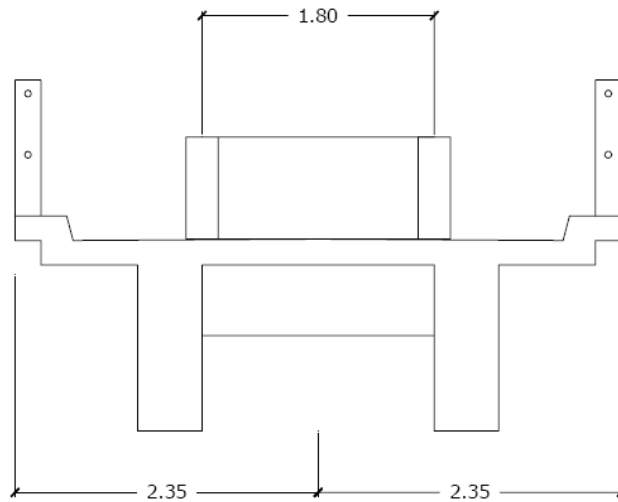
Peralte = 1.60 m

4.1.6.4.1 Cálculo del momento por sobre carga.

Una de las especificaciones de AASHTO, expresa que si la separación entre vigas es menor de 2m, entonces la carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda.

$$S = 1.80 \text{ m} < 2.00 \text{ m} \text{ Ok}$$

Figura 10. Diagramas de distribución de sobrecarga.



4.1.6.4.2 Fracción de carga (Fq).

La carga sobre cada viga será la reacción de las cargas por rueda. La fracción de carga por rueda está dada por.

$$S/1.75 = 1.8/1.75 = 1.03$$

4.1.6.4.3 Carga por eje.

La carga por eje se obtiene utilizando la siguiente fórmula:

$$\text{Carga*eje} = P * Fq$$

$$\text{Carga de eje trasero} = 11250 * 1.03 = 11587.5 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga de eje delantero} = 13000 * 1.03 = 13390 \text{ Kg}$$

Los momentos máximos debidos a sobrecarga ocurren en el punto más cercano al centro de gravedad, cuando se encuentra tan lejos del soporte como su centro de gravedad del otro.

Figura 11. Distribución de fuerzas por eje.

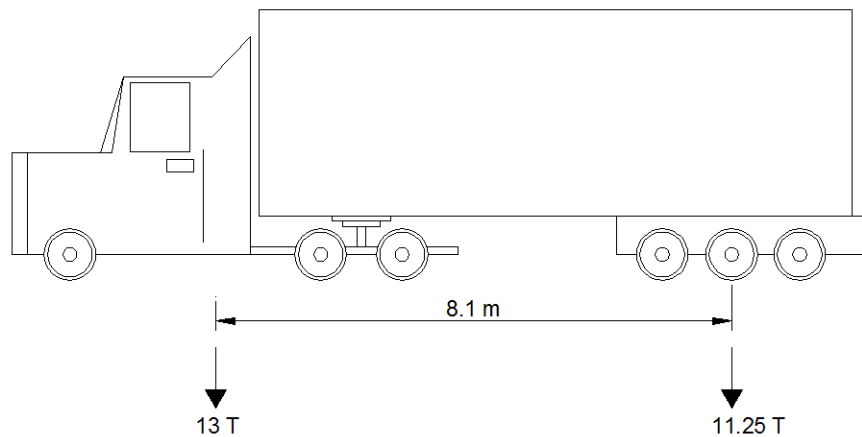
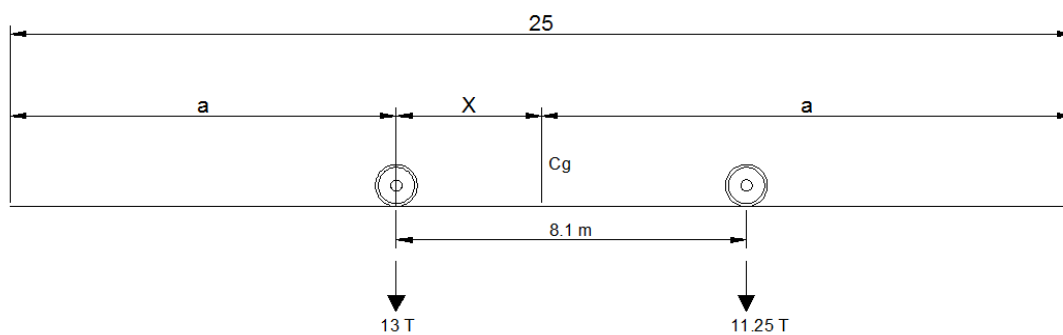


Figura 12. Diagrama de distribución de fuerzas críticas.



Determinando los valores de "a" y de "x", se obtienen las distancias para poder efectuar las sumatorias de momentos respecto a los puntos de apoyo en los extremos.

Para hallar el valor de “x”

$$\sum [M_{cg} = 0]$$

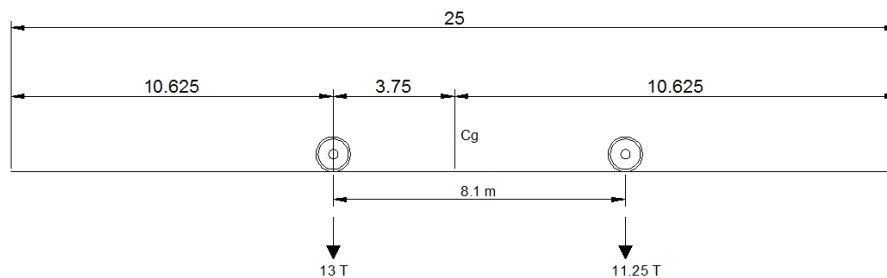
$$13000 * x = 11250(8.1 - x)$$

$$x = 3.75 \text{ m}$$

Hallando el valor de “a”

$$a = (25 - 3.75)/2 = 10.625$$

Figura 13. Diagrama de distribución debido a carga viva.



Con esto determinaremos momentos máximos.

$$\sum [M_b = 0]$$

$$25 * R_a = 11.25 * 6.275 + 13 * 14.375$$

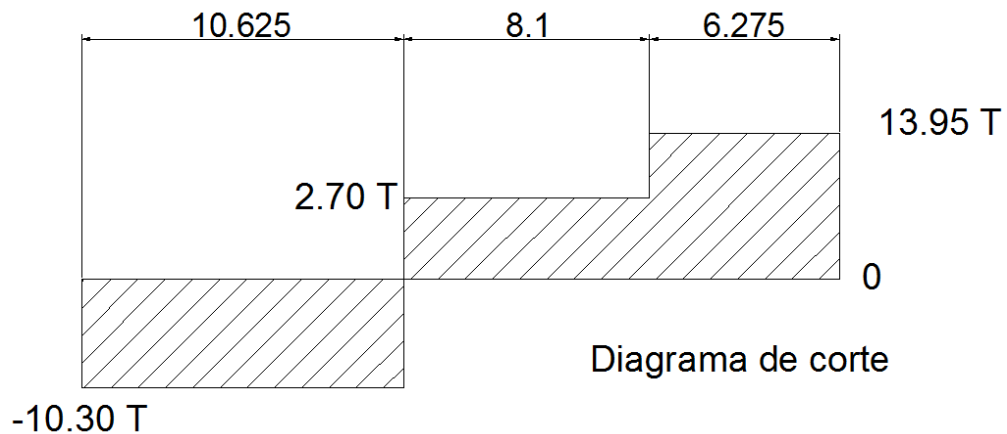
$$R_a = 10.30 \text{ Ton}$$

Por lo tanto la reacción en el punto “b” será de.

$$R_b = 13.95 \text{ Ton}$$

El momento máximo se calculara con la ayuda del diagrama de corte.

Figura 14 Diagrama de cortante máximo.



$$M_{\max} = 8.1 \cdot 2.7 + 6.275 \cdot 13.95 = 109.40 \text{ T-m.}$$

4.1.6.4.4 Cálculo del momento por carga muerta.

El momento producido por carga muerta es la sumatoria de todos los elementos que actúan sobre la viga. Siendo estos elementos los siguientes:

$$W_{\text{losa}} = 720 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{viga}} = 1920 \text{ kg/m}$$

$$W_{\text{total}} = 2640 \text{ kg/m}$$

$W_{\text{diafragma}} = 1360 \text{ kg}$ actúa como carga puntual

$$M_{cm} = (W_{cm} \cdot L^2) / 8 + P_{\text{diaf}} \cdot a$$

En donde

P_{diaf} = Peso del diafragma interno.

a = Distancia entre diafragmas.

$$M_{cm} = (2640 * [25]^2) / 8 + 1360 * 7 = 215770 \text{ kg} - m$$

4.1.6.4.5 Cálculo del porcentaje de impacto.

La fórmula para hallar el porcentaje de impacto, es la misma utilizada para hallar el impacto para la losa.

$$I = 15 / (L + 38) \leq 0.30$$

$$I = 15 / (25 + 38) = 0.24$$

4.1.6.4.6 Cálculo del momento total.

El momento total máximo se obtiene utilizando la fórmula siguiente:

$$M_{max} = 1.3(M_{cm} + 5/3 (M_{cv} * I * FD))$$

$$M_{max} = 1.3(215770 + 5/3 (109400 * 1.24 * 1.03)) = 583240 \text{ kg} - m$$

4.1.6.4.7 Cálculo del acero de refuerzo.

Para el refuerzo al centro de la viga se tiene:

$$M_{max} = 583240 \text{ kg} - m$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$d = 153 \text{ cm}$$

$$f_c = 281 \text{ kg/cm}^2$$

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

Con estos datos se obtienen.

$$As_{\min} = 30.75 \text{ cm}^2$$

$$As = 113.09 \text{ cm}^2 \quad As_{\min} < As < As_{\max} \quad \text{ok}$$

$$As_{\max} = 131.31 \text{ cm}^2$$

Se distribuirá el acero de la siguiente forma.

- Cama superior: se colocará el 33% del As_{\min} o As_{\max} , el mayor de los dos, 33% de As_{\min} .
 - $As_{\min} = 30.75 \text{ cm}^2$
 - $33\% As = 113.09 * 33\% = 37.31 \text{ cm}^2$ equivale a 4 No. 11
- Cama inferior en apoyos: se debe colocar el 50% de As_{\min} o As_{\max} .
 - $As_{\min} = 30.75 \text{ cm}^2$
 - $50\% As = 113.09 * 50\% = 56.55 \text{ cm}^2$ equivale a 6 No. 11
- Acero a Tensión.
 - $A_{st} = 113.09 - 57.47 = 55.62 \text{ cm}^2$ equivale a 6 No. 11

4.1.6.4.8 Refuerzo adicional.

ACI y AASHTO recomienda que por cada pie de alto sea colocado un refuerzo adicional equivalente a 1.61 cm^2 , en este caso se colocarán varillas No.5 en cada cara.

4.1.6.4.9 Diseño a corte

4.1.6.4.9.1 Esfuerzo cortante por carga muerta

La mayor concentración de esfuerzo cortante por carga muerta ocurre en los apoyos y se calcula por medio de la fórmula siguiente:

$$V_{cm} = (W_{cm} * L)/2 + ((\sum P^{\prime})/n)$$

En donde

V_{cm} = Corte por carga muerta

W_{cm} = Carga muerta

L = Luz entre apoyos

P' Carga muerta de los diafragmas

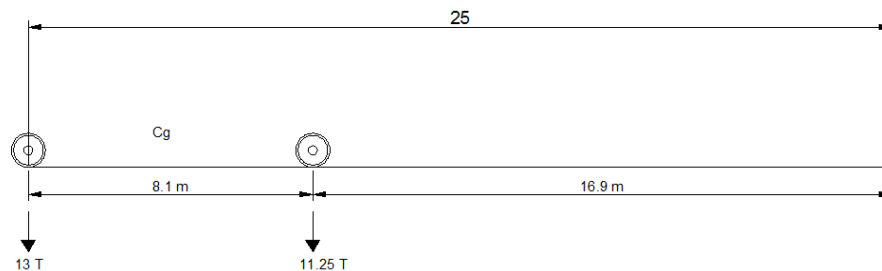
n = número de apoyos

$$V_{cm} = (2640 * 25)/2 + (2(756 + 504)/2) = 34260 \text{ kg}$$

4.1.6.4.9.2 Esfuerzo cortante por sobrecarga

El esfuerzo cortante por sobrecarga, se calcula por medio de la reacción que la estructura presenta, cuando la carga del eje más pesado está justo sobre el apoyo y la carga del eje menos pesado se encuentra dentro de la estructura.

Figura 15. Diagrama de distribución debido a sobrecarga.



$$\sum [Mb = 0]$$

$$25 * Ra = 13 * 25 + 11.25 * 16.90$$

$$Ra = 20.61 T$$

$$Rb = 3.64 T$$

$$V_{max} = 20.61 T$$

4.1.6.4.10 Esfuerzo cortante último

El esfuerzo cortante último se calcula aplicando la fórmula siguiente:

$$Vu = 1.3(Vcm + 5/3 (Vcv * l))$$

$$Vu = 1.3(34260 + 5/3 (20610 * 1.25))$$

$$Vu = 100357 Kg$$

4.1.6.4.11 Cálculo de refuerzo a corte

Con base a las reacciones y utilizando la siguiente fórmula se calcula la resistencia última del concreto a corte:

Vrc= Corte que resiste el concreto.

$$Vrc = 0.85 * 0.53\sqrt{f'c} * b * d$$

$$Vrc = 0.85 * 0.53\sqrt{281} * 60 * 153 = 69325.1 kg$$

Se toma en cuenta el corte máximo Vmax es mayor comparado con el corte que resiste el concreto.

$$S = (Av * fy) / ((Vmax - Vrc) * b)$$

En donde.

Av.= área de la varilla en este caso será No4.

fy= esfuerzo de fluencia del acero.

Vmax= corte máximo

Vrc=corte resistente por el concreto

b=base de viga

$$S_{max} = d/2 = 1.40/2 = 0.70 \text{ cm}$$

$$S = (2 * 1.27 * 4200) / ((100357 / (153 * 60) - 7.55) * 60) = 52.57$$

Se utilizará Estribo No 4 @ 0.30

Se colocará el primer estribo a S/2 según disposición del ACI

Primer estribo No4 a 0.15.

4.1.7 Diseño de diafragmas

La función principal de los diafragmas, es la de contrarrestar las cargas laterales que puedan afectar la estructura, tales como sismo y viento, además cumplen la función de mantener la geometría de la misma, es decir no permite que las vigas principales se ladeen o se deformen en sentido vertical. Como los diafragmas no soportan ninguna carga, no tienen valor estructural propiamente dicho. Los diafragmas se dividen en internos o intermedios y externos, colocados en el centro de la luz y en los extremos respectivamente. La especificación AASHTO 8.12.2, expresa que un diafragma intermedio es recomendado en el punto máximo al momento positivo, para luces mayores de 40 pies (12.19m). En el presente caso se colocaron 2 diafragmas externos y 2 diafragmas internos, debido a la gran luz de la estructura.

La altura de los diafragmas se dá por las formulas.

$$\text{Diafragma exterior} = \frac{1}{2} h \text{ de viga} = 1.6/2 = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Diafragma interior} = \frac{3}{4} * 1.6 = 1.20 \text{ m}$$

Con una base para ambos casos de 30 cm, estos elementos ya que no soportan carga se arman con acero mínimo en ambas camadas.

$$\text{As min diafragma exterior} = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{As min diafragma interior} = 11.88 \text{ cm}^2$$

4.1.8 Diseño de la subestructura

4.1.8.1 Diseño de la cortina

La cortina funciona como muro contención para el relleno del enfoque del puente en sentido longitudinal, según AASHTO 1.2.22 la cortina se encuentra empotrada en la viga de apoyo y el alto depende de la viga principal del puente, para su diseño es necesario tomar en cuenta las reacciones de los extremos de cada viga y las presiones laterales siguientes:

- Sismo
- Fuerza longitudinal
- Presión del suelo + Presión debida a sobrecargas

Según las Normas AASHTO se deberá considerar una sobrecarga del suelo del equivalente a 2 pies de alto, con una presión de 480 kg/M³

4.1.8.1.1 Cálculo de fuerza longitudinal (LF)

Esta fuerza es producida por las llantas del camión en el enfoque del puente, la cual es transmitida por el mismo a la cortina. La fuerza LF se calcula según el criterio AGIES dado en la Norma NR-5 capítulo 2, en donde indica que, Se deberá considerar una fuerza longitudinal que puede ser causada por los vehículos. La magnitud de esa fuerza se tomará como 5°% de la carga viva en todos los carriles que llevan tránsito en la misma dirección y se considerará aplicada a 1.80 m por encima de la superficie de rodadura para el cálculo se tomará la "Carga de Pista", esta fuerza se calcula con la siguiente fórmula.

$$LF = (0.05 * P)/2H$$

Donde:

P= peso del camión, que actúa a 1.8 m (6 pies) sobre la capa de rodadura, de manera que el brazo es de 6 pies + H.

H= altura de la cortina.

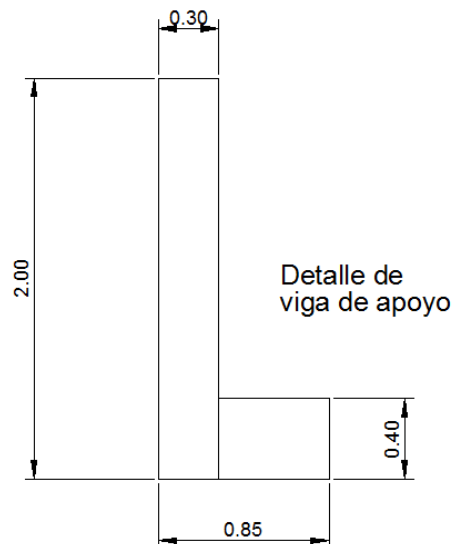
El brazo actuante será de $1.6+1.83=3.43\text{m}$

$$LF = (0.05 * (11250)) / (2(1.6)) = 176 \text{ kg}$$

4.1.8.1.2 Cálculo de sismo

Según el criterio de la sección de puentes de la Dirección General de Caminos, se debe utilizar entre un 8 y 12% del peso propio de la cortina. El brazo de aplicación de la fuerza está situado en el centro de gravedad de la sección.

Figura 16. Esquema de cortina.



$$S=0.12W$$

$$S=0.12(0.30*1.6+0.85*0.40) =236.16 \text{ kg/m}$$

$$\text{Brazo}= 0.80 \text{ m}$$

4.1.8.1.3 Cálculo de la presión del suelo

$$Es = (480 * (1.60 + 0.61))/2 = 530.4 \text{ kg}$$

$$Es = 292.8 * 1.6 = 468.48 \text{ kg}$$

4.1.8.1.4 Cálculo del momento de diseño

$$Esob = 468.5 * 0.80 = 374.78 \text{ kg} - m$$

$$Es = 530.4 * 0.53 = 281.11 \text{ kg} - m$$

$$LF = 176 * 3.43 = 603.68 \text{ kg} - m$$

$$S = 236.16 * 0.80 = 188.93 \text{ kg} - m$$

Para Grupo III

$$M = 1.3(Esob + Es + LF) = 1.3(374.78 + 281.11 + 603.68) = 1637.44 \text{ kg} - m$$

Para Grupo VII

$$M = 1.3(Esob + Es + S) = 1.3(374.78 + 281.11 + 188.93) = 1098.27 \text{ kg} - m$$

Se tomará el momento del Grupo III por ser el más crítico.

4.1.8.1.5 Área de refuerzo

Con los datos anteriores se obtiene el acero de refuerzo contra las fuerzas determinadas, hallando el área de acero, con los siguientes datos.

$$b=100\text{cm}$$

$$d=25\text{cm}$$

$$fy= 2810 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c= 281 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu=1637.44 \text{ kg-m}$$

$$A_{s_{\min}} = 12.54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.35 \text{ cm}^2$$

Se tomará el acero mínimo

$$A_{s_{\max}} = 61.68 \text{ cm}^2$$

El refuerzo será de No5@0.15m en ambas camas en sentido vertical, el refuerzo secundario será utilizando acero por temperatura, $S_{\max} = 0.30 \text{ m}$

4.1.8.2 Diseño de la viga de apoyo

Para contrarrestar el aplastamiento en la viga de apoyo se utiliza neopreno. Una de las funciones de la plancha de neopreno es amortiguar el efecto de las cargas de impacto, así como la de darle la suficiente libertad de movimiento a las vigas.

El acero de refuerzo longitudinal es el mínimo y el refuerzo transversal es solo por armado, que es el equivalente a colocar varillas **No. 3 @ 0.30m**.

4.1.8.2.1 Chequeo por aplastamiento

El área de aplastamiento se encuentra por medio de la siguiente fórmula:

$$A_p = P / (\phi_c * f'c)$$

Donde:

A_p = área de aplastamiento

P = carga última

ϕ_c = constante de corte

4.1.8.2.2 Cálculo de refuerzo longitudinal

En este caso se colocará el acero mínimo ya que la viga de apoyo esta sobre el estribo por lo que no hay flexión.

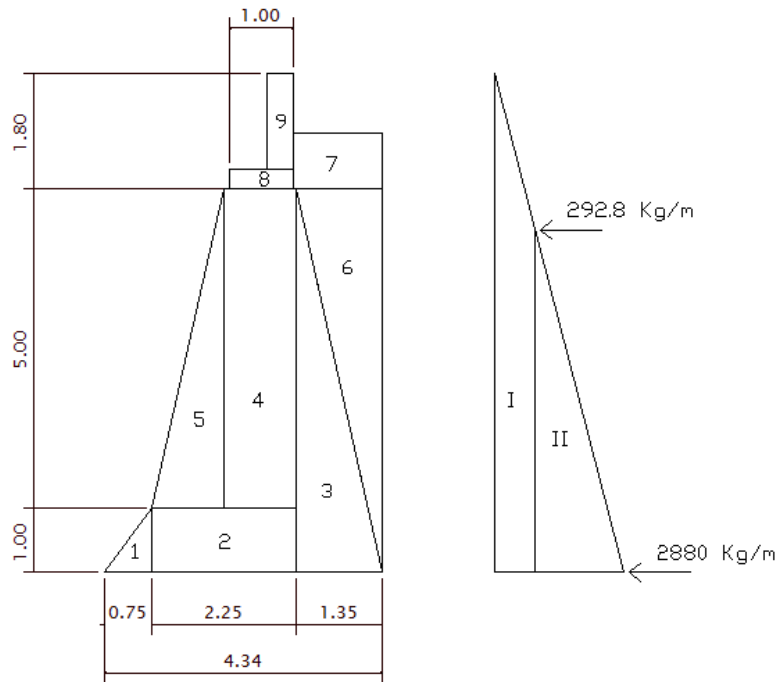
$$A_{smin} = 14.1/f_y * b * d = 14.1/4200 * 40 * 85 = 11.58 = 11.58cm^2$$

Es equivalente a **6 No.5 y estribo No. 3 @ 0.30m**

4.1.9 Diseño de estribo

Para el presente caso se realizó el diseño de los estribos como muros de gravedad de concreto ciclópeo, teniendo la ventaja de que el diseño es mucho más simple, pero se tiene también la desventaja de que los elementos se hacen mucho mas masivos que los usados con otro tipo de muros.

Figura 17. Diagrama de presiones.



4.1.9.1 Cálculo del momento de volteo

El momento de volteo se determina a través de las fuerzas laterales ejercida por el suelo sobre el estribo. El momento de volteo se determina de la siguiente manera.

Tabla I. Momento de volteo

Sección	Presión kg/m ²	Altura	Empuje Kg/m	Distancia x m	Momento Kg-m/m
I	292.8	7.8	2283.84	3.9	8906.976
II	2880	3.9	11232	2.6	29203.2

$$E = 13515.84 \quad Mv = 38110.176$$

4.1.9.2 Cálculo del momento estabilizante**Tabla II. Momento estabilizante.**

Sección	Área M ²	Peso Especifico kg/m ³	Peso Kg/m	Distancia x m	Momento Kg-m/m
1	0.38	2400	912	0.5	456
2	2.25	2400	5400	1.87	10098
3	4.04	2400	9696	3.44	33354.24
4	5.65	2400	13560	2.43	32950.8
5	2.8	2400	6720	1.49	10012.8
6	4.04	1200	4848	3.89	18858.72
7	1.19	1200	1428	3.65	5212.2
8	0.3	2400	720	2.46	1771.2
9	0.63	2400	1512	2.75	4158

$$W = 44796 \quad ME = 116871.96$$

4.1.9.3 Revisión del muro sin superestructura

Para verificar la estructura como un muro de gravedad, se utilizarán las fórmulas de chequeo para muros de gravedad, las cuales se describen a continuación.

$$\text{Volteo} = Me/Mv > 1.50$$

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E > 1.50 \quad \mu = 0.50$$

$$\text{Presiones} = W/A [1 \pm (6 e/b)] < Vs \quad e = b/2 - a$$

$$\text{Presiones} = W/A [1 \pm (6 e/b)] > 0 \quad a = (Me - Mv)/W$$

En donde:

Mv=Momento de volteo

Me=Momento Estabilizante

W=Peso propio de la estructura

E=Empuje

A=Área de la base

E=Excentricidad

b=base

Revisión por Volteo

$$\text{Volteo} = \frac{Me}{Mv} = \frac{116871.96}{38110.176} = 3.06 > 1.50 \quad \text{Chequea}$$

Revisión por deslizamiento

$$\text{Deslizamiento} = (W * \mu)/E = (44796 * .5)/13515.84 = 1.65 > 1.50 \quad \text{Chequea}$$

Revisión por Presiones

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= W/A [1 \pm (6 e/b)] \\ &= 44796/4.34 [1 \pm (6 (4.34/2 - (116871.96 \\ &\quad - 38110.176)/44796)/4.34)] \end{aligned}$$

$$\text{Presiones 1} = 16197.40 \text{ Kg/m}^2 < 25000 \text{kg/m}^2 \quad \text{Chequea}$$

$$\text{Presiones 2} = 4445.91 \text{ kg/m}^2 > 0 \quad \text{Chequea}$$

Con las condiciones que se plantean se toma el diseño como satisfactorio, porque todas las condiciones han pasado satisfactoriamente.

4.1.9.4 Revisión del muro con superestructura y carga viva

El estribo se chequeará aplicando la carga muerta y la carga viva: estas cargas son las utilizadas para calcular las vigas de apoyo.

$$Vu = 100357 \text{ Kg}$$

$$Cu = 100357 \text{Kg}/4.34 \text{m} = 230497 \text{kg/m}$$

El punto de aplicación de esta carga esta a 2.25 al centro de la viga de apoyo.

Multiplicando el corte último por el brazo da como resultado el momento, este momento se suma al momento estabilizante del muro.

$$M_{et} = 168900.36 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Presiones} &= W/A [1 \pm (6 e/b)] \\ &= 67919.73/4.34 [1 \pm (6 (4.34/2 - (168900.35 \\ &\quad - 38110.176)/46767919.73)/4.34)] \end{aligned}$$

$$\text{Presiones1} = 20936.17 \text{ kg/m}^2 < 25000 \text{ kg/m}^2 \text{ chequea}$$

$$\text{Presiones2} = 10363.23 \text{ kg/m}^2 \text{ chequea}$$

Con estas consideraciones se da por satisfactorio el diseño del estribo, ya que cumple con los chequeos de estabilidad con y sin la superestructura.

CONCLUSIONES

1. Los puentes han existido desde el principio de la humanidad desde el momento en que el hombre ideó la forma para poder sortear obstáculos, hasta ahora en que son una parte importante en la infraestructura de todo país.
2. Los puentes han evolucionado a lo largo de la historia, tanto en su tipología así como en los métodos constructivos empleados para la realización de estos, además de esto los materiales con que son construidos han evolucionado permitiendo construir puentes cada vez más altos y largos.
3. El diseño y construcción de puentes es un renglón del área de la ingeniería que abarca el manejo, estudio y control de diferentes ramas que la componen, tales como, la topografía, hidráulica, hidrología, mecánica de suelos, materiales de construcción, las cuales deben ser tomadas en cuenta para la realización de un diseño satisfactorio.
4. Al utilizar otros códigos o recomendaciones originados en países con altas sismicidades como la de Guatemala, se procede a clasificar zonas con sismicidad que se supone son equivalentes a la nuestra. Esta suposición no es necesariamente correcta, ya que existen variaciones como la magnitud de los sismos, la distancia de falla que genera el sismo, las condiciones del lugar así como la variabilidad de las fuentes sísmicas, que no son las mismas para Guatemala. AGIES presenta un mapa de Guatemala donde identifica las zonas de mayor y menor riesgo y las

aceleraciones máximas de suelo, lo cual da condiciones locales más reales.

5. Se han podido determinar las áreas del diseño de puentes en las cuales se necesita investigar para poder obtener expresiones que represente en la forma más precisa las condiciones existentes en Guatemala.
6. El diseño y análisis de puentes en Guatemala se encuentra en una fase aun investigativa, y es necesario que se profundice mas en este campo para completar el código de diseño sísmico que involucra el cálculo de estas estructuras.
7. Los factores de diseño que recomienda la norma ASSTHO es en parte conservadora para el área de Guatemala, ya que castiga en gran medida la carga viva y de impacto, en el cual se puede determinar factores más adecuados para el tipo de condiciones con que cuenta el país.

RECOMENDACIONES

1. Tomar en cuenta las recomendaciones dadas por las normas ASSTHO, para el análisis y diseño de puentes, siempre y cuando las normas AGIES no lo considere.
2. Utilizar las normas AGIES, ya que limitan los análisis para una localidad específica del país, lo cual da resultados más precisos, en consecuencia el diseño será mucho mejor que si se utilizaran normas extranjeras.
3. Realizar los estudios necesarios para poder determinar, los factores de carga necesarios para el diseño de elementos que integran un puente, que se acoplen a las condiciones del suelo existente en Guatemala.

BIBLIOGRAFÍA

1. Normas de la Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO), Especificaciones utilizando la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), Edición 2004.
2. Ministerio de Comunicaciones Infraestructura y Vivienda. Especificaciones generales para construcción de carreteras y puente, Guatemala: edición 2002.
3. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Bases generales de diseño y construcción. (Colección NR-1) Guatemala: s.e., 2002. 7pp.
4. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección. (Colección NR-2) Guatemala: s.e., 2002. 33pp.
5. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Diseño estructural de edificaciones. (Colección NR-3) Guatemala: s.e., 2002. 70pp.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Requisitos para diseño de obras de infraestructura y obras especiales. (Colección NR-5) Guatemala: s.e., 2002. 94pp.

7. Normas de la American Concrete Institute (ACI), Especificaciones para el diseño de elementos de concreto estructural, Edición 2002.

APÉNDICE

Figura 19. Armado de losa

