

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE
GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Propuesta de la superestructura de un puente hiperestático con luces cortas compuestos por vigas tipo T pretensadas como alternativa de los puentes tradicionales en Guatemala

Trabajo de graduación presentado por Ronaldo Josué Perdomo Portillo para optar el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2024

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE
GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



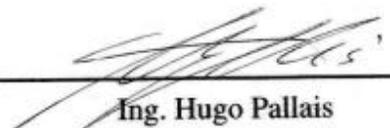
Propuesta de la superestructura de un puente hiperestático con luces cortas compuestos por vigas tipo T pretensadas como alternativa de los puentes tradicionales en Guatemala

Trabajo de graduación presentado por Ronaldo Josué Perdomo Portillo para optar el grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala,

2024

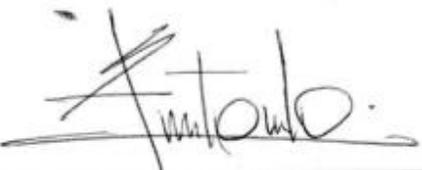
Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Hugo Pallais

(f) 
Ing. Roberto Godo

(f) 
Ing. Danilo Rodríguez

- Fecha de aprobación: Guatemala, 4 de diciembre de 2023.

Índice

RESUMEN	xv
Abstract	xvi
I. INTRODUCCIÓN	1
II. JUSTIFICACIÓN	3
III. OBJETIVOS	5
A. Objetivo general	5
B. Objetivos específicos	5
IV. MARCO TEÓRICO	6
A. Definición de un puente	6
B. Componentes básicos de un puente	7
1. Infraestructura de un puente.....	7
2. Superestructura	7
C. Normas, códigos y especificaciones para el diseño de puentes en Guatemala....	8
1. AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2017.....	8
2. Normas AGIES NSE 2018.....	8
D. Materiales.....	9
1. Hormigón.....	9
2. Acero.....	10
3. Madera	11
4. Mampostería	12
5. Concreto pretensado	13
6. Concreto armado.....	13
E. Tipología de puentes.....	14
1. Puente de arco	14
2. Puente de viga.....	14
3. Puente colgante.....	14
4. Puente atirantado	15
5. Puente basculante.....	15
6. Puente de arco en suspensión	15
F. Tipología de puentes según su uso	15
1. Puentes peatonales	15
2. Puentes vehiculares.....	15
3. Puentes ferroviarios	15

4.	Puentes marítimos.....	15
5.	Puentes militares.....	16
6.	Puentes para tuberías.....	16
7.	Puentes líneas eléctricas.....	16
G.	Criterios para seleccionar la tipología de puentes.....	16
H.	Tipos de cargas sobre la estructura.....	16
1.	Cargas gravitatorias.....	16
2.	Cargas muertas.....	17
3.	Cargas vivas de diseño utilizadas en Guatemala.....	18
a.	Cargas vivas vehiculares según AASHTO 2017.....	18
b.	Cargas vivas vehiculares según especificaciones estándar AASHTO ...	21
c.	Cargas vivas utilizadas en Guatemala.....	23
I.	Métodos para el análisis de la estructura.....	24
1.	Líneas de influencia en estructuras isostáticas.....	25
2.	Líneas de Influencia en estructuras hiperestáticas.....	25
3.	Teorema de Barré.....	26
J.	Métodos de Diseño.....	27
1.	Métodos de diseño LRFD.....	28
2.	Métodos de diseño ASD.....	29
K.	Especificaciones de diseño según AASHTO LRFD 2017.....	30
1.	Combinación de cargas.....	30
2.	Factores y combinación de carga.....	32
3.	Incremento por carga dinámica.....	34
4.	Tipos de superestructuras.....	35
5.	Factores de distribución para cortante y momento flector por carga viva.....	35
6.	Factor de presencia múltiple.....	39
L.	Deflexiones según AASHTO LRFD.....	40
M.	Diseño de cargas vivas vehiculares.....	41
N.	Cargas durante la construcción.....	42
1.	Carga viva durante construcción.....	42
2.	Encofrado.....	42
O.	Especificaciones del concreto.....	42
1.	Resistencia del concreto.....	42
2.	Relación modular entre el concreto y acero.....	50

3.	Concreto presforzado.....	51
4.	Esfuerzo permisible en el concreto en elementos preesforzado	52
P.	Vigas tipo AASHTO.....	53
1.	Vigas AASHTO tipo I.....	53
Q.	Tipos de torones y sus resistencias.....	54
1.	Diferentes tipos de torones y sus características	54
2.	Dimensiones de los torones.....	57
3.	Resistencia a la tensión	58
4.	Propiedades de los torones	59
5.	Varillas de acero de aleación.	59
6.	Agrietamiento	60
R.	Límites de tensión para acero pretensado	61
1.	Límites de tensiones de tracción en hormigón pretensado en estado límite de servicio después de pérdidas	62
S.	Pérdidas de pretensado	63
1.	Acortamiento elástico.....	64
T.	Sistema de pretensados.....	65
1.	Procedimiento.....	66
2.	Métodos de sistemas de pretensados.....	67
U.	Sistema constructivo	67
1.	Interior de transporte.....	68
2.	Montaje.....	69
3.	Maquinaria para montaje.....	69
4.	Juntas y conexiones	70
V.	METODOLOGÍA.....	72
A.	Integración de cargas muertas.....	74
B.	Análisis de sistema isostático	77
1.	Cortes máximos de las vigas.....	79
2.	Materiales a utilizar en la superestructura	80
3.	Parámetro de rigidez longitudinal.....	81
4.	Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores	83
5.	Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores	85
6.	Análisis de la viga AASHTO tipo VI.....	86
7.	Verificación de la cantidad de torones para cada viga	88
8.	Pérdidas por acortamiento elástico de concreto	90

9. Comprobación de los esfuerzos de compresión permisibles después de la pérdida	92
10. Resistencia nominal a flexión depreciando el acero de refuerzo y la contribución a flexión de la losa	93
C. Análisis de sistema hiperestático	95
1. Chequeo de los esfuerzos a compresión y tensión	96
2. Verificación de refuerzo para momento negativos presentados en los apoyos	98
3. Verificación de deflexión para vigas en sistema hiperestático.....	100
VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	101
VII. CONCLUSIONES.....	103
VIII. RECOMENDACIONES.....	104
IX. BIBLIOGRAFÍA.....	105
X. APÉNDICES	107
XI. GLOSARIO.....	128

Índice de figuras

Figura 1 Imagen del Puente del Incienso, que conecta el Anillo Periférico en la ciudad de Guatemala	6
Figura 2 Partes que componen la infraestructura de un puente	7
Figura 3 La superestructura de un puente.....	8
Figura 4 Utilización de hormigón en puente.....	10
Figura 5 Utilización de acero en puente.....	11
Figura 6 Utilización de madera en un puente	12
Figura 7 Utilización de mampostería en un puente, sobre el río Ambroz.	12
Figura 8 Utilización de concreto pretensado en un puente.....	13
Figura 9 Utilización de concreto armado en un puente	14
Figura 10 Densidad de Materiales	17
Figura 11 AASHTO HS20-44	19
Figura 12 Detalle para el camión tipo HS-25 y su respectiva carga equivalente.....	20
Figura 13 Tándem	20
Figura 14 Camión H estándar	22
Figura 15 Cargas HS	23
Figura 16 Cargas de los vehículos	23
Figura 17 Combinaciones de vehículo.....	24
Figura 18 Cargas aplicadas en diferentes puntos	27
Figura 19 Ubicación de la resultante respecto a las cargas utilizadas	27
Figura 20 Diseño por el método LRFD	28
Figura 21 Combinación de cargas según el método LRFD	29
Figura 22 Diseño para esfuerzos admisibles.....	30
Figura 23 Combinación de cargas según el método ASD	30
Figura 24 Cargas permanentes a considerar	32
Figura 25 Cargas transitorias a considerar.....	33
Figura 26 Combinación de carga y factores de carga	33
Figura 27 Factores de carga para cargas permanentes	34
Figura 28 Incremento de carga dinámica.....	34
Figura 29 Superestructuras de cubierta comunes.....	35
Figura 30 Longitud para usar en las ecuaciones de distribución de sobrecarga	36
Figura 31 Factor de momento para cargas vivas distribuidas para vigas interiores	36
Figura 32 Parámetro de rigidez.....	37
Figura 33 Factor de distribución de carga viva para momento de vigas exteriores.....	38
Figura 34 Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores	38
Figura 35 Factor de distribución de carga viva para corte en viga exteriores	39
Figura 36 Factor de presencia múltiple (m).....	39
Figura 37 Espesor mínimo utilizado tradicionalmente para estructuras de espesor constante	41
Figura 38 Valor \emptyset para miembros espirales	44
Figura 39 Valor \emptyset para otros miembros	44
Figura 40 Variación de \emptyset con deformación unitaria neta en tensión ET.....	45
Figura 41 Fórmula de resistencia nominal.....	45
Figura 42 Fórmula de resistencia de diseño.....	45
Figura 43 Resistencia cortante suministrada.....	46

Figura 44 El valor de lamda para verificar si el concreto es peso ligero o concreto de arena	47
Figura 45 Formula de módulo de elasticidad.....	47
Figura 46 Módulo de elasticidad de concreto de peso normal.....	48
Figura 47 Viga postensada.....	51
Figura 48 Viga pretensada	52
Figura 49 Vigas tipo I	53
Figura 50 Partes que conforman un torón.....	54
Figura 51 Vista de un torón simple.....	55
Figura 52 Vista de un torón Seale.....	56
Figura 53 Vista de un torón Filler.....	56
Figura 54 Vista de un torón Warrington	57
Figura 55 Vista de un torón Warrington Seale	57
Figura 56 Diámetro nominal, diferencia mínima entre alambre central y alambres exteriores, área nominal, masa nominal	58
Figura 57 Resistencia a la ruptura para torones	58
Figura 58 Torones de siete alambres.....	59
Figura 59 Varillas de aleación de acero	60
Figura 60 Límites para acero pretensado	61
Figura 61 Propiedades de torones y barras de pretensado	62
Figura 62 Límites de tensiones de tracción en hormigón pretensado en estado límite de servicio después de pérdidas.....	63
Figura 63 Fórmula de pérdida de cambio en la tensión de pretensado	65
Figura 64 Elementos principales de anclajes	66
Figura 65 Cuadro conceptual de los factores que se deben de tomar en cuenta para la elección del sistema constructivo	68
Figura 66 Momentos obtenidos sobre la viga de 15 metros	78
Figura 67 Momentos obtenidos sobre la viga de 17 metros	78
Figura 68 Momentos obtenidos sobre la viga de 19 metros	78
Figura 69 Comportamiento del sistema hiperestático al estar sometidos a las cargas.....	96
Figura 70 Comportamiento del sistema hiperestático al estar sometidas a las cargas vivas	96

Índice de cuadros

Cuadro 1 Geometría de viga AASHTO tipo VI.....	74
Cuadro 2 Dimensiones del área tributaria de la viga central	75
Cuadro 3 Carga muerta de losa	75
Cuadro 4 Carga muerta de viga AASHTO tipo VI.....	76
Cuadro 5 Carga muerta de asfalto.....	76
Cuadro 6 Carga muerta de barrera situado en los extremos del puente	76
Cuadro 7 Carga muerta de Haunch	77
Cuadro 8 Momentos máximos en un sistema isostática	77
Cuadro 9 Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV de 15 metros de luz.....	79
Cuadro 10 Momentos de cargas muertas para viga AASHTO tipo IV de 17 metros de luz	79
Cuadro 11 Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV de 19 metros de luz	79
Cuadro 12 Cortes máximos de las vigas de longitud variable	80
Cuadro 13 Materiales utilizados para los elementos estructurales	80
Cuadro 14 Verificación de rango de aplicación.....	81
Cuadro 15 Factor de distribución para 1 y 2 carriles de diseño cargados.....	82
Cuadro 16 Factor de distribución para momentos en las vigas externas	82
Cuadro 17 Factor de distribución de carga viva para curte en vigas internas y externas ..	83
Cuadro 18 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores.....	84
Cuadro 19 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores.....	84
Cuadro 20 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factures.....	84
Cuadro 21 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores	85
Cuadro 22 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores	85
Cuadro 23 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores	85
Cuadro 24 Centro de gravedad de la sección compuesta.....	86
Cuadro 25 Análisis de la sección compuesta	87
Cuadro 26 Propiedades de la sección compuesta y no compuesta	87
Cuadro 27 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 15 metros	88
Cuadro 28 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 17 metros	88
Cuadro 29 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 19 metros	89
Cuadro 30 Cantidad de torones para las vigas de longitud variable. Tomar en cuenta que las unidades del área son en pulgadas cuadradas	90
Cuadro 31 Acortamiento elástico en miembros pretensados	90
Cuadro 32 Pérdidas dependiendo del tiempo.....	91
Cuadro 33 Enter Caption	91
Cuadro 34 Esfuerzo inicial del preesfuerzo.....	92
Cuadro 35 Esfuerzo en el dobléz del tvrón	92
Cuadro 36 Verificación de los esfuerzos de compresión permisibles después de la pérdida	92
Cuadro 37 Resistencia nominal a flexión de viga.....	94
Cuadro 38 Verificación del momento de ruptura.....	95
Cuadro 39 Momentos máximos generados en los apoyos y en los entras de la viga.....	97
Cuadro 40 Chequeo por compresión.....	97

Cuadro 41 Chequeo por tensión-Mitad de luz	98
Cuadro 42 Refuerza para momentos negativos presentados en los apoyos (Entre la viga de 15 y 17 metros).....	99
Cuadro 43 Refuerza para momentos negativos presentados en los apoyos (Entre la viga de 17 y 19 metros).....	99
Cuadro 44 Chequeos de deflexión generados por las cargas	100

RESUMEN

Las características de los puentes permiten que estos sean clasificados de varios modos, donde es importante la relación de sus componentes y el modo en que están arreglados, de manera que el puente sea funcional. Los diseños de puentes que existen, de acuerdo con su arquitectura, son los puentes de arco sobre tablero, los puentes de arco bajo tablero, los puentes voladizos, los puentes de armadura, los puentes de viga, los puentes colgantes y los puentes atirantados.

A continuación, se presenta el diseño de un puente vehicular compuesto de tres tramos de diferentes longitudes, siendo estos menores a 20 metros, con el objetivo de analizar el comportamiento de éste, utilizando tramos de diferentes luces. Esto se realiza con la implementación de la normativa vigente como es la AASHTO LRFD 2017. Para llevar a cabo la verificación del diseño del puente, se utilizará el camión HS-25, el cual se colocará en distintos puntos sobre la dirección longitudinal, para determinar cuáles producen los efectos más críticos.

La realización de los cálculos estructurales tiene como fin, analizar el comportamiento en la utilización de tramos con luces diferentes, a comparación de la utilización de tres tramos equivalentes, de 20 metros de longitud. Se utilizará el programa llamado SAP2000, con el cual se obtendrán los resultados para realizar los cálculos en Microsoft Excel.

Con los cálculos obtenidos de la superestructura, se determinará las secciones a utilizar para las vigas del puente, al igual que el reforzamiento necesario de las mismas. Por ende, la obtención de volúmenes y alturas de los tirantes de ríos principales en Guatemala se podrá determinar si este diseño es óptimo para su utilización.

Al realizar el análisis, se obtendrán las respectivas conclusiones, y luego se darán a conocer ciertas recomendaciones para el futuro diseño de nuevas obras importantes de infraestructura como lo son los puentes.

Abstract

The characteristics of bridges allow them to be classified in several ways, where the relationship of their components and the way in which they are arranged is important, so that the bridge is functional. The bridge designs that exist, according to their architecture, are arch-over-deck bridges, arch-under-deck bridges, cantilever bridges, truss bridges, girder bridges, suspension bridges and cable-stayed bridges.

Next, the design of a vehicular bridge composed of three sections of different lengths is presented, these being less than 20 meters, with the objective of analyzing its behavior, using sections of different spans. This is done with the implementation of current regulations such as the AASHTO LRFD 2017. To carry out the verification of the bridge design, the HS-25 truck will be used, which will be placed at different points in the longitudinal direction, to determine which ones produce the most critical effects.

The purpose of carrying out the structural calculations is to analyze the behavior in the use of sections with different spans, compared to the use of three equivalent sections, 20 meters long. The program called SAP2000 will be used, with which the results will be obtained to perform the calculations in Microsoft Excel.

With the calculations obtained from the superstructure, the sections to be used for the bridge beams will be determined, as well as the necessary reinforcement thereof. Therefore, by obtaining volumes and heights of the main river stays in Guatemala, it will be possible to determine if this design is optimal for its use.

When carrying out the analysis, the respective conclusions will be obtained, and then certain recommendations will be made known for the future design of new important infrastructure works such as bridges.

I. INTRODUCCIÓN

Guatemala tiene una gran cantidad de puentes, los cuales le son útiles para el comercio y desarrollo del país. Cada puente se diseña según la función, peso, aspecto sísmico, vientos dominantes y naturaleza del terreno donde se construya. El proyecto y cálculo de un puente pertenece a la ingeniería estructural, existiendo numerosos tipos de diseños. Los puentes en Guatemala han permitido que las vías terrestres puedan seguir expandiéndose. Entre los más importantes puentes se encuentran los siguientes: Belice, del Incienso, Las Vacas, de Río Dulce, Los Esclavos, entre otros. Los puentes en Guatemala son amenazados por fuertes tormentas tropicales en la época de invierno, cada año. Los ríos tienden a aumentar sus caudales en esa temporada, provocando que algunos puentes lleguen a colapsar.

Un puente es una estructura que se construye para permitir que personas, vehículos, trenes u otros objetos crucen obstáculos naturales o artificiales como ríos, valles, carreteras, ferrocarriles, entre otros. Los puentes que se construyen deben ser resistentes y seguros, y generalmente están hechos de materiales como acero, hormigón o madera.

El proponer una superestructura de un puente tiene como fin proporcionar una vía de paso sobre el agua, carretera o una vía férrea, la cual surge por la necesidad de transportar bienes y los servicios necesarios donde las condiciones del suelo lo permitan. Por lo que el objetivo fundamental de cambiar el puente temporal prefabricado que se encuentra actualmente. Los puentes pueden tener diferentes diseños y formas según su función y el tipo de obstáculo que cruzan. Algunos ejemplos de tipos de puentes incluyen los colgantes, puentes en arco, puentes levadizos, puentes de viga y puentes de suspensión.

Un puente hiperestático es una estructura que tiene más apoyos o elementos estructurales de los necesarios para mantenerse en equilibrio estático. Estos elementos adicionales se llaman grados de libertad y permiten que la estructura resista mejor las cargas externas y tenga una mayor capacidad de carga. En el diseño de este tipo de puentes, es importante tener en cuenta los esfuerzos y deformaciones en cada uno de los elementos de la estructura para evitar la aparición de fallas o daños en la misma. Por lo tanto, se deben considerar tanto los aspectos mecánicos como los aspectos geométricos y materiales al momento de diseñar y analizar una estructura hiperestática. El cálculo de las reacciones de estas estructuras no se puede calcular por el método simple, ya que cuenta con más reacciones que ecuaciones disponibles, se convierte en una estructura estáticamente indeterminada, por lo que es necesario utilizar otro método para resolver dichas incógnitas. Los puentes hiperestáticos tienen una importancia significativa en la ingeniería estructural, lo que los hace más seguros que los puentes estáticos simples.

Las vigas de concreto reforzado son ampliamente utilizadas en la construcción de edificios, puentes, carreteras, túneles y otras estructuras, debido a su alta resistencia y durabilidad. El concreto reforzado es un material compuesto que combina el concreto y el acero de refuerzo, lo que le proporciona una mayor resistencia a la tracción y una mejor capacidad para soportar cargas. Las vigas reforzadas son una técnica comúnmente utilizada en la construcción y rehabilitación de puentes. Estas técnicas se utilizan para aumentar la capacidad de carga de las vigas existentes, mejorando así la capacidad de carga del puente en su conjunto.

Las vigas pretensadas son un tipo de elemento estructural utilizado en la construcción de estos puentes, al igual que en otras estructuras de gran envergadura. Dichos elementos están diseñados para revisar las cargas aplicadas a través de un proceso de pretensado, que implica la aplicación de tensiones internas antes de que las cargas sean aplicadas. En donde su proceso es la aplicación de cables o barras de acero de alta resistencia que se colocan en la viga antes de que se coloque el hormigón.

Las cargas que se consideran en el diseño de una estructura de puente pueden variar dependiendo del tipo de puente y su ubicación, pero en general, las cargas principales que se consideran las cargas de tráfico, cargas de viento, cargas sísmicas, cargas de temperatura o cargas de impacto. Además de estas cargas principales, también se consideran otras cargas como la sobrecarga de mantenimiento, la sobrecarga de construcción y la sobrecarga de colapso, entre otras. Todas estas cargas se tienen en cuenta en el diseño de la estructura del puente para garantizar que sea segura, resistente y duradera.

II. JUSTIFICACIÓN

En todo el territorio guatemalteco se encuentra una gran cantidad de puentes viales de suma importancia. La importancia de los puentes es que ayudan a salvar de obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar. En Guatemala, existen algunos puentes que han permitido que las vías terrestres sigan expandiéndose.

Por otro lado, cuando se habla de su sistema estructural, hablamos de los sistemas isostáticos; los cuales cuyos tableros son estáticamente independientes uno de otro y, a su vez, independientes, desde el punto de vista de flexión, de los apoyos que los sostienen. Este tipo de puentes constituyen la solución más utilizada en la construcción de puentes prefabricados. Dichos tableros se componen de varias vigas de este tipo, sobre las cuales se funde una losa "*in situ*", y la cual permite resolver luces de entre 10 a 55, metros de la forma más económica posible.

También se clasifican en puentes hiperestáticos; cuyos tableros son dependientes uno de otro, desde el punto de vista estático, pudiendo establecerse o no una dependencia entre los tableros y sus apoyos. Para poder determinar las solicitaciones internas y externas se aplicarán métodos de cálculo de estructuras hiperestática. Su utilización se da más en puentes de ferrocarril el cual ayudan a mejorar el comportamiento dinámico, las luces que pueden manejar llegan hasta 40 metros, pero si la unión entre vigas se realiza en apoyo de madera o con apeos provisionales se puede conseguir luces de hasta 80 metros de carretera. (Guaita, 2019)

A finales del 2020, el huracán ETA una tormenta de categoría 4 impactó las costas de Centroamérica, unas semanas después estas costas fueron impactadas por el huracán Iota, dejando a millones de personas incomunicadas y comunidades con daños estructurales. El cuatro de noviembre del 2023, el sistema se debilitó rápidamente hasta convertirse en una tormenta tropical que comenzó a causar daños en Guatemala.

Debido al cierre de los tramos carreteros, por la caída del puente, se hicieron tumos para cruzar el badén instalado como paso provisional y las restricciones de circulación por el peso de las unidades, el Ministerio de Comunicación Infraestructura y Vivienda (CIV) coordinó la instalación de los puentes provisionales prefabricados BAILEY, para habilitar el paso en esta importante carretera.

Estos puentes tipo BAILEY proporcionan varias soluciones, al establecer conexiones vitales en lugares remotos, para proveer una ayuda en lugares que fueron afectados por desastres naturales. Se tratan de unos puentes portátiles, prefabricados cuyo diseño les permite diseñar para poder usarse en caso de alguna emergencia, habilitando el libre paso de personas y vehículos en áreas como puentes construidos que quedaron dañados o destruidos. Su uso no es nuevo, esta metodología de puentes se comenzó a utilizar en 1941, los cuales fueron fabricados durante la segunda guerra mundial.

Sus piezas de acero y de madera son suficiente ligeras para ser trasportadas en un camión contenedor. Una de sus limitantes es su longitud, ya que tiene longitudes relativamente cortas entre 45.72-51 metros con un ancho neto de cubierta de 4 metros. Con respecto a la carga máxima que este puente puede soportar depende del tiempo y tipo de usos que vaya a tener, lo que afecta el peso de la estructura y la resistencia de esta, los 2 tipos de tablero que existen son de madera y de acero, donde el primero está proyectado para una carga máxima por rueda de 6 toneladas y el otro está proyectado para una carga máxima por rueda 11.25 toneladas.

Es importante saber si la infraestructura del país está en condiciones de soportar algún evento catastrófico para poder tomar medidas en la mitigación y evaluación del riesgo que se encuentra dicha infraestructura.

En Guatemala, para facilitar el desarrollo de un diseño aceptable de puentes, la norma AGIES tiene como objetivo establecer los criterios, recomendaciones y procedimientos para el diseño y presentación de los diseños realizados en el país. Una de las alternativas para mejorar dichos puentes en el país, es la aplicación de un sistema hiperestático para un puente recto, el cual está compuesto por vigas que emplean la flexión generalizada para la función estructural y rodamiento a la hora de transmitir las cargas.

La ventaja de la utilización de estas vigas hiperestáticas reside en que está formada por varios tramos, lo cual ayudan, a que la viga en sí, se apoye como un elemento hiperestático, las cargas internas se distribuyen de forma isostática.

Actualmente se cuenta con diversos métodos adecuados para el diseño y evaluación de los puentes. El comportamiento estructural de un puente dependerá del tamaño, complejidad e importancia de cada uno. La mayoría de los métodos que contemplan materiales de comportamiento deben estar de acuerdo con las especificaciones de las normas internacionales AASHTO.

III. OBJETIVOS

A. Objetivo general

Analizar el comportamiento de la superestructura de un puente vehicular hiperestático de tres tramos de longitud variable inferiores a 20 metros, compuestos por vigas prefabricadas utilizando las especificaciones AASHTO LRFD 2017.

B. Objetivos específicos

- Comparar el comportamiento estructural de una viga prefabricada tipo T contra una viga tipo 1, de similares características sometidas a cargas vehiculares.
- Calcular el tren de carga de diseño mediante la integración de cargas muertas y vivas, utilizando un camión de diseño HS-25.
- Realizar el diseño estructural de la superestructura de un sistema hiperestático, con vigas tipo T, utilizando el software de diseño "SAP2000" para encontrar las solicitaciones máximas del diseño estructural.

IV. MARCO TEÓRICO

A. Definición de un puente

Es una estructura de conexión, el cual crea lazos entre diferentes partes desconectadas de un lugar a otro. Estas pueden conectar países dos orillas de algún cuerpo de agua, un valle, una carretera, un ferrocarril o cualquier otra cosa que pueda obstaculizar el transporte o la circulación. Un puente es una maravilla estructural que generalmente se utiliza para pasar cualquier tipo de obstrucción que pueda ralentizar la vida de las personas. Esta estructura está diseñada para que se soporte a sí misma, las cargas de vehículos, los componentes no estructurales y a los peatones. Su luz puede variar cuando en los caminos existe algún tipo de accidente topográfico. (García, 2014)

Figura 1 Imagen del Puente del Incienso, que conecta el Anillo Periférico en la ciudad de Guatemala



Fuente: (Fotografía: Wikiguate)

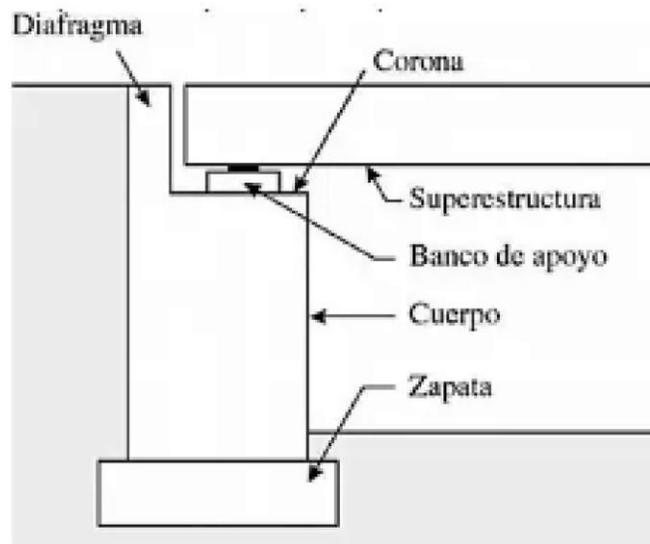
B. Componentes básicos de un puente

Los puentes tienen dos componentes principales, siendo estos la superestructura, o conjunto de los tramos que salvan los vanos situados entre los soportes, y la infraestructura, formada por los cimientos, estribos y las pilas que soportan los tramos. Se le puede llamar puente a cualquier estructura que tenga una longitud mayor a 20 pies, el cual puede estar situado debajo o arriba de una carretera.

1. Infraestructura de un puente

El diseño de la subestructura influye directamente en la configuración, debido a que entra en juego la ubicación de los estribos para determinar la longitud total del puente y el número de pilares que van a influir en el peralte de las vigas. Asimismo, la calidad de la subestructura controla el nivel de funcionamiento del puente. Este diseño requiere mayores consideraciones debido a que está expuesto a varias cargas, tales como el agua, el relleno y el suelo de cimentación con sus respectivos tipos de falla como vuelco, deslizamiento o presión portante. Por lo que su diseño, en algunas ocasiones, se complica por las condiciones geológicas. (Ramos, 2017)

Figura 2 Partes de componen la infraestructura de un puente



Fuente: (Ramos, 2017)

2. Superestructura

Se le conoce como superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal. Incluso se toma en cuenta que la superestructura está constituida por elementos principales, tales como vigas principales, toltres, cerchas o arcos, por otro lado, también hay elementos secundarios como lo son los tableros, vigas, diafragmas, sistemas de arriostres, acera, veredas, capa de rodadura, etc. (Ramos, 2017)

Figura 3 La superestructura de un puente



Fuente: (Ramos, 2017)

C. Normas, códigos y especificaciones para el diseño de puentes en Guatemala

1. AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2017

Es una norma americana la cual está compuesta de especificaciones de diseño de puentes desarrollado por la Asociación Americana de Carreteras y Transporte (AASHTO, por sus siglas en inglés). Todas estas especificaciones están diseñadas para proporcionar a los ingenieros, para el bosquejo de los puentes, siguiendo todas las directrices claras y coherentes para generar una seguridad en los Estados Unidos.

El acrónimo LRFD quiere decir Load and Resistance Factor Design, por sus siglas en inglés, el cual se basa en dar a conocer todas las especificaciones que se utilizan para dar una visión del diseño basado en factores de carga y resistencia. De los factores mencionados, estos incluyen la carga como el peso de la estructura, el viento, el sismo y las cargas de impacto, donde el utilizar dichos factores son esenciales para garantizar que estas estructuras tengan la resistencia necesaria para las cargas aplicadas.

Esta norma se estableció para dar una evaluación y rehabilitación de puentes fijos y móviles para carreteras. Dicha norma incluye todas las especificaciones básicas para la construcción y diseño de la infraestructura y superestructura. Cabe descartar que estas no incluyen todos los aspectos complementarios como mecánicos, eléctricos, o alguna seguridad peatonal o vehicular. Las especificaciones de diseño también abarcan temas como la selección de materiales, el diseño de pilares, vigas y conexiones, y los requisitos de mantenimiento.

2. Normas AGIES NSE 2018

La norma AGIES, siendo esta la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica es importante para la regulación del diseño estructural en el país desde 1986, hasta su última actualización en 2018.

Las últimas actualizaciones que se realizaron para la revisión y modificación a través de Comités de Actualización de Norma, cada comité fue integrado por Profesionales Miembros de AGIES con experiencia en el tema del diseño de las estructuras. Por lo que hasta el momento se han generado catorce normas.

Para el buen diseño de los puentes en Guatemala, de las 14 normas realizadas, la Norma de Seguridad estructural 5.2 NSE 5.2, la cual da a conocer el tamaño y alturas limitadas de los puentes diseñados en Guatemala. Las disposiciones y recomendaciones relativas al desarrollo de los estudios de los puentes tradicionales que se incluyen en esta normativa son aplicadas, en general, a la mayoría de los puentes y estructuras que se requieren en el país. Grandes ríos que se presentan a lo largo del territorio nacional tienen cauces que pueden ser salvados por uno varios tramos. (Miranda, 2020)

Estas dos normativas mencionadas ayudan a saber los factores y dimensiones necesarias para el análisis y la interpretación de los resultados obtenidos.

D. Materiales

1. Hormigón

Los concretos de alto desempeño tienen típicamente una baja relación agua /material cementante. Esto genera una necesidad de añadir aditivos químicos al concreto. Para mejorar las propiedades de congelamiento y descongelamiento se utilizan aditivos inclusores de aire. La hidratación temprana puede controlarse utilizando retardantes en la mezcla, lo que permite mayor flexibilidad en el horario de colocación. También es común utilizar reductores de agua para aumentar la trabajabilidad del concreto, dependiendo de las necesidades específicas del proyecto. (Silva, 2020)

En la utilización de este material en los puentes proporcionan una gran durabilidad, resistencia y grandes capacidades para soportar todas las cargas aplicadas en la estructura. Este material se aplica en la mayoría de la estructura, pero las partes, las que más llevan este material, siendo estos los pilares, vigas y la losa.

Una de las ventajas de la utilización del concreto, es la alta resistencia que este proporciona a estar sometidos a cargas de compresión, y una gran capacidad de resistir el desgaste y la erosión de este. En relación con otros factores externos, que puedan afectar el funcionamiento del puente, es que es un material resistente a altas y bajas temperaturas, lo cual lo hace esencial para utilizarlos en la intemperie.

Figura 4 Utilización de hormigón en puente



Fuente: (García, M. 2014)

Las desventajas, en la utilización de este material, son la poca resistencia a la tensión por flexión, por lo que necesita de un material extra para soportar dichas cargas. Por último, por su densidad, es considerado uno de los materiales más pesados y con requerimiento de un transporte al momento de ser manipuladas.

La granulometría del agregado también juega un papel importante en las propiedades de este concreto. Para los agregados finos son preferibles partículas redondas y lisas. Estas arenas requieren menos agua en la mezcla que las partículas más irregulares y ásperas, ayudando a reducir la proporción de agua y cemento de la mezcla. Se recomienda limitar el tamaño máximo del agregado grueso a 19 mm (3/4"). Los agregados gruesos más pequeños tienen menos superficie de contacto, lo cual incrementa los esfuerzos en la interface entre pasta y agregado. (Silva, 2020)

2. Acero

Los puentes metálicos, son estructuras parte de un puente que usualmente se utilizan en la parte superior del mismo, siendo esta la superestructura, la cual es encargada de la carga del tráfico vehicular y de los peatones. Las ventajas de la construcción con acero convierten este tipo de estructuras en la solución más adecuada para puentes de caminos y carreteras. Factores como la velocidad de construcción, facilidad de transporte, adaptabilidad a cambios de diseño. Estos también se resaltan entre los demás gracias a su gran capacidad de soportar grandes cargas y al igual que el material de concreto, este proporciona una gran resistencia y durabilidad.

La mayoría de estos puentes están contruidos a base de acero soldado y laminado, en donde los elementos estructurales como las vigas y las columnas de acero se ensamblan en el sitio de construcción mediante la conexión de pernos o por medio de alguna soldadura. Otra de las ventajas en la utilización de este material es que tiene una gran resistencia a la tensión y a la vez a compresión lo que lo hace ideal para grandes luces con dimensiones más personalizadas. (Sánchez, 2013)

Por otro lado, este material conlleva unas desventajas para su utilización, ya que el acero puede ser susceptible a la corrosión, y esto se da en su mayoría cuando está expuesto a ambientes marinos, por su salinidad, o lugares con altos estándares de contaminación. Con respecto a su mantenimiento, estos requieren un proceso continuo al igual que su reparación necesaria.

Figura 5 Utilización de acero en puente



Fuente: (García, M. 2014)

3. Madera

Los puentes de madera forman parte de las construcciones más antiguas. La madera continúa siendo uno de los materiales más empleados en la arquitectura civil. Los puentes de madera destacan tanto en diseño como en durabilidad y resistencia. Y es que, la evolución de la tecnología ha hecho que este tipo de material contengan propiedades funcionales más perdurables en el tiempo y de alta calidad.

Otros factores que influyen en la selección de este material para los puentes que su disponibilidad, facilidad de trabajo y su bajo costo de adquisición. Pero su utilización no ha sido la muy influyente por la alta competencia de los otros materiales, pero estos puentes se han utilizado en varias partes del mundo, pero en su mayoría estos se implementan en las áreas rurales y en las regiones montañosas donde la madera es más fácil de obtener. En relación a sus ventajas, esto incluye el bajo costo, y se utiliza un material sostenible y renovable, lo que lo convierte en una opción llamativa desde un punto de vista ambiental.

Figura 6 Utilización de madera en un puente



Fuente: (Bajaña, A.P.R, 2014)

4. Mampostería

Estos se desarrollaron después de utilizar la madera son estructuras construidas principalmente con ladrillos, bloques de cemento u otros materiales de construcción similares. La mampostería es un método de construcción antiguo que ha sido utilizado para la construcción de puentes durante siglos, y todavía se utiliza en algunos lugares hoy en día. Su costo es elevado y se dejaron de construir en 1905 aproximadamente.

Figura 7 Utilización de mampostería en un puente, sobre el río Ambroz.



Fuente: Hervás (Cáceres, España)

5. Concreto pretensado

El concreto o también llamado pretensado es una variante de concreto que consiste en aplicar una compresión inicial en el concreto antes de aplicar la carga externa para que la tensión de las cargas externas se contrarreste de la manera más deseada durante el periodo de servicio. El concreto pretensado es un tipo de concreto reforzado en el que se aplican tensiones previas intencionales a las barras de acero de refuerzo antes de la aplicación de la carga de servicio. Esto se logra mediante el uso de elementos de tensión, como cables o varillas, que se tensan antes de la colocación del concreto. Cuando el concreto se coloca y se endurece, el refuerzo pretensado se libera de la tensión, lo que comprime el concreto y mejora sus propiedades de resistencia y capacidad de carga.

Figura 8 Utilización de concreto pretensado en un puente



Fuente: Hervás (Cáceres, España)

6. Concreto armado

El concreto armado es un tipo de concreto reforzado en el que se incorporan barras de acero de refuerzo en la mezcla de concreto para mejorar su resistencia a la tracción y la capacidad de carga. El acero se coloca en áreas específicas del elemento de concreto para resistir las tensiones que se presentan en la estructura durante su uso.

Figura 9 Utilización de concreto armado en un puente



Fuente: Hervás (Cáceres, España)

E. Tipología de puentes

Para la construcción y diseño de estos puentes pueden variar en diferentes factores como lo son sus cargas aplicadas, la geometría de esta y al igual que su ubicación en donde se está construyendo.

1. Puente de arco

Estos tipos de puentes cuentan con una forma de curva el cual ayuda a que las cargas sean soportadas y después transmitidas a los extremos del puente. Su geometría ayuda a que estos puentes sean sólidos y con alta resistencia. Para su construcción se pueden utilizar materiales fáciles de obtener como piedras o materiales de relleno y ladrillos. Estos en su mayoría son utilizados para cruzar grandes distancias.

2. Puente de viga

Estos puentes son utilizados de manera horizontal el cual esta recostado en dos muelles, uno a cada extremo. Estos puentes pueden abarcar luces entre 150 ft a 600 ft, este tipo de puentes es el más común a utilizar. Los materiales que se usan para construir son usualmente de acero o concreto.

3. Puente colgante

Estas obras son utilizadas para pasar sobre ríos, en donde su estructura se eleva sobre la superficie para facilitar los desplazamientos. Su estructura está conformada por cables suspendidos desde torres los cuales sostiene el tablero. Todas las fuerzas de compresiones actúan en las columnas y las fuerzas de tensión en los cables.

4. Puente atirantado

Un puente atirantado es considerado un puente colgante en donde existe un tipo de tablero suspendido soportado por cables, donde dichos cables esta colocados a un ángulo desde el pilar hacia el tablero.

5. Puente basculante

Este tipo de puentes son los que giran alrededor de un eje horizontal situado en una línea de apoyo. Son considerados de tipo levadizo el cual es utilizado para permitir el paso de los barcos y otros vehículos de gran tamaño debajo del mismo.

6. Puente de arco en suspensión

Consiste en un arco invertido soportado por dos cables principales que se extienden entre dos torres de soporte en ambos extremos del puente. Los puentes de arco de suspensión son conocidos por su gran capacidad de carga y por ser capaces de atravesar grandes distancias. (Anleu et al, 2011)

F. Tipología de puentes según su uso

Existen diferentes tipos de puentes según su uso y finalidad, algunos de los cuales son:

1. Puentes peatonales

El puente peatonal es una estructura que permite el paso de peatones sobre corrientes de agua, depresiones topográficas cruces a desnivel. Estas estructuras garantizan una circulación continua y fluida para los peatones.

2. Puentes vehiculares

Diseñados para permitir el paso de vehículos de todo tipo, desde automóviles y camiones hasta trenes y otros medios de transporte.

3. Puentes ferroviarios

Diseñados específicamente para el paso de trenes, cuentan con características estructurales y de diseño que les permiten soportar grandes cargas y altas velocidades.

4. Puentes marítimos

Diseñados para permitir el paso de barcos y otros vehículos marítimos por debajo de ellos, suelen ser levadizos o basculantes para permitir el paso de embarcaciones de gran tamaño.

5. Puentes militares

Diseñados para su uso en situaciones de guerra o emergencias, son rápidamente desplegables y permiten el paso de tropas y vehículos a través de cuerpos de agua y terrenos difíciles.

6. Puentes para tuberías

Diseñados para soportar tuberías de gran diámetro que transportan líquidos, gases u otros materiales a través de cuerpos de agua o terrenos difíciles.

7. Puentes líneas eléctricas

Diseñados para soportar líneas de alta tensión que transportan energía eléctrica, suelen tener una estructura sencilla y estar ubicados en lugares de difícil acceso. (Anleu et al., 2011)

G. Criterios para seleccionar la tipología de puentes

El arte de la construcción de puentes ha sido siempre el interés del hombre y los grandes puentes son admirados, como auténticos resultados de las fuerzas del ingenio y la creación. Para elegir el tipo de puente más adecuado, es necesario disponer previamente de los datos mencionados con anterioridad para el proyecto de un puente, para luego seguir con las etapas que se especifican. (Sánchez,2013)

En algunos casos también se toma en consideración el costo de mantenimiento y de vida del puente, posibilidad de ensanchar el mismo en un futuro, si el área de construcción es propensa a sismo y la importancia de dicho puente. (Anleu et al., 2011)

H. Tipos de cargas sobre la estructura

Las cargas sobre los puentes se dividen en: cargas que actúan sobre la superestructura y las que actúan sobre la subestructura, para determinar si una carga puede ser soportada por un puente, es necesario tener en cuenta varios factores, como el diseño del puente, los materiales utilizados en su construcción, la capacidad de carga de los pilares y la calidad del suelo sobre el cual se encuentra construido.

1. Cargas gravitatorias

Para el diseño de un puente se deben tomar en cuenta las cargas gravitatorias (muertas/permanentes, vivas e impacto), las fuerzas longitudinales (implica cambios de temperatura y fuerzas debidas a la carga viva) y fuerzas transversales (provocadas por viento, sismo y fuerzas centrífugas). Estas cargas son una consideración importante en el diseño y la construcción de estructuras, incluyendo puentes, edificios y otras obras de ingeniería civil. (Miranda, 2020)

2. Cargas muertas

Las cargas muertas son consideradas los pesos de los diversos miembros estructurales y de cualquier objeto que se encuentra permanente sobre la estructura. Estas cargas son aquellas que al momento de diseñar son consideradas con elementos fijos que provocan cagar que no estarán expuestas a movimiento. (Anleu et al., 2011)

Estas cargas se pueden determinar con bastante exactitud, dependiendo de los materiales que se utilicen, sus pesos pueden ser determinados a partir de las densidades y dimensiones de los elementos que componen la estructura. El peso unitario de los materiales granulares dependen del grado de compactación y el contenido de agua. Todas estas densidades, según la AASHTO 2017 en la sección 3.5.1, se presentan en el cuadro.

Figura 10 Densidad de materiales

Material		Densidad (kcf)
Aleación de Aluminio		0.175
Superficie de rodamiento bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Escoria		0.060
Arena, limo o arcilla compactados		0.120
Concreto	Agregados de baja densidad	0.110 a 0.135
	Densidad normal $f_c \leq 5.0ksi$	0.145
	Densidad normal $5.0 < f_c \leq 5.0ksi$	$0.140 + 0.001f_c$
Area, limo o grava suelta		0.100
Arcilla blanda		0.100
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		0.140
Acero		0.490
Mampostería		0.170
Madera	Dura	0.060
	Blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Elemento		Masa por unidad de longitud (klf)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.200

Fuente: AASHTO (2017)

3. Cargas vivas de diseño utilizadas en Guatemala

a. Cargas vivas vehiculares según AASHTO 2017

- **Definición y ancho del carril de diseño**

Para el diseño del puente, el ancho de los carriles de diseño debe tomarse como 12 pies. El número de carriles de diseño debe determinarse tomando la parte entera de la relación de $w/12$, donde w es el ancho libre de la calzada en pies entre bordillo, barreras, o ambos. (AASHTO, 2017)

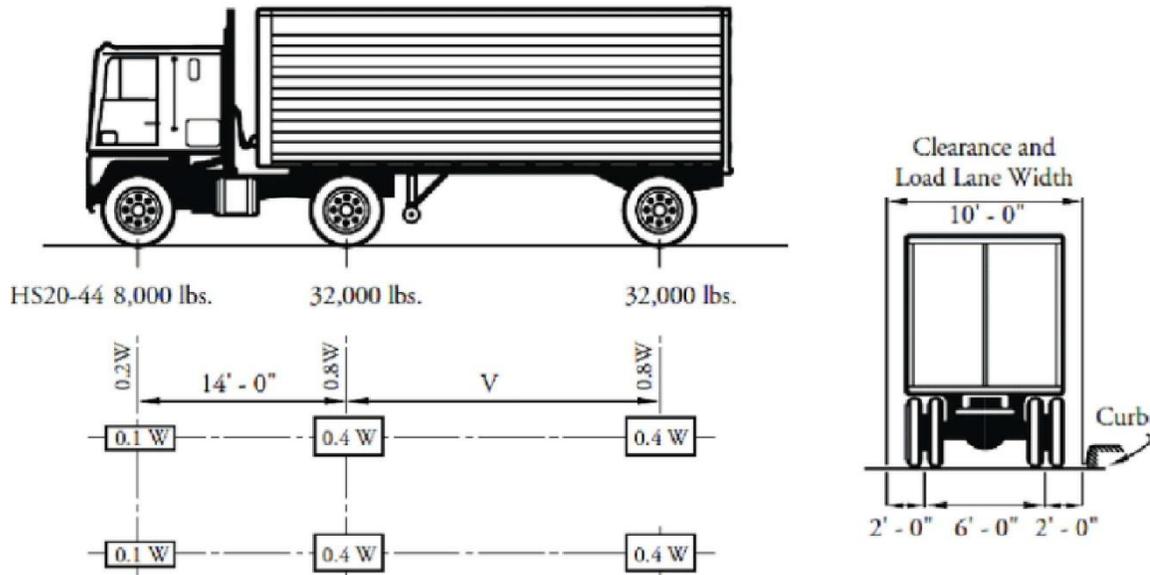
Cuando los carriles de tráfico tengan menos de 12 ft de ancho, el número de carriles de diseño será igual al número de carriles de tráfico y el ancho del carril de diseño se tomará como el ancho de la vía de circulación. Los anchos de la calzada entre 20 a 24 pies tendrán dos carriles de diseño, cada uno igual a la mitad del ancho de la calzada. (AASHTO, 2017)

- **Modelo matemático HS-20**

El estándar HS-20 se utiliza para determinar el tamaño y la resistencia de los componentes utilizados en la construcción de carreteras y puentes, como el espesor del pavimento, el ancho de los carriles y la capacidad de carga de los puentes. Es importante utilizar este estándar para garantizar que las carreteras y puentes sean seguros y puedan soportar el peso de los vehículos que los utilizan.

Al camión más pesado de las normas AASHTO, se le denomina H20-S16 o HS20 y tiene un peso total de 36 toneladas americanas que equivale a 32.67 toneladas métricas (Chávez, 1999). Los puentes para carreteras interestatales son proyectados con estas cargas, o una carga alternativa constante en dos ejes separados 1.22m, con un peso por eje de 10,886KG, lo que produzca los mayores esfuerzos.

Figura 11 AASHTO HS20-44



Fuente: (Precast/Prestressed Concrete Institute, 2003)

- **Modelo matemático HS-25**

El modelo HS-25 representa una carga de camión de diseño con una carga máxima de 25 toneladas, que se compone de dos ejes con separación entre ellos de 14 pies, cada uno con una carga de 25 kips, y una carga distribuida uniformemente de 1000 libras por pie lineal en toda la longitud de la plataforma del camión. (Chávez, 1999)

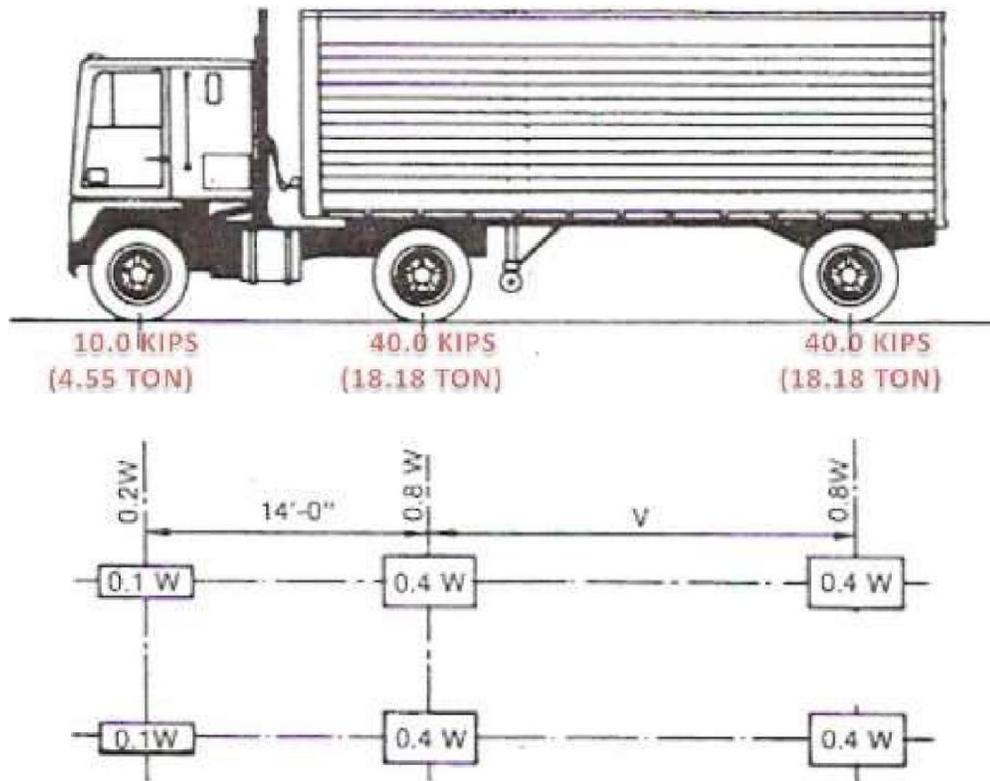
Para calcular la capacidad de carga de un puente o estructura de carretera para el modelo HS-25, se utiliza un modelo matemático que tiene en cuenta factores como la geometría de la estructura, la resistencia de los materiales utilizados, y la ubicación de los puntos de carga. Este modelo puede ser analítico o numérico, y se basa en ecuaciones matemáticas y métodos de análisis estructural para determinar la capacidad de carga de la estructura.

En la actualidad ya se cuenta con un camión tipo de mayor peso, debido a que en el transporte se vio la necesidad de contar con un vehículo de mayor capacidad, esto llevó a la aparición de un nuevo camión tipo el HS - 25, el cual tiene un incremento del 25 por ciento del HS-20, los detalles de este se pueden observar en la figura. Para llevar a cabo el análisis se tomará en cuenta las cargas de los camiones HS-25, el cual es considerado uno de lo más utilizados en el país debido a su mayor capacidad de carga.

- Consideración de diseño

Se consideró para el diseño el camión HS-25 de acuerdo a las siguientes características: (Chávez, 1999)

Figura 12 Detalle para el camión tipo HS-25 y su respectiva carga equivalente

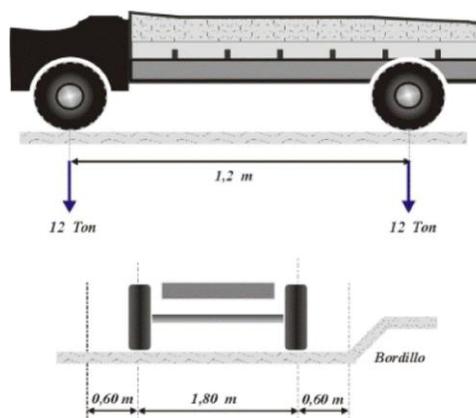


Fuente: (AASHTO, 2017)

- **Diseño de tándem**

El tándem de diseño constará de un par de ejes de 25.0 kips separados por 4 pies. El espaciamiento transversal de las ruedas. (AASHTO, 2017)

Figura 13 Tándem



Fuente: (AASHTO, 2017)

- **Carga de carril de diseño**

La carga de carril de diseño toma en cuenta una carga de 0.64 klf distribuida uniformemente en la dirección longitudinal. Transversalmente se supone que la carga de carril de diseño es distribuida uniformemente sobre el ancho de 10 pies. La fuerza efectos de la carga de carril de diseño no estarán sujetos a un margen de carga dinámica. (AASHTO, 2017)

- **Área de contacto de las llantas**

El área de contacto de la llanta de una rueda, el cual consta de uno o dos neumáticos es solo rectángulo, cuyo ancho es de 20 pulgadas y cuyo largo es de 10 pulgadas. Se supone que la presión de los neumáticos se distribuye uniformemente sobre el área de contacto. La presión de los neumáticos se distribuya de la siguiente manera:

- En superficies continuas, uniformemente sobre el especificado en área de contacto.
- En superficies interrumpidas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella con la presión aumentada en la proporción de las áreas especificadas a las reales.

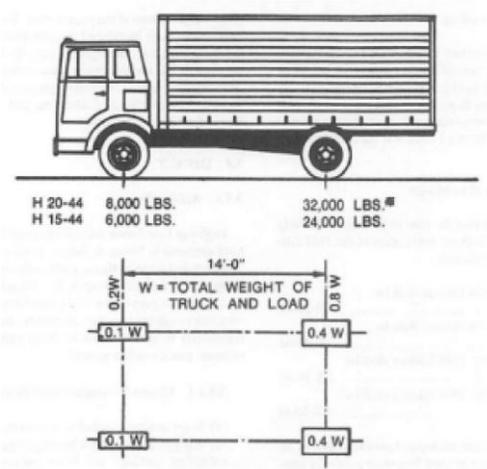
b. Cargas vivas vehiculares según especificaciones estándar AASHTO

Las cargas vivas que se consideren sobre la calzada de los puentes o de las estructuras que circunstancialmente se presenten en los caminos, son las establecidas para camiones tipo o carga uniforme por carril, equivalente a un convoy de camiones.

- **Carga tipo H**

Las cargas tipo H, consiste en un camión de 2 ejes, o la carga uniforme equivalente correspondiente sobre un carril. Estas cargas se designan con la letra H, seguida de un número que indica el peso bruto en toneladas inglesas de 2000 libras, del camión tipo. (Chávez, 1999)

Figura 14 Camión H estándar



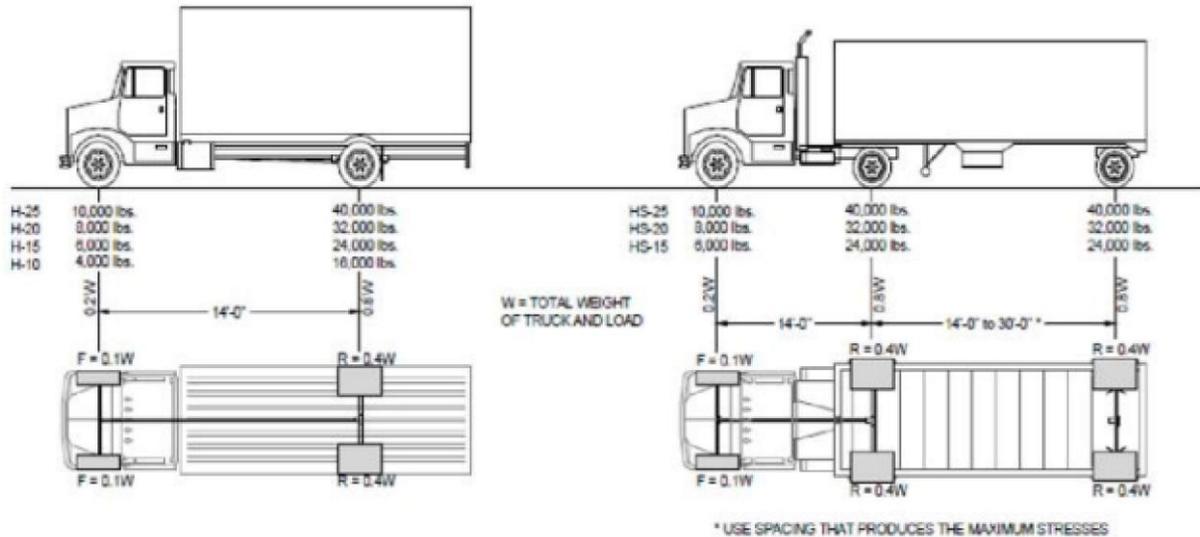
Fuente: (AASHTO, 2017)

- **Carga tipo HS**

Las cargas tipo HS, consisten en un camión tractor con semirremolque o la carga uniforme equivalente correspondiente, sobre un carril. Estas cargas se designan con las letras HS, seguidas de un número que indica el peso bruto en toneladas inglesas de 2000 libras, del camión tractor.

Las cargas para puentes de camiones son de cinco clases: H-20, H-15, H-10, HS-15 y HS-20. Las cargas H-15 y H-10 constituyen, respectivamente el 75 por ciento y el 50 por ciento de la carga H-20. La carga HS-15 el 75 por ciento de la carga HS-20. Si se desea usar las cargas con pesos diferentes de los antes anotados, se podrá obtener cambiando proporcionalmente los pesos indicados para el camión tipo y las cargas correspondientes por carril.

Figura 15 Cargas HS



Fuente: (AASHTO, 2017)

c. Cargas vivas utilizadas en Guatemala

Guatemala cuenta con regulaciones para un buen control de las dimensiones y pesos de los vehículos de carga y sus combinaciones, donde se detalla las especificaciones de los vehículos a utilizar en este diseño.

- **Acuerdo Gubernativo 379-2010**

Los vehículos y combinaciones no deberán exceder el peso bruto vehicular que señalen sus fabricantes. Se permitirán la circulación de vehículos cuyo peso por eje no exceda los límites que se indican a continuación:

Figura 16 Cargas de los vehículos

PARA VEHÍCULOS TIPO C2 Y C3		PARA OTROS VEHICULOS
Eje Simple	5,500 Kg	5,000 Kg
Eje Simple Rueda Doble	10,000 Kg	9,000 Kg
Eje Doble (tándem) Tipo A	16,500 Kg	16,000 Kg
Eje Doble (tándem) Tipo B	12,000 Kg	12,000 Kg
Eje Triple Tipo A		20,000 Kg
Eje Triple Tipo B		17,000 Kg

Fuente: (Caminos, 2016)

Se permitirá una variación hasta del 8 por ciento del peso por eje indicado en los tipos de vehículos C2 y C3 y el 5 por ciento para otros tipos de vehículos, siempre que

el peso bruto vehicular no exceda del peso máximo autorizado en este reglamento.

Se permitirá que vehículos o combinaciones de vehículos circulen por carreteras con un peso bruto vehicular hasta los indicados en la siguiente tabla, siempre que no sean excedidos los límites establecidos en el inciso anterior y que la separación entre ejes más distantes no sea menor a las que se especifican

Figura 17 Combinaciones de vehículo

TIPO DE VEHÍCULO AUTORIZADO	SEPARACIÓN MÍNIMA ENTRE EJES MÁS DISTANTES (metros)	PESO TOTAL (kilogramos)
C-2	5.00	15,500
C-3	5.00	22,000
C-3 Rueda de Doble Ancho	5.00	26,000
C-4	5.00	25,000
T2-S1	6.67	23,000
T2-S2	10.50	30,000
T2-S3	10.50	34,000
T3-S1	10.50	30,000
T3-S2	14.40	37,000
T3-S3	14.40	41,000
T3-S4	14.40	45,000
C2-R2 (Remolque con rueda sencilla)	12.38	25,500
C2-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	12.38	27,500
C2-R2 (Remolque con rueda doble)	12.38	29,500
C3-R2 (Remolque con rueda sencilla)	14.40	32,000
C3-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	14.40	34,000
C3-R2 (Remolque con rueda doble)	14.40	36,000
C3-R3 (Remolque con rueda sencilla)	14.40	37,000
C3-R3 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	39,000
T2-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	33,000
T2-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	35,500
T2-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	38,000
T3-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	40,000
T3-S1-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	42,500
T3-S1-R2 (Remolque con rueda doble)	16.00	45,000
T3-S1-R4 (Remolque con ejes tándem)	16.00	50,000
T3-S2-R2 (Remolque con rueda sencilla)	16.00	47,000
T3-S2-R2 (Remolque con rueda sencilla y rueda doble)	16.00	49,500
T3-S2-R2 (Remolque con rueda doble)	16.00	52,000
T3-S2-R4 (Remolque con ejes tándem)	16.00	57,000

Fuente:

- **Carga peatonal**

En relación con las cargas peatonales, esta toma en cuenta la aplicación de una carga peatonal de 0.075 ksf a todas las aceras de más de 2.0 pies de ancho y se considerará simultáneamente con la carga viva de diseño vehicular en el carril del vehículo. (AASHTO, 2017)

I. Métodos para el análisis de la estructura

El análisis estructural implica un gran número de variables que va a resumir los

más importantes. En el caso de la evaluación de este puente se va a evaluar la superestructura de este.

Desde una perspectiva global los puntos a destacar en el diseño de la superestructura son: el factor de importancia, presencia múltiple, factor dinámico y el de distribución.

1. Líneas de influencia en estructuras isostáticas

Las líneas de influencia tienen una aplicación importante en el diseño de las estructuras que resiste grandes cargas vivas. Unas líneas de influencia representan la variación ya sea de la reacción, de las fuerzas cortantes, del momento o de la deflexión en un punto específico de un elemento, a medida que una fuerza concentrada se mueve a lo largo de un elemento. (Hibbeler, 2012)

Para hallar las líneas de influencia de las reacciones en reticulados isostáticos se procede de manera similar a la vista para el caso de vigas isostáticas. Cuando se quiere obtener la línea de influencia para la fuerza directa en alguna barra, es posible hallarla sin necesidad de resolver todo el reticulado. Esto puede lograrse planteando equilibrio de nodos o mediante cortes de la estructura por secciones canónicas y aplicando equilibrio.

- **Líneas de influencia para vigas**

Los elementos principales para soportar cargas en un sistema de piso o en la cubierta de un puente, por ellos es importante tener la capacidad de construir las líneas de influencia para las reacciones, la fuerza cortante o el momento y cualquier punto específico de una viga.

2. Líneas de influencia en estructuras hiperestáticas

En estructuras hiperestáticas el procedimiento de construcción de líneas de influencia cualitativa es igual y comprende:

- La eliminación de la restricción correspondiente a la función de respuesta para obtener la estructura liberada
- Aplicación de un desplazamiento unitario a la estructura liberada en el lugar y en la dirección positiva de la función de respuesta
- El trazo de la forma deformada de la estructura liberada, coherente con las condiciones de apoyo y continuidad En la implementación de esta metodología se aplica el principio de Muller Breslan, quien da a conocer si una reacción o fuerza interna actúa a lo largo de un desplazamiento producido el perfil deformado es la línea de influencia para la reacción en particular.

3. Teorema de Barré

Este se utiliza para encontrar el momento máximo que produce un tren de cargas en una estructura simplemente apoyada. En donde se coloca un tren de cargas a un sistema de cargas concentradas que dispone de una distancia fija entre sí y que se mueve a lo largo de la estructura. Para el diseño de los puentes, las cargas de un camión son utilizadas, en estructuras simplemente apoyadas, por lo que el teorema tiene gran aplicación en el diseño de los mismos. (Reinoso, 2014)

Para llevar a cabo la implementación de esta metodología, se deben de tener en cuenta las siguientes suposiciones:

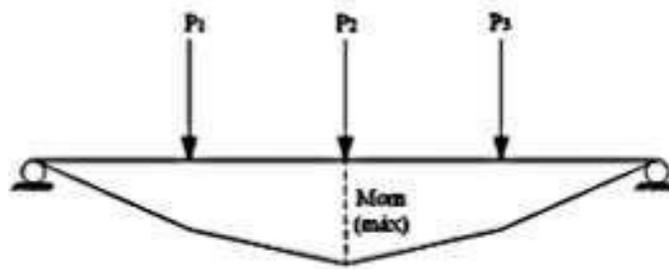
- En una posición del vehículo se producirá el momento máximo bajo la línea de acción de una de las cargas componentes de sistema
- El momento máximo se producirá bajo la línea de acción de la carga que está más próximo a la resultante de sistema

Dichas suposiciones establecen que el momento flector es máximo bajo la carga de un eje cuando este eje y la resultante general del tren de cargas se encuentran en puntos simétricos respecto al punto medio de la luz de carga. (Reinoso, 2014)

Los pasos para determinar el momento máximo son:

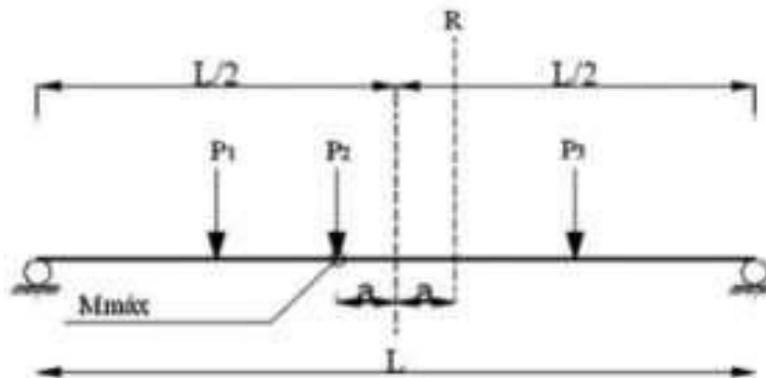
- Determinar la posición de la resultante del sistema
- Definir la carga más próxima a la resultante
- Colocar el vehículo de tal forma que el centro de la luz equidiste entre la resultante y la carga más próxima
- Se calcula el momento cuando el punto coincida con la carga más próxima a la resultante y que ese es el máximo producido por el tren de cargas (Reinoso, 2014)

Figura 18 Cargas aplicadas en diferentes puntos



Fuente: (Hibbeler, 2017)

Figura 19 Ubicación de la resultante respecto a las cargas utilizadas



Fuente: (Hibbeler, 2017)

J. Métodos de diseño

Las estructuras están diseñadas para satisfacer los requisitos de resistencia y capacidad de servicio. El requisito de resistencia garantiza la seguridad de la vida y la propiedad, mientras que el requisito de facilidad de servicio garantiza la comodidad de ocupación y la estética de la estructura.

Para cumplir con los requisitos antes señalados, las estructuras están diseñadas para la carga crítica o la carga más grande que actuaría sobre ellas. La carga crítica para una estructura dada se encuentra combinando todas las diversas cargas posibles que una estructura puede soportar durante su vida útil.

Las siguientes combinaciones de carga para su uso al diseñar estructuras mediante los métodos de Diseño de Factor de Carga y Resistencia (LRFD) y Diseño de Resistencia Permitida (ASD).

1. Métodos de diseño LRFD

Existen el método plástico LRFD, en este método las cargas de trabajo se estiman y se multiplican por ciertos factores de carga o de sobre capacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias de colapso.

La ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del diseño plástico. Se basa que la mayor porción de la curva esfuerzo- deformación yace más allá del límite elástico del acero pueden resistir esfuerzos considerables mayores que sus esfuerzos de fluencia y que en casos de sobrecarga las estructuras estáticamente indeterminadas tienen la capacidad de repartir esta sobre- carga con la ayuda de la ductilidad del acero. (Arcos, J.J.C,2016)

Fundamento de diseño por coeficientes de carga y resistencia (LRFD):

El método maneja coeficientes fundados en la hipótesis de la confiabilidad y en el conocimiento de la estadística solicitaciones y de las propiedades de los materiales. El diseño con LRFD es más amplio, por que toma en cuenta varias escenas de resistencia, servicios, eventos extremos y fatiga, es una aplicación de la filosofía de diseño para estado límite.

La expresión básica en el diseño por el método LRDF es:

Figura 20 Diseño por el método LRFD

$$\phi R_n > \eta \sum \lambda_i Q_i$$

Fuente: Arcos, J.J.C. (2016).

En donde dicha expresión se puede resumir en: (factor de resistencia) (resistencia nominal) > (suma de los productos de los efectos de las cargas y factores de carga). La expresión del lado derecho pertenece a la Resistencia Requerida y la izquierda a la Resistencia de Cálculo, siendo esta última la resistencia que proporciona el elemento estructural considerado viga, columna, etc.

Figura 21 Combinación de cargas según el método LRFD

Combinación de carga	Carga primaria
$U = 1.4D$	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1.0L \text{ ó } 0.5W)$	$L_r \text{ ó } S \text{ ó } R$
$U = 1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	E
$U = 0.9D + 1.0W$	W
$U = 0.9D + 1.0E$	E

Fuente: ACI (2023).

Donde:

D= Carga Muerta

L=Carga Viva

L_r=Carga Viva de Techo

S=Carga de Nieve

W=Carga de Viento

R= Carga de Lluvia

2. Métodos de diseño ASD

La Norma AASHTO fue la primera norma reconocida para el diseño y la construcción de puentes, convirtiéndose es una norma nacional, dentro esta norma existe el método elástico ASD en el cual se debe estimar las cargas de trabajo o servicio, refiriéndose a las cargas que la estructura tiene que soportar, para luego diseñar los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles.

Este método elástico se debe de estimar las cargas de trabajo o mejor conocidas como de servicio, para luego los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles, estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificados del acero. Aunque el termino, diseño elástico, se usa comúnmente para describir este método, los términos diseño por esfuerzos admisibles o diseño por esfuerzos de trabajo son más apropiados. (Arcos, J.J.C,2016)

Fundamento de diseño para esfuerzos admisibles (ASD):

La aplicación de este método de diseño supone que para las cargas de servicio la estructura se comporta dentro del rango elástico, por lo que en el diseño por ASD se debe cumplir la siguiente expresión:

Figura 22 Diseño para esfuerzos admisibles

$$\sum Q_i \leq F_{adm}$$

Fuente: Arcos, J.J.C. (2016).

Donde:

Q_i = Esfuerzos por efecto de la carga

F_{adm} = $(F_y) / (F.S)$ = Esfuerzos admisibles del material

F_y = Esfuerzo de fluencia

$F.S$ = Factor de seguridad

Figura 23 Combinación de cargas según el método ASD

Combinación de Carga	Carga Primaria
D	D
D + L	D o L
D + (Lr o S o R)	D o Lr o S o R
D + 0.75L + 0.75(Lr o S o R)	D
D + 0.6W	D
D + 0.75L + 0.75(0.6W) + 0.75(Lr o S o R)	D
0.6D + 0.6W	D o W
D + 0.7E _y + 0.7E _h	D
D + 0.525E _y + 0.525E _h + 0.75L + 0.75S	D
0.6D - 0.7E _y + 0.7E _h	E _y o E _h

Fuente: ASCE 7-16 (2023).

Donde:

D= Carga Muerta

L= Carga Viva

Lr= Carga Viva de Techo

S= Carga de Nieve

W= Carga de Viento

R= Carga de Lluvia

K. Especificaciones de diseño según AASHTO LRFD 2017

1. Combinación de cargas

Se dará a conocer los requisitos mínimos para los límites de su aplicación para los factores de carga y las combinaciones de carga utilizadas para el diseño de los puentes actuales. Dichas disposiciones de cargas también se pueden aplicar a las evaluaciones de

puentes existentes. Por lo que a continuación se dará a conocer los límites de diseño de resistencia, servicio, eventos extremos y fatiga que forman parte de las diferentes combinaciones de carga.

Esfuerzo I: Donde se utiliza para uso vehicular normal, omitiendo las cargas de viento.

Esfuerzo II: Para vehículos especiales y/o vehículos de permiso de evaluación, omitiendo las cargas de viento

Esfuerzo III: Es especificado que el puente está expuesto a la velocidad del viento según su ubicación.

Esfuerzo IV: Es la combinación de cargas enfatizado las cargas muertas de la superestructura. Los vehículos permitidos no deben ser asumidos como el único en el puente. Los vehículos se vuelven inestables en grandes velocidades de puentes, pero el gran viento evita la presencia significativa de carga viva en el puente.

Esfuerzo V: Combinación de carga a un solo vehículo normal del puente, con vientos de 80mph. (ASSTHO LRFD, 2017)

Evento Extremo I: Combinación de cargas, incluyendo terremotos.

Evento Extremo II: Combinación de carga, con carga de hielo. (ASSTHO LRFD, 2017)

Servicio I: Este se relaciona con el uso operacional normal del puente con velocidad del viento de 70 mph y todas las cargas tomadas con sus respectivos valores nominales. También está relacionado con el control del tamaño de las grietas en estructuras de concreto reforzado.

Servicio II: Es la combinación de carga la cual busca controlar la cedencia de estructuras de acero y falla de conexiones debido a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de cargas para análisis longitudinales relacionados exclusivamente con la tensión en superestructuras de concreto presforzado, siendo su objetivo el poder controlar la generación de grietas y tensión en las almas de vigas de concreto.

Servicio IV: Combinación de carga relacionada exclusivamente con la tensión en columnas de concreto presforzado, cuyo objetivo es controlar grietas. (ASSTHO LRFD, 2017)

Fatiga I: Combinación de cargas de fatiga infinita inducida por las cargas a lo largo de la vida útil de la estructura.

Fatiga II: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relaciona con la vida de fatiga inducida por cargas finitas. (ASSTHO LRFD, 2017)

2. Factores y combinación de carga

En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos, cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas.

Los diferentes multiplicadores son utilizados para las diferentes combinaciones de carga, en donde su resistencia se basa en la resistencia máxima para cada elemento.

Por lo que se deben de considerar las siguientes cargas:

Las cargas permanentes

Las cargas permanentes son aquellas que se encuentran presentes la mayor parte del tiempo durante la vida de la estructura. El orden de magnitud de las cargas permanentes es predecible.

Figura 24 Cargas permanentes a considerar

Cargas Permanentes	
CR= Efectos de fuerza debido a la fluencia	DD= Fricción negativa
DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales	DW= Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos
PS= Fuerzas secundarias de post Tensado para estados límites de fuerza, fuerza de pretensado totales para estados límite de servicio	EL= Tensiones residuales acumuladas, resultantes del proceso constructivo incluyendo las fuerzas secundarias del postensado
ES= Sobrecarga del suelo	EH= Empuje horizontal del suelo
EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	SH= Efectos de fuerza debido a las contracción

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Las cargas transitorias:

Las siguientes son las cargas identificadas por AASHTO como cargas transitorias.

Figura 25 Cargas transitorias a considerar

Cargas Transitorias:	
BL = Carga por explosión	BR = Fuerza de frenado de los vehículos
CE =Fuerza centrífuga de los vehículos	CT = Fuerza de colisión de un vehículo
CV = Fuerza de colisión de una embarcación	EQ = Fuerza de sismo
FR = Fuerzas de fricción	IC = Carga de Hielo
IM = Incremento por carga vehicular dinámica	LL = Sobrecarga vehicular
LS = Sobrecarga viva	PL = Sobrecarga peatonal
SE = Efecto de fuerzas por asentamiento	TG = Efecto de fuerza por gradiente de temperatura
TU = Efecto de fuerzas por temperatura uniforme	WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua
WL = Viento sobre la sobrecarga	WS = Viento sobre la estructura

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Para la representación de los factores de carga. La combinación de carga se puede observar en la Figura 26.

Figura 26 Combinación de carga y factores de carga

Combinación de Carga en estado Límite	OC DO DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV
Fortaleza 1	Tp	1.75	1.00	--	--	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Fortaleza 11	Tp	1.35	1.00	--	--	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Fortaleza 111	Tp	--	1.00	1.00	--	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Fortaleza IV	Tp	--	1.00	--	--	1.00	0.5/1.20	--	--	--	--	--	--	--
Fortaleza V	Tp	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Evento Extremo 1	1.00	TEQ	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--
Evento Extremo 11	1.00	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Servicio 11	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	0.5/1.20	--	--	--	--	--	--	--
Servicio 111	1.00	TLL	1.00	--	--	1.00	0.5/1.20	TTG	TSE	--	--	--	--	--
Servicio IV	1.00	--	1.00	1.00	--	1.00	0.5/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--
Fatiga 1-- LL, IM, & CE	--	1.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Fatiga 11-- LL, IM, & CE	--	0.80	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Para las solicitaciones por carga permanente se debe seleccionar el factor de carga

que produzca la combinación más crítica como se puede observar a continuación:

Figura 27 Factores de carga para cargas permanentes

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

Fuente: ASSHTO LRFD (2017) Tabla 3.4.1-1.

3. Incremento por carga dinámica

Un incremento en la carga dinámica aumenta la carga o el peso a las cuales es sometida la estructura, producto de un objeto o estructura en movimiento. Estas cargas provienen de fuerzas de vibración, impactos o movimientos cíclicos. El incremento de la carga dinámica puede afectar la capacidad de carga y la resistencia estructural, por lo que se es importante tener en cuenta estos factores durante el diseño o el análisis.

En relación a los efectos de las cargas estáticas que incluyen ya sea un vehículo o tándem, sin tomar en cuenta las fuerzas centrífugas de las de frenado, este se debe incrementar el porcentaje siguiente.

Figura 28 Incremento de carga dinámica

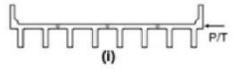
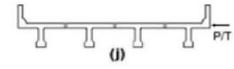
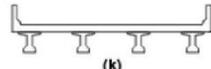
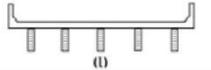
Componente	IM
Juntas de cubierta-Todos los límites de estado	75%
Estado límite de fatiga y fractura.	15%
Todos los estados límites restantes	33%

Fuente: (AASHTO, 2017)

4. Tipos de superestructuras

La clasificación de las superestructuras según AASHTO LRFD 2017, da a conocer en la sección 4.6.2.2, los diferentes modelos de secciones transversales en el cual su diseño depende de la evaluación estructural como el material que se va a utilizar. Para la realización de este trabajo de tesis, se decidió buscar sobre la sección tipo K ya que esta es una sección tipo T, el cual incluso se puede utilizar como tipo I, siendo este un concreto prefabricado.

Figura 29 Superestructuras de cubierta comunes

Elemento de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección Transversal
Sección Doble T de hormigón prefabricado con llaves de cortante y con o sin postesado transversal	Concreto Integral	
Perfil en T de hormigón prefabricado con llaves de corte y con o sin postesado transversal	Concreto Integral	
Perfil I o T de hormigón prefabricado	Concreto <i>In Situ</i> , Concreto Prefabricado	
Vigas de Madera	Hormigón o tablonc colados in situ, paneles encolados/clavados o madera estresada	

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

5. Factores de distribución para cortante y momento flector por carga viva

Esta distribución del cortante y momento flector debido a la carga viva en una estructura depende de varios factores, como el tipo de carga viva que se va a colocar, la distribución de la carga, configuración estructural y las propiedades de los materiales. Se debe de tomar en cuenta que estos factores no se pueden utilizar al mismo tiempo que los métodos aproximados de asignación, sin embargo, son factibles con los momentos estáticos ya que estos factores ya están incluidos en los factores de distribución. (ASSHTO LRFD,2017)

Para poder determinar la longitud la cual será utilizada en las expresiones para calcular el factor de distribución de sobrecarga, se da a conocer en la siguiente tabla:

Figura 30 Longitud para usar en las ecuaciones de distribución de sobrecarga

Efecto de fuerza	L(ft)
Momento Positivo	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Momento negativo: Los soportes interiores - cerca de tramos continuos forman un punto de contraflexión a otro punto de contraflexión bajo una carga uniforme en todas las aplicaciones	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes
Momento negativo: distinto de los soportes interiores cercanos de tramos continuos	Longitud del tramo para el cual se está calculando el momento
Corte	Longitud del tramo para el cual se está calculando el corte
Reacción Exterior	Longitud del tramo exterior
Reacción interior de vano continuo	Longitud promedio de los dos tramos adyacentes

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

- **Factores de distribución para momento por carga viva**

Para vigas interiores con tableros de hormigón

Para definir el momento flector para las vigas interiores, con una losa de concreto se deben de seguir las especificaciones que indica la AASHTO LRFD 2017 en la sección 4.6.2.2b.

Figura 31 Factor de momento para cargas vivas distribuidas para vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal a la que se le aplicará	Factores de distribución	Rango de aplicación
Plataforma de hormigón o rejilla rellena, plataforma cuadrícula llena, o de rejilla parcialmente sin relleno compuesta con hormigón armado, losa sobre viga de acero o de concreto; Vigas en T de hormigón, sección en T y sobre T	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectados para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_e}{12.0L_e}\right)^{0.1}$	3.5 ≤ S ≤ 16.00 4.5 ≤ ts ≤ 12.0 20 ≤ L ≤ 240 Nb ≥ 4
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_e}{12.0L_e}\right)^{0.1}$	10,000 ≤ Kg ≤ 7,000,000 0
		Usar el menor de los valores obtenidos de la ecuación anterior con N-3 o la regla de la palanca	Nb=3

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Donde:

A= Área de la viga (pulgadas cuadradas)

de= es la distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el borde interior de la barrera para tráfico (in)

e= factor de corrección g=factor de distribución

I= es la inercia de la viga (in⁴)

K_g= es el parámetro de rigidez longitudinal (in⁴)

L= Longitud del tramo de la viga (ft)

Nh= Es el número de vigas

S= Separación entre vigas (in)

ts= la profundidad de la losa de concreto (in)

Para el cálculo de la rigidez longitudinal, se debe utilizar la siguiente ecuación:

Figura 32 Parámetro de rigidez

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

$$n = \frac{E_B}{E_D}$$

Fuente:

Donde:

E_b= es el módulo de elasticidad de la viga

E_h= es el módulo de elasticidad de la losa

I= es el momento de inercial de la viga simple

A= es el área de la viga simple

e_g= es la distancia del centroide de la viga en sección simple al centroide de la losa de rodadura

Para vigas exteriores con tableros de hormigón

En relación al momento flector al momento de aplicar las cargas vivas, para las vigas exteriores se puede obtener con la tabla de la AASHTO LRFD en la sección 4.6.2.2.2d, en donde se da a conocer que la distancia deberá tomar con signo positivo siempre y cuando el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la baranda utilizada para el tráfico, por otro lado, se tomará como negativa en el caso que este hacia fuera de la barrera. (ASSTHO LRFD,2017)

Figura 33 Factor de distribución de carga viva para momento de vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal a la que se le aplicará	Un carril de diseño cargado	Factores de distribución	Factores de distribución
Plataforma de hormigón o rejilla rellena, plataforma cuadrícula llena, o de rejilla parcialmente sin relleno compuesta con hormigón armado, losa sobre viga de acero o de concreto; Vigas en T de hormigón, sección en T y sobre T	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectados para actuar como una unidad	Regla de la palanca	Un carril de diseño cargado: Utilizar la regla de la palanca Dos o más carriles de diseño cargado: g= e g interior e= 0.77 + de/9.1	-0.1 ≤ de ≤ 5.5

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Factores de distribución para corte en vigas interiores para tableros interiores

Para las vigas interiores se puede dar a conocer el corte por la carga sometida con la ayuda de la tabla de la AASHTO LRFD 2017 en la sección 5.6.6.6.3a, la cual da a conocer el factor de distribución para corte en cargas vivas para tablero de concreto emparrillado con vanos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de concreto armado sobre viga de acero o concreto, de las vigas tipo T de concreto. (ASSTHO LRFD, 2017)

Figura 34 Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal a la que se le aplicará	Factores de distribución	Factores de distribución
Plataforma de hormigón o rejilla rellena, plataforma cuadrícula llena, o de rejilla parcialmente sin relleno compuesta con hormigón armado, losa sobre viga de acero o de concreto; Vigas en T de hormigón, sección en T y sobre T	a,e,k y también i, j si están suficientemente conectados para actura como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.36 + \frac{S}{25.0}$	3.5 ≤ S ≤ 16.00 4.5 ≤ S ≤ 12.0 20 ≤ L ≤ 240 Nb ≥ 4
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0.2 + \frac{S}{12} - \left(\frac{S}{35}\right)^{2.0}$	
		Usar el menor de los valore obtenidos de la ecuación anterior con N-3 o la regla de la palanca	Nb=3

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

Factores de distribución para corte en vigas exteriores con tableros interiores

Para las vigas exteriores, la determinación del corte por la carga viva aplicada está en la AASHTO LRFD 2017 en la sección 4.6.2.2.3b, la cual da a conocer el factor de distribución para el corte debido a las cargas vivas para tablero de concreto

emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de concreto armado sobre vigas de acero o concreto, siendo estas vigas tipo T de concreto o secciones T y doble T de concreto.

L distancia de se debe de tomar con signo positivo cuando el alma exterior está hacia dentro de la cara interior de la baranda, por lo contrario, se debe de usar con signo negativo cuando este hacia fuera de la barrera. (ASSTHO LRFD,2017)

Figura 35 Factor de distribución de carga viva para corte en viga exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal a la que se le aplicará	Un carril de diseño cargado	Factores de distribución	Factores de distribución
Plataforma de hormigón o rejilla rellena, plataforma cuadrícula llena, o de rejilla parcialmente sin relleno compuesta con hormigón armado, losa sobre viga de acero o de concreto; Vigas en T de hormigón, sección en T y sobre T	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectados para actuar como una unidad	Regla de la palanca	Un carril de diseño cargado: Utilizar la regla de la palanca Dos o más carriles de diseño cargado: g= e g interior e= 0.60 + de/10	-0.1 ≤ de ≤ 5.5

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

6. Factor de presencia múltiple

Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras con múltiples líneas de diseño, pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO provee un factor de ajuste de múltiple presencia. Estos factores no se aplicarán en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

Figura 36 Factor de presencia múltiple (m)

Número de Carriles Cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

L. Deflexiones según AASHTO LRFD

En relación a la deflexión crítica, según la AASHTO LRFD 2017, da a conocer que para la carga máxima permitida sus deflexiones deben ser menores a $L/800$ o $L/1000$ para los puentes con o sin banquetas. (ASSTHO LRFD, 2017)

Al aplicar estos criterios, la carga vehicular deberá incluir la tolerancia de carga dinámica, por lo que se debe aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la deflexión absoluta máxima para los sistemas de vigas rectas, se deben cargar todos los carriles de diseño y se debe suponer que todos los componentes de soporte se desvían por igual.
- Para sistemas de caja de acero curvo y de 1 viga, la deflexión de cada viga debe determinarse individualmente en función de su respuesta como parte de un sistema.

En ausencia de otros criterios, se puede considerar los siguientes límites de flecha para puentes vehiculares según el material a utilizar:

Acero, aluminio y/u concreto:

Carga general vehicular.....Tramo/800

Carga peatonal y/o vehicular.....Tramo/1,000

Carga vehicular sobre voladizo.....Tramo/300

Carga peatonal y/o vehicular sobre voladizo....Tramo/300

Carga peatonal y/o vehicular sobre voladizo.....Tramo/300
(ASSTHO LRFD, 2017)

Madera:

Carga peatonal y/o vehicular.....Tramo/425

Carga vehicular sobre tablonces y paneles de madera.....0.10in
(ASSTHO LRFD,2017)

Cubiertas de placas ortotrópicas:

Carga vehicular sobre placa de tablero.....Tramo/300

Carga vehicular sobre los nervios de tablero ortótropos metálico.....Tramo/1,000

Carga vehicular sobre los nervios de tablero ortótropos metálicos.....0.10 m (máxima deflexión relativa entre nervios adyacentes) (ASSTHO LRFD,2017)

Criterios opcionales para las relaciones de envergadura a profundidad

Los tramos mínimos tradicionales para superestructura con longitud cortante, para puentes de carretera, se dan a conocer en la AASHTO LRFD 2017 en la sección 2.5.2.6.3-1. En esta tabla se da a conocer las deflexiones límite.

Figura 37 Espesor mínimo utilizado tradicionalmente para estructuras de espesor constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluida la plataforma) Cuando se utilizan miembros de canto variable, los valores pueden ajustarse para tener en cuenta los cambios en la rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Concreto Reforzado	Losa con armadura principal Paralelo al tráfico	$(1.2(S+10))/30$	$((S+10)/30) \geq 0.54$ ft
	Vigas Tipo T	0.070L	0.065L
	Vigas de Caja	0.060L	0.055L
	Estructura peatonal Vigas	0.035L	0.033L
Hormigón Pretensado	Losas	$0.030L \geq 6.5$ in	$0.027L \geq 6.5$ in
	Vigas de caja CIP	0.045L	0.040L
	Vigas en I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructura peatonal	0.033L	0.30L
	Vigas de caja adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de la viga en I compuesta	0.040L	0.032L
	Profundidad de la porción de la viga en I, viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Cerchas	0.100L	0.100L

Fuente: ASSHTO LRFD (2017).

M. Diseño de cargas vivas vehiculares

La AASHTO da conocer en la sección 3.6.1.3, las fuerzas extremas para que se tome la mayor de las siguiente:

- El efecto del diseño de carga del tándem combinado con el efecto de la carga de diseño de carril.
- El efecto de diseño de vehículo con la separación variable entre ejes combinado con el efecto de diseño del carril. El espaciamiento de vehículo debe estar conforme lo especifica la AASHTO LRFD 2017, en la sección 3.6.1.2.2
- En los momentos negativos entre los puntos de contra flexión bajo una carga distribuida de manera uniforme a lo largo de los tramos y la reacción solo en pilas interiores, el 90 % de la sollicitación debida a los dos camiones de diseño a 5 pies entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro camión,

combinado con el 90 % del efecto de la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 32.0 kips de cada camión se tomará como 14 pies. Los dos camiones de diseño se colocarán en espacios adyacentes para producir los efectos de fueras máximas.

N. Cargas durante la construcción

En el proceso de construcción, existen varios tipos de cargas que influyen en la superestructura. Dichas cargas se refieren a las fuerzas que pueden o no influir sobre los elementos de construir y a la vez influir en el diseño y la resistencia de este. En las cuales se resaltan las siguientes:

1. Carga viva durante construcción

Para la carga viva durante la construcción, se debe de considerar 0.050 ksf de carga distribuida sobre la superestructura. (ASSTHO LRFD,2017)

2. Encofrado

En una construcción es de suma importancia la utilización de los encofrados para mantener la forma de los elementos que forman cada una de las partes de la obra. Por lo que se tomará una carga muerta distribuida de 0.010 ksf y una carga viva distribuida de 0.020 ksf. (ASSTHO LRFD,2017)

O. Especificaciones del concreto

Las especificaciones del concreto son fundamentales para garantizar la calidad, seguridad y durabilidad de las estructuras de concreto. Cumplir las especificaciones es crucial para evitar fallas estructuras, garantizar la seguridad de las personas y cumplir con las normativas legales.

1. Resistencia del concreto

El factor de resistencia del concreto depende del tipo y cantidad de materiales a utilizar, como lo es la composición química del cemento, la finura, la relación agua- cemento, la calidad intrínseca de los agregados, las condiciones de temperatura del ambiente y la eficiencia del curado.

A continuación, se da a conocer los factores ϕ de resistencia del concreto, según la AASHTO de la sección 5.5.4.2:

- Para secciones de hormigón armado con control de tensión:

Concreto peso normal.....0.90

Concreto ligero.....0.90

- Para tensión controlada de hormigón con secciones con torones o tendones adheridas:
 - Concreto de peso normal.....1.00
 - Concreto ligero.....1.00
- Para controlado por tensión, hormigón postensado, secciones con torones no adheridos o tendones:
 - Concreto de peso normal.....0.90
 - Concreto ligero.....0.90
- Para cortante y torsión en hormigón armado:
 - Concreto de peso normal.....0.90
 - Concreto ligero.....0.90
- Para cortante y torsión en secciones monolíticas de hormigón pretensado y secciones de hormigón pretensado con cierres vaciados en el lugar o conjuntas coladas y epóxicas que tengan cordones o tendones adheridos:
 - Concreto de peso normal.....0.90
 - Concreto ligero.....0.90
- Para cortante y torsión en secciones monolíticas de hormigón pretensado y secciones de hormigón pretensado con cierres vaciados en el lugar o con juntas coladas y epóxicas sin adherir o sin adherir torones o tendones:
 - Concreto de peso normal.....0.85
 - Concreto ligero.....0.85
- Para secciones controladas con compresión con espiral o tirantes, para zonas sísmicas 2,3 y 4 en el estado límite de eventos:
 - Para apoyo sobre hormigón.....0.70
 - Para compresión en modelos de bielas y tirantes.....0.70
- Para tracción en modelos de bielas y tirantes:
 - Hormigón armado.....0.90

Hormigón pretensado.....1.00

- Para compresión en zonas de anclaje:

Concreto de peso normal.....0.80

Concreto ligero.....-.....0.80

Para tracción en acero en zonas de anclaje.....1.00

Para la resistencia durante el hincado de pilotes.....1.00 (ASSTHO LRFD,2017)

Para vigas y losas dúctiles o controladas por tensión donde $\epsilon_t \geq 0.005$, el valor de ϕ para flexión es 0.90. Si ϵ_t es menor que 0.005, todavía es posible usar las secciones si ϵ_t no es menor que ciertos valores.

Los miembros sujetos a cargas axiales \leq que $0.10 f'c A_g$ pueden usarse sólo cuando ϵ_t no sea menor que 0.004 (ACI 318, Sección 9.3.3.1).

Una implicación importante de este límite es que las vigas de concreto reforzado deben tener una deformación unitaria en tensión de al menos 0.004. Si los miembros están sujetos a cargas axiales $\geq 0.10 f'c A_g$ entonces ϵ_t no está limitado.

Cuando los valores de ϵ_t están situados entre ϵ_{yt} y 0.005, se dice que están en el intervalo de transición entre las secciones controladas por tensión y las controladas por compresión. En este intervalo los valores de ϕ estarán situados entre 0.65 o 0.70 y 0.90, como se muestra en la Figura 3.5. Si $\epsilon_t \leq \epsilon_{yt}$, el miembro está controlado en compresión y son aplicables los factores ϕ de columna. (McCormac, J. C. 2018)

Las ecuaciones generales resultantes para ϕ en el rango $\epsilon_{yt} < \epsilon_t < 0.005$ son:

Figura 38 Valor ϕ para miembros espirales

$$\phi = 0.75 + (\epsilon_t - \epsilon_{yt}) \frac{0.15}{(0.005 - \epsilon_{yt})} \quad \text{para miembros espirales}$$

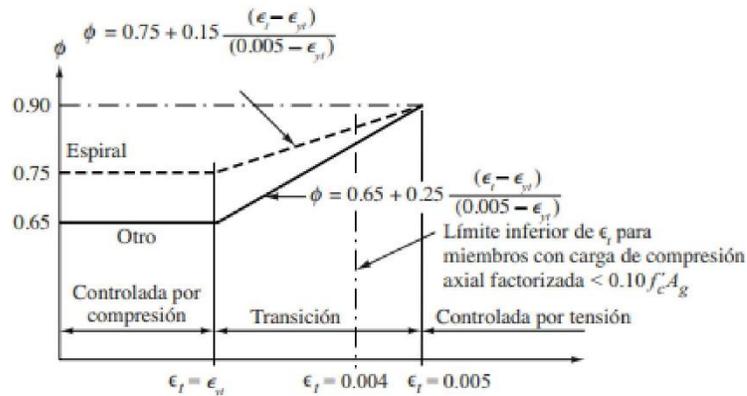
Fuente: McCORMAC, J. C. (2018).

Figura 39 Valor ϕ para otros miembros

$$\phi = 0.65 + (\epsilon_t - \epsilon_{yt}) \frac{0.25}{(0.005 - \epsilon_{yt})} \quad \text{para otros miembros}$$

Fuente: McCormac, J. C. (2018).

Figura 40 Variación de ϕ con deformación unitaria neta en tensión ϵ_T



Fuente: McCormac, J. C. (2018).

- **Resistencia del concreto al esfuerzo cortante**

Si V_u se divide entre el área efectiva de la viga $b_w d$, el resultado se denomina esfuerzo cortante. Este esfuerzo no es igual al esfuerzo de tensión diagonal, sino que sirve meramente como indicador de su magnitud. Por lo que los esfuerzos cortantes medios descritos se multiplicarán por las áreas efectivas de las vigas para obtener fuerzas cortantes totales.

En el análisis, V_n se considera la resistencia nominal o teórico por cortante de un miembro. Esta fuerza es provisional por el concreto y el esfuerzo de cortante:

Figura 41 Fórmula de resistencia nominal

$$V_n = V_c + V_s$$

Fuente:

La resistencia de diseño por cortante de un miembro, ϕV_n es igual a ϕV_c más ϕV_s , que debe ser al menos igual a la fuerza factorizada que se use V_u .

Figura 42 Fórmula de resistencia de diseño

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

Fuente:

La resistencia al cortante suministrada por el concreto, V_c , se considera igual a una resistencia de esfuerzo cortante medio (normalmente $2\lambda f' c$) multiplicando por el área efectiva de la sección transversal del miembro, $b_w d$, en donde b_w es el ancho de una viga rectangular o del alma de una viga T o de una viga I.

Figura 43 Resistencia cortante suministrada

$$V_c = 2\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$$

Fuente: McCormac, J. C. (2018).

- **Resistencia del concreto a la compresión**

La resistencia a la compresión se calcula a partir de la carga de ruptura dividida por el área de la sección que resiste a la carga y se reporta en unidades de libra-fuerza por pulgada cuadrada (psi) en unidades corrientes utilizadas en EEUU o en megapascuales (MPa) en unidades SI.

Los resultados de las pruebas de resistencia a la compresión se emplean fundamentalmente para determinar que la mezcla de concreto suministrado cumpla con los requerimientos de la resistencia especificada, f'_c , en la especificación del trabajo.

En los resultados de prueba es el promedio de por lo menos 2 pruebas de resistencia curadas de manera estándar o convencional elaboradas con la misma muestra de concreto y sometidas en ensayo a la misma edad. En la mayoría de los casos, los requerimientos de resistencia para el concreto se realizaron a la edad de 28 días. (McCormac, J. C., 2018)

No es recomendable utilizar hormigón con resistencia menores de 2.4ksi (2400 psi) en aplicaciones estructurales. Y la resistencia a compresión especificada para el hormigón y los tableros pretensados no deberá ser menor que 4.0ksi (4000 psi). (Miranda, K. 2020)

- **Módulo de ruptura del concreto**

El módulo de rotura del concreto es una medida útil para el diseño de pavimentos de concreto, puesto que las placas del pavimento trabajan principalmente a flexión; de ahí que, en estos casos, la calidad del concreto se especifique indicando su módulo de rotura.

Un módulo de ruptura f_r igual a $7.51\lambda\sqrt{f'_c}$ donde f_r y f'_c están en unidades lb/plg^2 . El término, λ reduce el módulo de ruptura cuando se usan agregados ligeros. (McCormac, J. C., 2018)

El valor λ depende del agregado que se reemplazó con material ligero. Si sólo se reemplaza el agregado grueso (concreto de arena y peso ligero), λ vale 0.85. Si la arena también se reemplaza con material ligero (concreto de peso ligero global), λ vale 0.75. La interpolación lineal está permitida entre los valores de 0.85 y 1.0, así como también de 0.75 a 0.85 cuando se usa el reemplazo parcial con material ligero.

Alternativamente, si se especifica la resistencia a la tensión radial promedio del concreto ligero, f_{ct} , en la Sección 19.2.4.3 del Código ACI 318-14 se define a λ como:

Figura 44 El valor de lamda (λ) para verificar si el concreto es peso ligero o concreto de arena

$$\lambda = \frac{f_{ct}}{6.7\sqrt{f'_{cm}}} \leq 1.0$$

Fuente: McCormac, J. C. (2018)

Donde f'_{cm} es la resistencia al concreto promedio de compresión medida en lb/plg^2 .

Para concreto de peso normal y para concreto que tiene agregado fino de peso normal y una mezcla de agregado ligero y agregado grueso de peso normal, $\lambda=1.0$. El uso de concreto con agregado ligero puede afectar las deflexiones en las vigas, la resistencia al corte, el coeficiente de fricción, las longitudes de desarrollo de las varillas de refuerzo, de los ganchos y el diseño del concreto presforzado. (McCormac, J. C., 2018)

- **Módulo de elasticidad del concreto**

El concreto no tiene un módulo de elasticidad bien definido. Su valor varía con las diferentes resistencias del concreto, con la edad de éste, con el tipo de carga, las características y proporciones del cemento y los agregados.

La sección 19.2.2.1 del Código ACI 318-14 establece que la siguiente expresión puede usarse para calcular el módulo de elasticidad de concretos que pesen entre 90 y 160 lb/plg^3 .

Figura 45 Fórmula de módulo de elasticidad

$$E_c = w_c^{1.5} 33 \sqrt{f'_c}$$

Fuente: McCormac, J. C. (2018)

En la expresión, E_c es el módulo de elasticidad en lb/plg^2 , w_c es el peso del concreto en libras por pie cúbico y f'_c es su resistencia a la compresión especificada a los 28 días en lb/plg^2 . Éste es en realidad un módulo por secante con la línea (cuya pendiente es igual al módulo) trazada del origen a un punto sobre la curva esfuerzo-deformación que corresponde aproximadamente al esfuerzo ($0.45f'_c$) que se tendría bajo las cargas muertas y vivas estimadas que la estructura debe soportar.

Para concreto de peso normal, que pesa aproximadamente 145 lb/plg^3 , el Código ACI establece que la siguiente versión simplificada de la expresión anterior se puede usar para determinar el módulo: (McCormac, J. C. 2018)

Figura 46 Módulo de elasticidad de Concreto de peso normal

$$E_c = 57\,000\sqrt{f'_c}$$

Fuente: McCormac, J. C. (2018)

- **Fricción elástica**

La fricción elástica del concreto es un fenómeno que ocurre cuando hay contacto entre dos superficies de concreto que se desliza entre sí. La fricción elástica se produce debido a la resistencia que se genera entre las superficies de contacto como resultado de la deformación elástica del concreto.

La fricción elástica del concreto es un factor importante para considerar en varios aspectos de la ingeniería civil, especialmente en estructuras que están sujetas a movimientos sísmicos, como puentes y edificios. Para la cohesión se tomará los siguientes valores, c , y factor de fricción, μ :

- Para una losa de hormigón vaciada “*in situ*” sobre hormigón limpio, superficies de vigas, libres de lechada con superficie rugoso a una amplitud de 0.25 pulg:

C=0.28 ksi

$\mu=1.0$

K_i=0.3

K₂=1.8 para concreto de peso normal y **1.3** ksi para hormigón ligero

- Para concreto de peso normal colocado monolíticamente:

C=0.40 ksi

$\mu=1.4$

K₁=0.25

K₂=1.5

- Para concreto liviano colocado monolíticamente, o monolíticamente, contra una superficie de concreto limpio, libre de lechada con superficie rugosa intencionalmente a una amplitud de 0.25 pulg:

C=0.24 ksi

$\mu=1.0$

K₁=0.25

K₂=1.0

- Para concreto de peso normal colocado contra una superficie limpia de hormigón, libre de lechada, con superficie rugosa intencionalmente a una

amplitud de 0.25 pulg:

C=0.24 ksi

$\mu=1.0$

K₁=0.25

K₂=1.5

- Para concreto colocado contra una superficie limpia de concreto, libre de lechada, pero no rugosa intencionalmente:

C=0.075 ksi

$\mu=0.6$

K₁=0.2

K₂=0.8

- Para concreto anclado a acero estructural laminado mediante pernos con cabeza o barras de refuerzo donde todo el acero en contacto con el concreto está limpio y libre de pintura:

C=0.025 ksi

$\mu=0.7$

K₁=0.2

K₂=0.8 (ASSTHO LRFD,2014)

- **Contracción y fluencia lenta del concreto**

Después de que el concreto se ha curado y comienza a secarse, el agua adicional que se usó en el mezclado empieza a aflorar en la superficie, donde se evapora. Como consecuencia, el concreto se contrae y se agrieta. Las grietas resultantes pueden reducir la resistencia a cortante de los miembros y pueden dañar el aspecto de la estructura. La contracción continúa durante muchos años, aunque, bajo condiciones comunes, probablemente 90 % se da durante el primer año. La cantidad de humedad que se pierde varía con la distancia a la superficie.

Bajo cargas de compresión sostenidas, el concreto continuará deformándose durante largos periodos. Después de que ocurre la deformación inicial, la deformación adicional se llama cedencia o fluencia plástica. La magnitud del flujo plástico depende mucho de la magnitud de los esfuerzos presentes. Es casi directamente proporcional al esfuerzo, mientras el esfuerzo sostenido no sea mayor que aproximadamente la mitad de f_c . (McCormac, J. C., 2018)

Otros factores que afectan la magnitud de la fluencia plástica son:

- Cuanto mayor sea el tiempo de curado previo a la aplicación de las cargas, menor será la fluencia plástica. El curado a vapor, que acelera la adquisición de resistencia, reduce también la fluencia plástica.

- Los concretos de alta resistencia manifiestan una menor fluencia plástica que los de baja resistencia, para esfuerzos de la misma intensidad. Sin embargo, los esfuerzos aplicados en concretos de alta resistencia son probablemente mayores que los aplicados en concretos de baja resistencia y este hecho tiende a causar un incremento de la fluencia plástica.
- La fluencia plástica aumenta con la temperatura. Alcanza su valor máximo cuando el concreto está entre 150 y 160 ° F.
- A mayor humedad, menor será el agua de poro libre que pueda escapar del concreto. La fluencia plástica, adquiere un valor casi del doble a 50 % de humedad que a 100 %. Obviamente es muy difícil distinguir entre la contracción y la fluencia plástica. (McCormac, J. C., 2018)

2. Relación modular entre el concreto y acero

El área transformada de concreto se utiliza para calcular las propiedades de la sección compuesta. La relación modular a corto plazo n se utiliza para cargas transitorias y la relación modular a largo plazo $3n$, para cargas permanentes.

En las vigas de hormigón armado, en el rango elástico, posible aplicar la ley de Hooke para ambos materiales considerados, por lo que las deformaciones del hormigón y del acero son las siguientes:

$$\varepsilon_c = \sigma_c / E_c$$

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$$

Donde:

ε_c = Deformación del concreto

ε_s = Deformación del acero

σ_c = Esfuerzo en el concreto

E_c = Modulo de elasticidad del concreto

σ_s = Esfuerzo en el acero

E_s = Módulo de elasticidad del acero

La relación E_c/E_s se denominada la relación modular la cual se representa con la letra n , con la cual se puede obtener las deformaciones en el acero:

$$F_s = nF_c$$

En la expresión anterior, en el rango elástico, es útil para determinar la carga o el momento resistente de una sección. Por ende, se debe de calcular el área de hormigón equivalentes (área trasformada) al área compuesta de hormigón y acero. (Berrio, J. G. R., 2014)

3. Concreto presforzado

El presfuerzo significa la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura o conjunto de piezas, con el propósito de mejorar su comportamiento y resistencia bajo condiciones de servicio y de resistencia. Los principios y técnicas del presfuerzo se han aplicado a estructuras de muchos tipos y materiales, la aplicación más común ha tenido lugar en el diseño del concreto estructural. (ARGOS, 2023)

- **Sistema de concreto postensado**

En postensado los tendones son tensados y anclados en los extremos después de que el elemento ha sido colado y el concreto ha alcanzado suficiente resistencia. Generalmente se coloca un dueto a lo largo de todo el elemento previo a que este sea colado. Los tendones pueden ser preinstalados previo al colado o colocados una vez que el concreto ha endurecido. Posteriormente el dueto es rellenado con *grout* que posteriormente endurece. En muchos casos se utilizan tendones desadheridos en donde la fuerza del concreto es aplicada únicamente en los anclajes. (ARGOS, 2023)

Figura 47 Viga postensada



Fuente: Meza Quintanilla L. (2017),

- **Sistema de concreto pretensado**

El acero de presfuerzo (alambres, torones) es tensado a cierta tensión y anclado a en sus extremos en muertos o moldes muy rígidos. (ARGOS, 2023)

Figura 48 Viga pretensada



Fuente: Meza Quintanilla L. (2017),

4. Esfuerzo permisible en el concreto en elementos preesforzado

El esfuerzo permisible en el concreto en elementos preesforzados es el esfuerzo máximo que el concreto puede soportar sin sufrir. Este esfuerzo se limita para la resistencia a la compresión del concreto y por la posibilidad de agrietamiento. Estos límites se pueden encontrar antes y después de las pérdidas. Cuando las pérdidas se presentan antes en un puente, tendrá un límite para la tensión de $0.65f'_{ci}$, donde f'_{ci} , es la resistencia a la compresión del hormigón en el momento de aplicar la fuerza de los torones (ksi).

Cuando las pérdidas de pretensado se presentan después de aplicar la fuerza de los torones, hay límites para la tensión que se puede generar en el elemento, en donde se debe de seguir las siguientes indicaciones:

- **Excepto en puentes contruidos por segmentos, la tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes**

$$0.45f'_{ci}$$

- **Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante la operación de transporte.**

$$0.60 \phi_w f'_{ci}$$

Donde:

ϕ_w = es el factor de reducción el cual se tomará como 1 si las relaciones de esbeltez de las almas y las alas son menores o igual que 15. (ASSTHO LRFD,2017)

P. Vigas tipo AASHTO

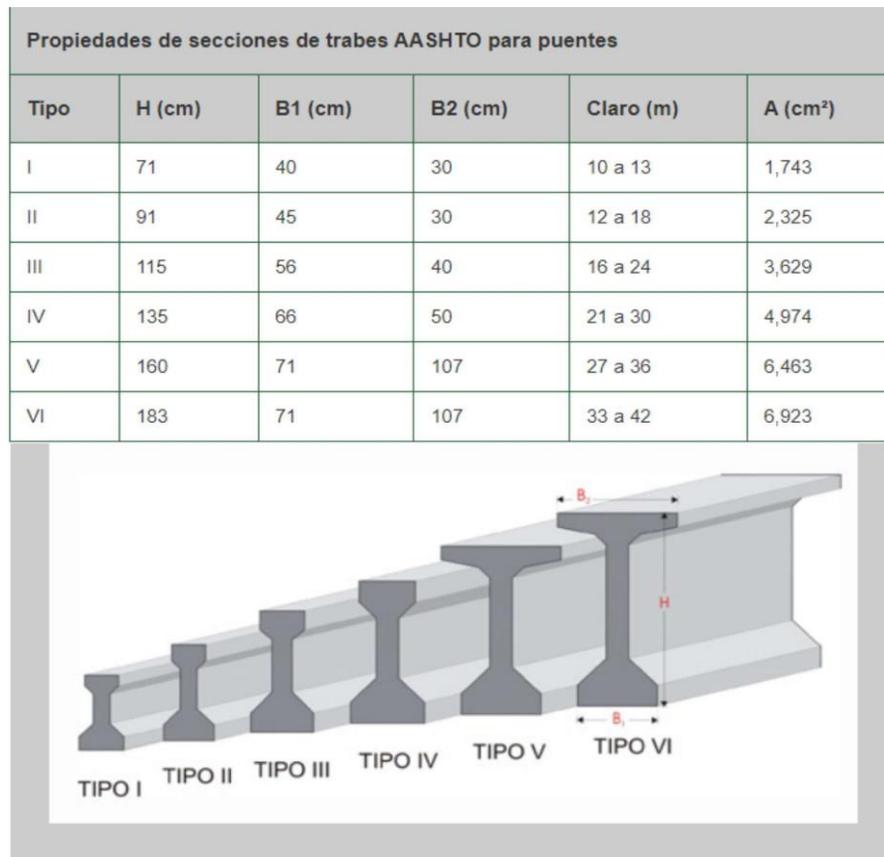
Son vigas de concreto presforzado que se utilizan comúnmente en puentes vehiculares ya que son ideales para soportar cargas grandes en claros de hasta 45m. Las traveses AASHTO pueden ser pretensadas, postensadas o combinadas. Como donde dio a conocer que los claros pueden llegar hasta los 45 metros, pero se recomienda utilizar el pretensado en traveses no mayores de 30m.

Ya que su fabricación se realizará en planta industrial, donde se fabrica en moldes metálicos y se cura el concreto a base de vapor, lo que permite ciclos de colado diario; su producción se realiza bajo un estricto control de calidad. La traveses AASHTO se utilizan comúnmente en puentes de caminos y pasos a desnivel, salvando vías de ferrocarril, barrancas, ríos, etc. (AASHTO LRFD,2014)

1. Vigas AASHTO tipo I.

Son secciones transversales utilizadas usualmente para puentes vehiculares. Su sección se asemeja a un perfil "I" de acero. El patín superior e inferior son más anchos que los equivalentes de una sección de viga AASHTO. (AASHTO LRFD,2014)

Figura 49 Vigas tipo I



Fuente: AASHTO LRFD (2014)

Q. Tipos de torones y sus resistencias

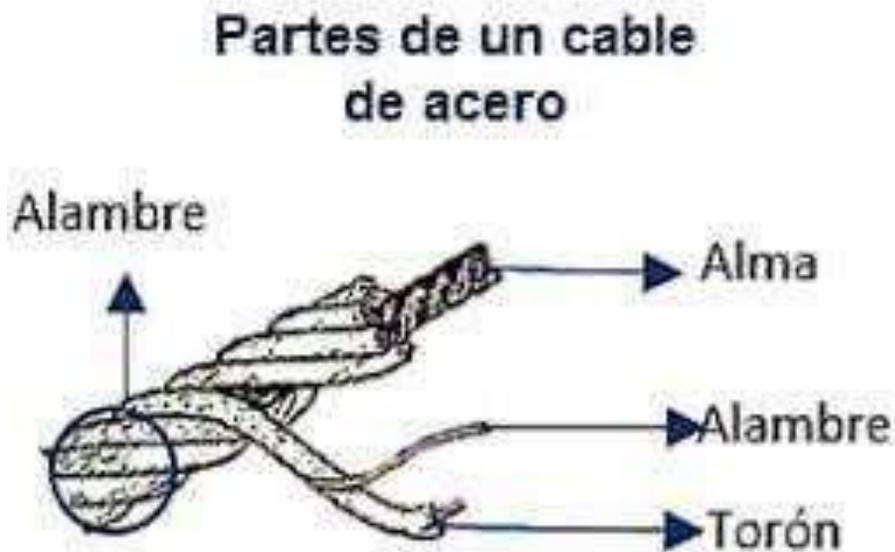
1. Diferentes tipos de torones y sus características

Estos cables de acero forman parte de los elementos que más se han utilizado y los que son de suma importancia en el tema industrial o constructivo. Estos elementos estructurales trabajan bajo esfuerzos de tensión, y están formados por un conjunto de alambres de acero adecuadamente sometidos a varias operaciones para obtener el cable de acero deseado. En su mayor parte se manejan diámetros de cable que varían entre los 20 a 150 milímetros. (Deingenierias.com, 2020)

Partes que componen el torón

Entre los principales elementos que conforman un cable de acero podemos nombrar a tres:

Figura 50 Partes que conforman un torón



Fuente: Deingenierias.com (2020)

Alambre:

Los alambres son los elementos más básicos y además materia prima para la fabricación de cables de acero, puede ser de gran variedad y acabados, como alambres negros, recubiertos, galvanizados, inoxidables, etc. Generalmente pertenecen a los aceros con alto porcentaje de carbono ya que están pensados para soportar grandes cargas de tensión; de acuerdo a las aplicaciones de los cables resultantes, los alambres pueden tener entre 0.6 y 0.8 mm de diámetro aproximadamente. (Deingenierias.com, 2020)

Torón o cordón:

El torón consiste en un enrollamiento de forma helicoidal formado por un número limitado de alambres enrollados alrededor de un elemento central, los torones a la vez sirven para formar un cable altamente resistente. (Deingenierias.com, 2020)

Los torones son fabricados con siete alambres relevados de esfuerzo y estirados en fríos, 6 torcidos alrededor de un séptimo alambre de diámetro ligeramente mayor. Las propiedades mecánicas del torón varían con respecto a las del alambre individual, debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se aplica tensión. (Reinoso, Andrea, 2020)

Alma:

Se conoce con este nombre al elemento central que sirve como soporte a los torones cuando estos son enrollados helicoidalmente sobre el alma para formar un cable de acero de alta resistencia. Además del acero, también se pueden emplear materiales tipo fibra como el polipropileno para fabricar almas para cables. (Deingenierias.com, 2020)

Tipos de torones en cables de acero:

- **Torón de capa simple:**

se trata de un cordón básico, generalmente formado por un alambre central y 6 alambres que lo rodean helicoidalmente. Su estructura más común es $1+6=7$.

Figura 51 Vista de un torón simple



Fuente: Deingenierias.com (2020)

- **Torón Seale:**

Este tipo de cordón posee dos capas de alambres enrollados sobre un alambre central, por lo general, la segunda capa posee alambres más gruesos que los de la primera capa, de tal manera que poseen mayor resistencia a la abrasión. La estructura más común es de un alambre central, 9 alambres en la primera capa y otros 9 en la segunda capa, por lo que finalmente se tiene un torón de 19 alambres.

Figura 52 Vista de un torón Seale



Fuente: Deingenierias.com (2020)

- **Cordón Filler:**

Este tipo de cordón además de dos capas de alambre posee una capa intermedia con hilos delgados que rellenan los espacios que quedan entre las capas de alambre, este tipo de cordón posee una mayor sección transversal y es resistente a esfuerzos de aplastamiento. Su estructura es básicamente un alambre central sobre ella va enrollada 6 alambres, sobre el enrollamiento se agrega otros 6 hilos delgados y finalmente se cubre con una capa de 12 alambres, sumando en total 25 alambres en el cordón.

Figura 53 Vista de un torón Filler



Fuente: Deingenierias.com (2020)

- **Cordón Warrington:**

Este tipo de torón posee dos capas, se diferencia de otros por la particular estructura en su última capa, pues los alambres son de distintos diámetros y se intercalan, de tal manera que su estructura también está formada por un alambre central, 6 alambres en su primera capa y en su segunda capa posee 12 alambres de dos diámetros diferentes que se intercalan, haciendo un total de 19 alambres.

Figura 54 Vista de un torón Warrington



Fuente: Deingenierias.com (2020)

- **Torón Warrington Seale:**

Este es un fantástico torón con varias capas, una combinación monumental de Seale y Warrington, compuesto por alambres delgados y gruesos seleccionados tan cuidadosamente, los alambres delgados aportan flexibilidad a los cordones, mientras los alambres gruesos de añaden un gran toque de resistencia a la abrasión. Con respecto a su estructura, generalmente están formados por un alambre central, con 7 alambres en la primera capa, en la siguiente capa cuenta un total de 14 alambres de distintos diámetros intercaladas y finalmente posee 14 alambres de igual grosor en su última capa, de esa manera suma un total de 36 alambres.

Figura 55 Vista de un torón Warrington Seale



Fuente: Deingenierias.com (2020)

2. Dimensiones de los torones

El torón terminado se clasifica con el diámetro nominal, en milímetros, como se indica en la Tabla 2 de esta Norma, con una tolerancia para los torones grado 176, de más menos cero coma cuarenta ($\pm 0,40$) milímetros y para grado 190, de más cero coma sesenta y seis ($+0,66$) a menos cero coma quince ($-0,15$) milímetros. (SCT, 2004)

Figura 56 Diámetro nominal, diferencia mínima entre alambre central y alambres exteriores, área nominal, masa nominal

Diámetro nominal del torón mm	Diferencia mínima entre el diámetro del alambre central y el diámetro de cualquier alambres exterior mm	Área nominal del torón mm ²	Masa nominal kg/m
Grado 176			
6,35	0,025	23,22	0,182
7,94	0,038	37,42	0,294
9,52	0,051	51,61	0,405
11,11	0,063	69,68	0,548
12,70	0,076	92,90	0,730
15,24	0,102	139,35	1,094
Grado 190			
9,52	0,051	54,84	0,432
11,11	0,063	74,19	0,582
12,70	0,076	98,71	0,775
15,24	0,102	140,00	1,102

Fuente: Secretaría de comunicaciones y transporte (2004)

3. Resistencia a la tensión

La resistencia a la tensión del torón terminado, determinada de acuerdo con lo indicado en el Manual M-MMP-2-03-002, Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos, cumplirá con los requisitos de resistencia a la ruptura indicados en la siguiente tabla: (SCT, 2004)

Figura 57 Resistencia a la ruptura para torones

Diámetro nominal del torón mm	Carga inicial	Carga mínima para alargamiento del 1 %	Unidades en N (kg)
			Resistencia a la ruptura mínima
Grado 176			
6,35	4 000 (408)	34 000 (3 466)	40 000 (4 077)
7,94	6 500 (663)	54 700 (5 576)	64 500 (6 575)
9,52	8 900 (907)	75 600 (7 706)	89 000 (9 072)
11,11	12 000 (1 223)	102 300 (10 428)	120 100 (12 242)
12,70	16 000 (1 631)	136 200 (13 884)	160 100 (16 320)
15,24	24 000 (2 446)	204 200 (20 815)	240 200 (24 485)
Grado 190			
9,52	10 200 (1 040)	87 000 (8 869)	102 300 (10 428)
11,11	13 800 (1 407)	117 200 (11 947)	137 900 (14 057)
12,70	18 400 (1 876)	156 100 (15 912)	183 700 (18 726)
15,24	26 100 (2 661)	221 500 (22 579)	260 700 (26 575)

Fuente: Secretaría de comunicaciones y transporte (2004)

El límite de fluencia mínimo del torón terminado, determinado por el método de deformación bajo carga para una deformación del uno (1) por ciento, no será menor del ochenta y cinco (85) por ciento de la resistencia de ruptura mínima indicada en la tabla

3 de esta Norma, según su diámetro nominal.

4. Propiedades de los torones

Figura 58 Torones de siete alambres

Diámetro Nominal		Resistencia a la ruptura		Área Nominal del Torón	
pulg	mm	Lb	kN	pulg ²	mm ²
GRADO 250					
0.250	6.35	9,000	40.0	0.036	23.22
0.313	7.94	14,500	64.5	0.058	37.42
0.375	9.53	20,000	89.0	0.080	51.61
0.438	11.11	27,000	120.1	0.108	69.68
0.500	12.70	36,000	160.1	0.144	92.90
0.600	15.24	54,000	240.2	0.216	139.35
GRADO 270					
0.375	9.53	23,000	102.3	0.085	54.84
0.438	11.11	31,000	137.9	0.115	74.19
0.500	12.7	41,300	183.7	0.153	98.71
0.600	15.24	58,600	260.7	0.217	140.00

Fuente: Reinoso, Andrea (2014)

5. Varillas de acero de aleación.

En las varillas de aleación de acero, se obtiene la alta resistencia introduciendo, durante la fabricación, ciertos elementos de enlace, como el manganeso, silicón y cromo. Adicionalmente, se realiza trabajo en frío para aumentar su resistencia.

Figura 59 Varillas de aleación de acero

Diámetro nominal		Área nominal de la varilla		Resistencia a la ruptura	
Pulg	mm	Pulg ²	mm ²	Lb	kN
GRADO 145					
1/2	12.7	0.196	127	28,000	125
5/8	15.88	0.307	198	45,000	200
3/4	19.05	0.442	285	64,000	285
7/8	22.23	0.601	388	87,000	387
1	25.40	0.785	507	114,000	507
1 1/8	28.58	0.994	642	144,000	641
1 1/4	31.75	1.227	792	178,000	792
1 3/8	34.93	1.485	957	215,000	957
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059
GRADO 160					
1/2	12.7	0.196	127	31,000	138
5/8	15.88	0.307	198	49,000	218
3/4	19.05	0.442	285	71,000	316
7/8	22.23	0.601	388	96,000	427
1	25.40	0.785	507	126,000	561
1 1/8	28.58	0.994	642	159,000	708
1 1/4	31.75	1.227	792	196,000	872
1 3/8	34.93	1.485	958	238,000	1059

Fuente: Reinoso, Andrea (2014)

Los aceros de preesfuerzo no presentan un esfuerzo de fluencia bien definido. Para alambres redondos el límite se encuentra alrededor de las 200 kilo-libras/pulg² y su esfuerzo de falla es 1720 KN/rn². Los alambres muestran una fluencia gradual, aunque la curva continúa elevándose hasta la fractura del acero y su deformación en la falla es mucho menor que la de un acero de refuerzo (Reinoso, Andrea, 2020)

6. Agrietamiento

Resistencia a la Tensión de Productos Metálicos, cumplirá con los valores indicados en esta Fracción, considerando lo siguiente:

- El alargamiento total del torón bajo carga, será como mínimo del tres coma cinco (3,5) por ciento, con base a una longitud calibrada de seiscientos diez (610) milímetros.
- Cuando las probetas que se rompan fuera de la zona calibrada y que cumplan

con los valores mínimos establecidos, se considerará que satisfacen los requisitos de alargamiento.

- Si se cumple con el requisito de alargamiento mínimo antes de la ruptura, no será necesario determinar el valor de alargamiento hasta la carga de ruptura. (SCT, 2004)

R. Límites de tensión para acero pretensado

Los límites de tensión para el acero pretensado varían según las normas de diseño y construcción especificadas del país y el tipo de acero utilizado. En relación con la tensión en el acero pretensado, por lo general, la tensión de diseño en el acero pretensado suelo estar en el rango de 0.6 a 0.8 veces la resistencia última del acero pretensado. Esto se hace para garantizar un factor de seguridad adecuado. (Ricaldoni, J., 2018)

En relación en la tensión en el concreto debajo de los anclajes de pretensado generalmente se mantiene en un rango de 1.5 a 2.5 MPa.

Figura 60 Límites para acero pretensado

Condición	Tipo de tendón		
	Plano Barras de alta resistencia	Hebra de baja relajación	Barras deformadas de alta resistencia
Pretensado			
Inmediatamente antes de la transferencia (f_{pbt})	$0.7f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	--
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.8f_{py}$	$0.8f_{py}$	$0.8f_{py}$
Postensado			
Antes de sentarse, se puede permitir una f_{pbt} de corta duración	$0.9f_{py}$	$0.9f_{py}$	$0.9f_{py}$
En anclajes y acopladores inmediatamente después del anclaje	$0.7f_{pu}$	$0.7f_{pu}$	$0.7f_{pu}$
En cualquier otro lugar a lo largo del miembro, lejos de anclajes y acopladores inmediatamente después de anclaje	$0.7f_{pu}$	$0.7f_{pu}$	$0.7f_{pu}$
En este límite de servicio después de pérdidas (f_{pe})	$0.8f_{py}$	$0.8f_{py}$	$0.8f_{py}$

Fuente: AASHTO (2017) Tabla 5.9.2.2-1.

Las barras sin recubrimiento, de baja relajación, de siete hilos o las barras lisas o deformadas y sin recubrimiento de alta resistencia deben cumplir con cualquier de las siguientes normas de materiales:

- **AASHTOM 203/M 203M (ASTM A416/A416M)**
- **AASHTOM 275/M 275M (ASTM A722/A722M)**

Los requisitos para estos aceros pueden tomarse como se especifica en la Tabla 5.4.4.1-1 de AASHTO LRFD 2017.

Figura 61, Propiedades de torones y barras de pretensado

Material	Grado o tipo	Diametro (pulg)	Resistencia a la tracción f_{pu} (ksi)	Límite Elástico f_{py} (ksi)
Hebra	270 ksi	0.375 a 0.6	270	90 % de f_{pu}
Varilla	Tipo 1, listo	0.75 a 1.375	150	85% de f_{pu}
	Tipo 2 deformado	0.625 a 2.5	150	80% de f_{pu}

Fuente: AASHTO (2017) Tabla 5.4.4.1.1.

1. Límites de tensiones de tracción en hormigón pretensado en estado límite de servicio después de pérdidas

Para la combinación de cargas de servicio longitudinal que involucra esfuerzos de tensión de carga de tráfico en miembros con tendones de pretensado adheridos o no adheridos, se debe investigar utilizando la combinación de carga Servicio III. Combinaciones de cargas de Servicio I debe ser investigado para combinación de cargas que involucren cargas de tráfico en análisis transversal de viga de puente tipo caja.

Figura 62 Límites de tensiones de tracción en hormigón pretensado en estado límite de servicio después de pérdidas

Tipo de puente	Ubicación	Límites de Estrés
Puentes distintos de los construidos segmental mente. Estos límites pueden usarse para concreto de peso normal con resistencias a la compresión del concreto para uso de diseño de hasta 15.0 ksi y concreto liviano de hasta 10 ksi.	<u>Tensión en las zonas de tracción pre comprimida, asumiendo secciones no fisuradas.</u> <ul style="list-style-type: none"> Para componentes con tendones o refuerzo de pretensado adheridos que estén sujetos a no peores que condiciones de corrosión moderada. 	$0.19\lambda v f'c \leq 0.6(\text{ksi})$
	<ul style="list-style-type: none"> Para componentes con tendones de pretensado adheridos o refuerzo que están sujetos a condiciones corrosivas severas. Para componentes con tendones de pretensado no adheridos. 	$0.0948\lambda v f'c \leq 0.3(\text{ksi})$ Sin Tensión
Puentes construidos segmental mente Estos límites pueden usarse para concreto de peso normal con resistencias a la compresión del concreto para uso de diseño de hasta 15.0 ksi y concreto liviano de hasta 10 ksi.	<u>Esfuerzos longitudinales a través de juntas en la zona pre comprimido de tracción</u> <ul style="list-style-type: none"> Juntas con refuerzo auxiliar adheridos mínimos a través de las juntas, suficiente para soportar la fuerza de tracción longitudinal calculada con una tensión de 0.5; tendones internos. Articulaciones sin mínimo auxiliar refuerzo mediante juntas. 	$0.0948\lambda v f'c \leq 0.3(\text{ksi})$ Sin Tensión
	<u>Esfuerzo Transversal</u> <ul style="list-style-type: none"> Tensión en dirección transversal en pre comprimido zona de tracción 	$0.0948\lambda v f'c \leq 0.3(\text{ksi})$
	<u>Tensiones en otras áreas</u> <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin refuerzo adherido En áreas con refuerzo en el concreto calculada, suponiendo una sección no fisurada, donde el refuerzo se proporciona usando una tensión de 0.5, que no debe exceder 30.0 ksi 	Sin tensión $0.192 (\text{ksi})$

Fuente: ASSHTO, (2017) Tabla 5.9.2.3.2b-1.

S. Pérdidas de pretensado

Como se sabe, los esfuerzos generados en los elementos no permanecen de manera constante, por lo que genera ciertas pérdidas dentro del mismo. Todas estas pérdidas pueden ser instantáneas o diferidas. Los valores de pérdida de pretensado serán aplicables únicamente al concreto de peso normal y pueden usarse para resistencia a la compresión del concreto para uso en diseño de hasta 15.0 ksi. Las pérdidas de pretensado en elementos construidos y pretensados en una sola etapa en relación con el estrés, inmediatamente antes de la transferencia, puede ser tomados como: (ASSTHO LRFD,2017)

- **En miembros pretensados:**

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

- **En miembros postensados:**

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Donde:

Δf_{pT} = pérdida total (ksi)

Δf_{pES} = Suma de todas las pérdidas o ganancias debidas al acortamiento o extensión elástica en el momento de la aplicación del pretensado y/o externo.

Δf_{pLT} = Pérdida debido a la contracción y fluencia a largo plazo de

Δf_{pF} = pérdida por fricción

Δf_{pA} = pérdida por juego de anclaje (ksi)

1. Acortamiento elástico

La pérdida por acortamiento elástico se refiere a la pérdida de energía que ocurre cuando un material se deforma y luego recupera su forma original debido a tensiones elásticas. Cuando se le aplica una fuerza a un material elástico, este se deforma temporalmente en la dirección de la fuerza. A medida que se aplica más fuerza, la deformación aumenta. Durante este proceso de deformación y recuperación elástica, se produce una pérdida en forma de calor debido a la fricción interna y la conversión de energía mecánica en energía térmica. Por lo que en elementos pretensados se considera como: (Collins, M. P. 1997)

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp}$$

Donde:

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi)

E_{ct} = Módulo de elasticidad del hormigón en transferencia o tiempo de aplicación de la carga (ksi)

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debido a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y el peso propio del miembro en la sección de momento máximo (ksi). (AASHTO LRFD, 2017)

El cambio en la tensión del acero de pretensado debido a las deformaciones elásticas

de la sección se puede determinar para cualquier carga aplicada. el cambio resultante puede ser una pérdida, en el momento de la transferencia, o una ganancia, en el momento de la aplicación de la carga superpuesta. Por lo que si se quiere calcular el Δf_{pES} de una manera más detallada se debe utilizar la ecuación C5.9.3.2.3a-1, para diversas condiciones de carga: (AASHTO LRFD, 2017)

Figura 63 Fórmula de pérdida de cambio en la tensión de pretensado

$$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} \cdot f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

Fuente: AASHTO LRFD (2017)

Donde: A_{ps} = Área de acero de pretensado (plg^2)

A_g = Área gruesa de la viga simple (plg^2)

E_{ci} =Módulo de elasticidad del hormigón en el momento de la transferencia (ksi)

E_p = Módulo de elasticidad del acero de pretensado (ksi)

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debido a la fuerza de pretensado inmediatamente después de la transferencia y el peso propio del miembro en la sección de momento máximo (ksi)

f_{pbt} = Esfuerzo del acero de pretensado inmediatamente en el momento de transferencia (ksi)

I_g = Momento de inercia de la viga en sección simple (plg^4)

M_g = Momento al centro de la luz creado únicamente por el peso propio de la viga (kip*in)

T. Sistema de pretensados

Los equipos para pretensados ofrecen varios beneficios, tanto en la producción, operación como en la seguridad, proporcionando un ahorro de acero y mano de obra debido al acunamiento delantero automático. El pretensado puede usarse en la obra cuando se requiera de un gran número de unidades similares prefabricadas, pero normalmente se lleva a cabo en la planta donde ya han sido previamente construidas mesas permanentes de tendados.

Las estructuras con pretensados tienen varias ventajas, como una mayor capacidad de carga, una mayor resistencia a las tensiones y la reducción de la deformación en comparación con las estructuras convencionales de concreto armado. El pretensado también permite la construcción de elementos más delgados y livianos, lo que puede resultar

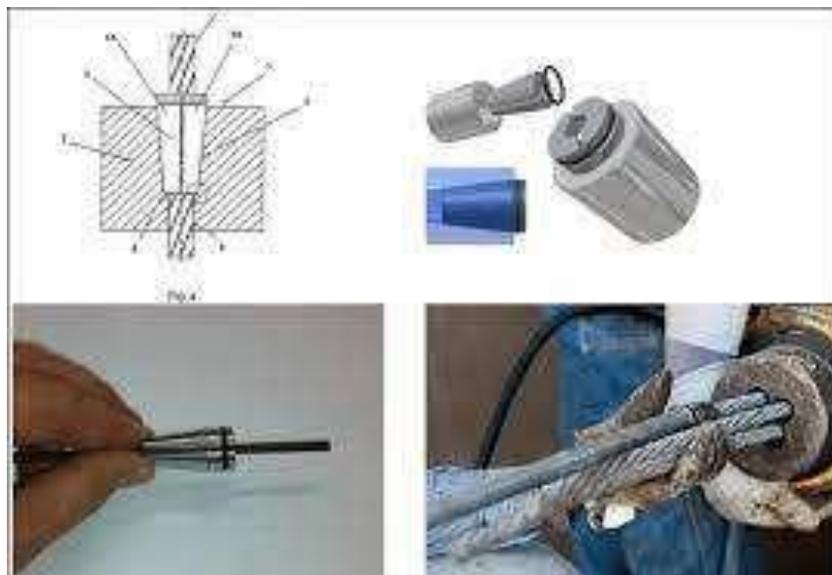
en ahorro de materiales y costos. Algunos ejemplos comunes de estructuras que utilizan sistemas de pretensado son puentes, losas de pisos, vigas y columnas de edificios, y otros elementos donde se requiere una alta resistencia y una capacidad de carga eficiente.

1. Procedimiento

Los tendones de acero se tensan entre las placas de anclajes situadas en cada extremo de una mesa larga de tensado. Dichas placas se encuentran soportadas por grandes secciones de acero ahogadas en un macizo de concreto en cada extremo de la superficie de colado. En uno de los extremos, la placa de anclaje se apoya directamente en las viguetas de acero soportantes, denominadas apoyo fijo. (Mariño, 2014)

Las placas de anclaje son placas gruesas de acero con agujeros por donde los alambres o torones pueden introducirse y anclarse. Los extremos de cada unidad tienen un tope que se taladra de acuerdo con la colocación de los tendones requeridos del diámetro de los alambres torones utilizados.

Figura 64 Elementos principales de anclajes



Fuente: Mariño (2014)

Los torones o alambres se arrastran a todo lo largo de la mesa de tensado, enhebrándoles en los toques y las placas de anclaje que finalmente se sujetan al apoyo fijo. En otro extremo de la mesa, el tensado se inicia una vez que hayan sido colocados los alambres. Los cables se estiran para levantarlos de la mesa y aplicar la carga.

En el pretensado, la adherencia entre acero tensado y el concreto es de vital importancia y en ésta debe preverse que el acero quede libre de cualquier material, tal como el aceite o grasa de los moldes, que infiltren don la adherencia. Por lo que para el concreto pueda abarcar toda la sección del acero, este se debe de vibrar.

Una vez el concreto ha adquirido suficiente resistencia, los puntales provisionales son sustituidos por los gatos que pueden irse aflojando lentamente. Como el acero tensado tiende a regresar a su longitud original, la adherencia al concreto evita que suceda esto, por lo que provoca que el concreto quede sometido a compresión. (Mariño, 2014)

2. Métodos de sistemas de pretensados

Es el conjunto de materiales y equipos que, siguiendo una metodología normada, tienen como objetivo introducir presfuerzos en elementos de hormigón de alta resistencia, llamándose hormigón presforzados al conjunto hormigón y presfuerzo. En donde los métodos que más destacan son los siguientes:

- **Método de Freyssinet:**

Esta es una compañía francesa, pioneros en los sistemas de presfuerzo, cuentan con un centro de ensayos (en el que destacan un banco de tracción de 2000 toneladas) y un laboratorio de formulación para la lechada de pretensado. En relación con la norma en la cual se rigen, dicha compañía está en posesión de la Aprobación Técnica Europea (ATE) no. ETA 06/0226 para el sistema de pretensado que incluye las gamas de anclajes: (Mariño, 2014)

1. C para los cables de 3 a 55 cordones.
2. F para los cables de 1 a 4 torones.

- **Método de CCL:**

Presenta varias alternativas todas ellas con cable. El tensado puede ser por cable o simultáneo del cable o simultaneo del conjunto de ellos. En donde el anclaje vivo o de tiro u se advierten las cuñas de anclajes de cada cable, la placa de trasmisión del esfuerzo y la unidad tubular que trasmite el hormigón. (Alarcón, 2016)

- **Método de DSI-DYWIDAG:**

El sistema utiliza una barra de acero de alta resistencia de diámetro entre 12 y 32mm. En donde la calidad del acero es según los diámetros y tiene resistencia de 105 al 40 dN/mm^2 . También se debe de tomar en cuenta que la fuerza es transmitida a la placa de apoyo por medio de una tuerca que se ajusta al extremo roscado a la barra. El tensado se realiza individualmente por barra y la fuerza oscila entre 31 y 45 toneladas. (Alarcón, 2016)

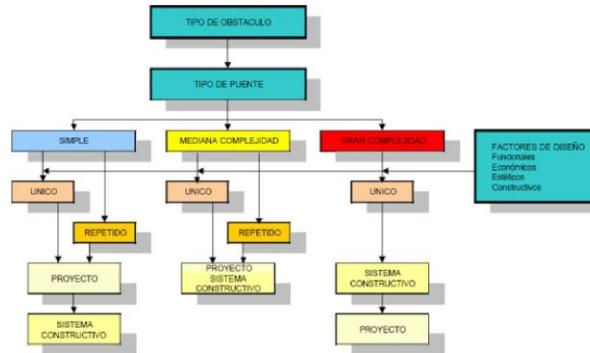
U. Sistema constructivo

Un sistema constructivo es definido como el conjunto de elementos que son utilizados para trabajar entre sí para la creación de una estructura compleja. En relación a los puentes, resultado condicionado por el procedimiento constructivo, debido a que el

proyecto se desarrolla con anticipación, previendo la utilización de determinados sistemas constructivos.

Factores que inciden en la elección del sistema constructivo:

Figura 65 Cuadro conceptual de los factores que se deben de tomar en cuenta para la elección del sistema constructivo



Fuente: Pérez, A.C. (2008)

1. Interior de transporte

Durante el proceso constructivo se decide si los elementos serán prefabricados en planta fija, o móvil o a pie de obra. En condiciones normales, es aceptable que una obra que esté a menos de 350 Km. tenga un costo por transporte del 10 al 20 por ciento del costo total de los prefabricados.

Existen dos tipos de fletes: los que por sus características de peso y dimensiones se ejecutan con equipo de transporte ordinario y los que exceden el peso y dimensiones permitidos en las normas y reglamentos federales. Los primeros se realizan con camiones o tractocamiones y plataformas, y los segundos con equipos de transporte especializado. Por los riesgos que implican el exceso de peso y dimensiones. (Pérez, A.C., 2008)

Equipos de transporte:

- **Tractocamión (T):**

Vehículo automotor destinado para soportar y arrastrar semirremolques y remolques, se utilizan vehículos con motores diesel de 300 a 450 HP.

- **Semirremolque (S):**

Vehículo o plataforma sin eje delantero unido a un tractocamión de manera que sea jalado y parte de su peso sea soportado por este. Es posible también utilizarlos separados del tractocamión, pero unidos a través de grandes dimensiones.

- **Remolque (R):**

Vehículo o plataforma con eje delantero y trasero no dotado de medios de propulsión y destinado a ser jalado por un vehículo automotor o acoplado a un semirremolque.

- **Módulo (M):**

Plataformas acoplables longitudinal y lateralmente, con ejes direccionales y suspensión hidráulica o neumática.

- **Grúa industrial (GI):**

Máquina de diseño especial auto propulse o montada sobre un vehículo para efectuar maniobras de carga, descarga, montaje y desmontaje. (Pérez, A.C., 2008)

2. Montaje.

En las obras prefabricadas, el montaje representa entre 10 - 30 % del costo total de la obra, por lo tanto, mientras mayor sea el volumen de la obra, menor será el costo relativo del montaje. Los equipos de montaje por ser especializados y de gran capacidad, los costos horarios son elevados.

Para seleccionar un equipo hay que considerar, entre otras cosas, la capacidad nominal con la que se le denomina comercialmente a una grúa es la carga máxima que soportará, pero con el mínimo radio y a la menor altura. Es obvio que la capacidad nominal de una grúa siempre tendrá que ser mayor que la carga más grande a mover. (Pérez, A.C., 2008)

Los rangos de capacidad se basan en condiciones ideales:

- Nivel de piso firme
- Viento en calma
- No llevar la carga lateralmente ni balanceándose
- Buena visibilidad
- Buena visibilidad
- La maquinaria debe estar en buenas condiciones

3. Maquinaria para montaje

Los equipos de montaje para elementos prefabricados los podemos dividir en dos grupos:

- **Telescópicas estructurales:**

Tienen mayor precisión ya que poseen una función más al extender su pluma y, por lo mismo, pueden introducirla en lugares inaccesibles para una pluma rígida. Estas

grúas se dividen en:

Montadas sobre camión. En general las grúas telescópicas de menos de 140 toneladas pueden transitar completas y listas para trabajar llegando a la obra, sobre todo, las montadas sobre camión.

Autopropulsadas o todo terreno. Tienen mayor movilidad por su menor tamaño y porque poseen dirección en ambos ejes, además de que pueden transitar con cierta carga sobre los neumáticos; sin embargo, para tránsitos largos requieren de un tractocamión con cama baja para su traslado, lo que incrementa el costo. El mantenimiento en el sistema hidráulico de estas grúas debe ser más riguroso porque la pérdida de presión complicará las maniobras.

- **Grúas estructurales o de celosía:**

Superan a las anteriores en capacidad, ya que su pluma es mucho más ligera y trabaja en compresión y no a flexión; sin embargo, en tránsitos largos, deberán contar con tractocamiones para transitar los accesorios, de tal forma que al llegar y al salir de una obra requieren de tiempo y espacio para armar contrapesos y la longitud de pluma necesaria. Normalmente están montadas sobre camión, el cual cuenta con el sistema hidráulico de gatos para estabilizarse. También existen sobre orugas que pueden hacer traslados muy cortos, pero con toda la carga, mientras que las montadas sobre camión no pueden transitar con toda la carga.

4. Juntas y conexiones

Donde quiera que se ensamblen elementos de concreto precolado en una estructura, deben diseñarse y ejecutarse las juntas y conexiones de modo que funcionen continuamente a lo largo de vida de la estructura, de la manera que se proyectó en el diseño; en otras palabras, si la conexión es para una junta de expansión, debe asegurarse la libertad de movimiento, sin importar el movimiento externo, las cargas o los efectos del tiempo. (Pérez, A.C., 2008)

Juntas:

Muchas de las dificultades que se han presentado durante el uso del concreto pretensado y postensado tiene su origen en las juntas de construcción; las caras de concreto de dichas juntas deben prepararse adecuadamente, para que presenten una superficie áspera que pueda transmitir el cortante.

Las juntas deben detallarse de modo que se cumplan los requisitos de diseño para la transmisión del aplastamiento y el cortante; su construcción e inspección deben ser fáciles bajo las condiciones reales del lugar de la obra. Si existen juntas entre segmentos precolados que estén sujetas a inversión de esfuerzos en cualquier sección, según el criterio de diseño, deben detallarse para restringir adecuadamente el movimiento y deben contar con material flexible en los bordes, para evitar descascamientos o fatiga. (Pérez, A.C., 2008)

Conexiones:

Conexiones para miembros de concreto precolados y postensados, en edificios. Los materiales que se usan en las conexiones consisten en ensambles de acero estructural (ángulos, placas y barras), acero de refuerzo (de diferentes grados y puntos de cedencia), tendones de presfuerzo (de alambre, torones y varillas especiales), materiales epóxicos (y compuestos orgánicos similares), lechada de cemento, concreto y neopreno. La distribución de esfuerzos dentro de los detalles de conexión es muy compleja y requiere de un análisis cuidadoso en vista del criterio total de diseño.

En el caso de las estructuras prefabricadas, los efectos de las variaciones en la fabricación y el montaje, o los asentamientos diferenciales, o los movimientos térmicos, se concentran en las juntas.

La mayor parte de las dificultades y problemas que se presentan en los ensambles de concreto precolado y presforzados para edificios se encuentran en las conexiones.

V. METODOLOGÍA

El desarrollo del trabajo está enfocado en el diseño de un puente con un sistema hiperestático en Guatemala; se hizo una investigación con fuentes primarias que tengan relación con el tema de puentes, para la relación de los resultados obtenidos. Al igual se investigó sobre las estructuras hiperestáticas e isostáticas para las suposiciones de la dimensión y geometría que los componen.

Guatemala cuenta con la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), la cual tiene como objetivo el promover la investigación en el campo estructural. Esta asociación con varias normas, para el tema relacionado con puentes, se utiliza la Norma de Seguridad Estructural (NSE) 5.2, la cual da a conocer las características de los puentes como el tamaño y la altura limitadas de estos. Respecto al tema internacional, para complementar la información requerida sobre el análisis estructural se usó como referencia la AASHTO LRDF 2017.

Con respecto a la información, esta ayudará a comprender de mejor manera todas las ventajas y desventajas que trae el implementar este tipo de puentes en Guatemala. Los diferentes estudios y análisis que se hicieron ayudarán a presentar los diferentes procesos que se deben realizar en el diseño de un puente, para que dicho análisis ayuda a poder entender la factibilidad técnica y ambiental de la obra. Todos los cálculos obtenidos con la ayuda de la hoja de cálculo serán colocados en un software como SAP2000 para que este programa muestra el comportamiento del puente al momento de recibir alguna carga externa a su propio peso y que puntos son más críticos para reforzar.

Para la integración de cargas, se tomarán las cargas vivas y muertas. En relación con las cargas muertas, estas se tornaron en cuenta: las barreras de vehículos, carpeta de rodadura, peso propio de las vigas y para agregar unas solicitaciones extras, se agregará el peso muerto de 5 centímetros de carpeta asfáltica. Por otro lado, para la integración de las cargas vivas, se tornaron un tren de carga más pesado de las dos normas utilizadas, siendo el camión HS-25, las cuales necesitan de un análisis para encontrar sus demandas máximas con la ayuda de la implementación de líneas de influencia para vigas hiperestáticas.

En la sumatoria de las cargas, en relación a las cargas muertas, estas se toman de manera lineal en relación al ancho tributario de cada viga. Por ende, para la sumatoria de las cargas vivas, ya que estas están en constante movimiento. Se seleccionaron tres tramos de vigas pretensada con longitud variable menores a 20 metros cada una, donde dicho puente cuenta con 10 metros de longitud transversal, soportando por cinco vigas AASHTO tipo VI. En dicho puente se tomaron en cuenta las barreras vehiculares, con una acera de 1 metro en cada extremo y la losa de rodadura que se supuso de 20 centímetros.

Las longitudes de los tres tramos son de 15 metros el primero, 17 metros el intermedio y 19 metros el último. En los cálculos preliminares se obtuvieron los esfuerzos a compresión del concreto, grados de aceros, diámetros de torones y las densidades de los diferentes materiales que componen la estructura.

Una vez el *software* genere los resultados, estos serán verificados con una hoja de cálculo realiza en Excel o Mathcad, para poder comparar que los datos generados en el programa sean lo más parecido a los obtenidos en la hoja de cálculos. Cabe resaltar que algunos resultados varían, por lo que siempre hay que enfocarse en los datos obtenidos en la hoja de cálculo. En relación con la representación del modelo, se presentarán con los resultados de los softwares mencionados, el cual, aparte de tener una buena vista de este, se podrá observar donde son los puntos críticos del puente y los diferentes diagramas de corte y momento con la implementación de las líneas de influencia para cada apoyo del puente o algún punto en específico que se quiere saber.

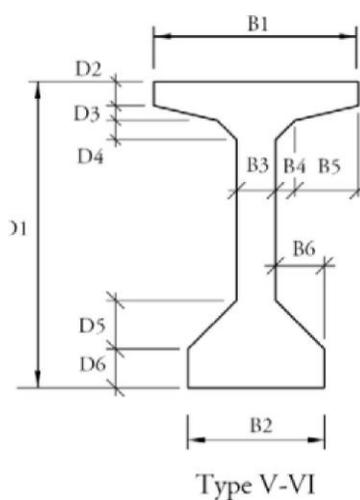
En la elaboración de los cálculos, se da a conocer el comportamiento de la estructura de una viga prefabricada tipo T, y como estos resultados se relacionan con los de una viga tipo I se similares características sometidas a cargas vehiculares. Los resultados obtenidos de la viga tipo I se tomaron de la tesis “Sistemas hiperestáticos para puentes de luces cortas compuestos por vigas pretensadas prefabricadas como alternativa a los sistemas isostáticos tradicionales implementados en Guatemala” de Katherine Miranda.

Se utilizó el tren de carga de diseño mediante la integración de cargas muertas y vivas utilizando un camión de diseño HS-25 para la viga tipo T. Estas vigas son de longitud distinta, 49.213ft (15m), 55.774ft (17m) y 62.336ft (19m), las cuales se analizaron por separado como un sistema isostático para obtener sus solicitaciones máximas.

A continuación, se da conocer las dimensiones de la viga AASHTO tipo VI, la cual fue utilizada para los cálculos:

Cuadro 1 Geometría de viga AASHTO tipo VI

Geometría de viga AASHTO Tipo VI (cm)					
D1	D2	D3	D4	D5	D6
182.88	12.7	7.62	10.16	25.4	20.32
B1	B2	B3	B4	B5	B6
106.68	71.12	20.32	10.16	33.02	25.4
Datos de inercia de viga AASHTO tipo VI					
Tipo de Viga	Area (in ²)	y desde abajo (in)	Inercia (in ⁴)	Peso (kip/ft)	
VI	1085	36.38	733320	1.13	
Tipo de Viga	Area (ft ²)	y desde abajo (ft)	Inercia (ft ⁴)	Peso (kip/ft)	
VI	7.535	3.032	35.365	1.13	
Tipo de Viga	Area (m ²)	y desde abajo (m)	Inercia (m ⁴)	Peso (ton/m)	
VI	0.7	0.924	0.305	1.854	
Tipo de Viga	Area (cm ²)	y desde abajo (cm)	Inercia (cm ⁴)	Peso (ton/cm)	
VI	6999.986	92.405	30523082.9	0.019	



Fuente: (Perdomo,2023)

A. Integración de cargas muertas

La integración de las cargas muertas se refiere a todas las cargas aplicadas en la parte superior del puente, las cuales llegan a las pilas y estribos para llevarlas hasta el suelo. Se tomó la viga central para poder sacar las solicitaciones máximas. En donde se tomaron cinco elementos considerados carga muerta del puente. Siendo la viga, losa de rodadura, *haunch*, las barreras en los laterales de los puentes y la carpeta asfáltica.

A continuación, se muestra la integración de las cargas muertas respecto a las propiedades geométricas de cada elemento:

Cuadro 2 Dimensiones del área tributaria de la viga central

Elemento	Longitud	Unidades
Ancho de Puentes=	10	m
	32.81	ft
Veredas	1	m
	3.281	ft
Pendiente Transversal =	2	%
Pendiente Longitudinal =	0.5	%

Fuente: (Perdomo,2023)

Como se puede ver en la tabla de la Figura 57, se le colocó una pendiente de drenaje longitudinal de 0.5 %. La pendiente de drenaje transversal se le colocó 2 % como mínimo para la superficie de rodadura.

Para el ancho de vía, el puente se diseña para acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas. El número de carriles de diseño según AASHTO art. 3.6.1.1.1, se determinó tomando la parte entera de la relación de $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada sin tomar en cuenta las veredas. El ancho libre de calzada es de 8 metros.

El puente cuenta con veredas, las cuales son utilizadas con fines de flujos peatonal o mantenimiento. Para velocidades de hasta 70 km/h solo puede tener veredas directamente, pero cuando este aumenta la velocidad se debe agregar barreras para proteger el tránsito peatonal. El ancho de la vereda que se utilizó es de 1.00 metro, pero para zonas urbanas las veredas peatonales deben tener como mínimo 1.50 metros de ancho.

Cuadro 3 Carga muerta de losa

<i>Integración de carga en losa</i>		
Elemento	Valor	Unidades
Peso de concreto=	145	lb/ft ³
Separación entre vigas, a eje de viga=	2	m
	6.562	ft
Espesor de losa=	20	cm
	0.656	ft
Carga distribuida =	624.17744	lb/ft
	0.92887949	tonf/m

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 4 Carga muerta de viga AASHTO tipo VI

Integración de carga de viga tipo VI		
Elemento	Valor	Unidades
Peso de concreto=	145	lb/ft ³
Área	1085	in ²
	7.535	ft ²
Carga distribuida=	1092.575	lb/ft
	1.62593271	tonf/m

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 5 Carga muerta de asfalto

Integración de carga de asfalto		
Elemento	Valor	Unidades
Peso de asfalto	135.921	lb/ft ³
Espesor de capa=	5	cm
	0.164042	ft
Longitud de capa=	2	m
	6.562	ft
Carga distribuida=	29.2622582	lb/ft
	0.04354709	tonf/m

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 6 Carga muerta de barrera situado en los extremos del puente

Integración de carga de Barrera		
Elemento	Valor	Unidades
Peso de concreto=	145	lb/ft ³
Area de Jersey=	0.228	m ²
	2.45441111	ft ²
Carga Distribuida=	711.779221	lb/ft
	1.05924547	tonf/m

Fuente: (Perdomo,2023)

Para las dimensiones de la barrera, su principal propósito es contener y corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura, por lo que esta debe ser estructural y geoméricamente resistente a choques. La barrera está ubicada a 0.60 metros del borde de la vereda. Dicha barrera contiene 0.81 metros de altura. Con dichas dimensiones se obtuvo la carga distribuida ejercida sobre las vigas de los laterales.

Cuadro 7 Carga muerta de *Haunch*

Integración de carga de HAUNCH		
Elemento	Valor	Unidades
Peso de Asfalto	145	lb/ft ³
Espesor de Haunch=	5	cm
	0.164042	ft
Longitud de Patín=	1.0668	m
	3.5001708	ft
Carga Distribuida=	83.2553777	lb/ft
	0.1238978	tonf/m

Fuente: (Perdomo,2023)

B. Análisis de sistema isostático

El teorema de Barré es utilizado para determinar el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada, en la cual se realizó dicho procedimiento para las vigas con longitud variable de 15, 17 y 19 metros. En la cual pasa un tren de cargas, en donde se tomó la carga de HS.25. Dicho teorema da a conocer la posición del tren de cargas que produce el máximo momento en la cual la carga más pesada y la resultante de todas las cargas aplicadas equidistante del centro de la luz.

Cuadro 8 Momentos máximos en un sistema isostática

Momento Máximo (tonf/m)	
<i>Viga de 15 metros</i>	105.9356175
<i>Viga de 17 metros</i>	126.223339
<i>Viga de 19 metros</i>	146.5457507

Fuente: (Perdomo,2023)

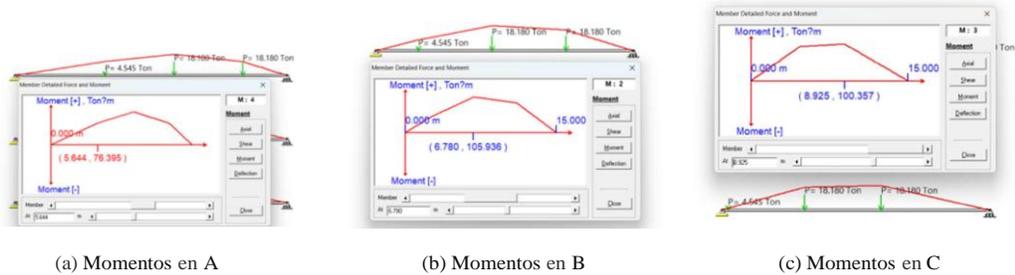
Como se puede ver en el Cuadro 8, se obtuvieron los momentos máximos de cada viga AASHTO tipo IV respecto a su longitud con la aplicación de teorema de Barré. Estas propiedades de viga mencionadas en el Cuadro 1, la cual fue utilizada para soportar las cargas muertas y la carga viva del camión HS-25. Para la viga de 15 metros de largo, se obtuvo un momento máximo de 105.94 tonf*m. Para la viga de 17 metros, se obtuvo un momento máximo de 126.22 tonf*m y para la viga de 19 metros se obtuvo un momento máximo de 146.54 tonf*m. Estas tres vigas se analizaron por separados como un sistema isostático.

Para la obtención de los momentos máximos, se escogió el máximo entre tres momentos generados por el tren de carga en diferentes posiciones. Con respecto a la viga de 15, 17 y 18 metros de longitud, se obtuvieron los siguientes momentos en el cual

se utilizó el mayor. Dicho procedimiento se realizó a mano, pero se utilizó el programa de SUTStructor para una mejor visualización y una validación de los cálculos, como se puede ver en las siguientes imágenes, en las cuales se colocaron cargas puntuales, y se analizaron tres escenarios para cada viga:

Viga con 15 metros de longitud:

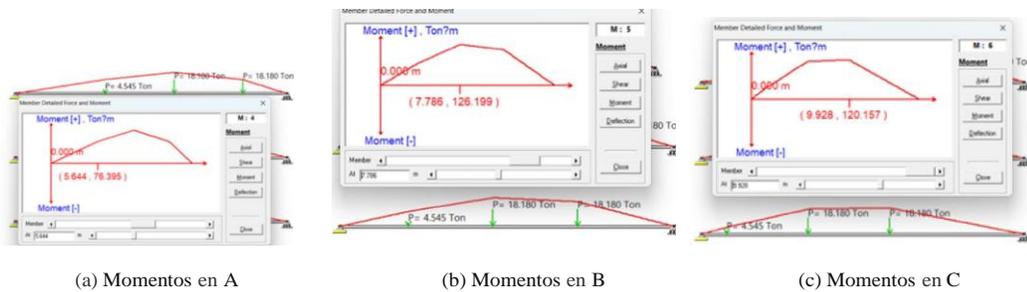
Figura 66 Momentos obtenidos sobre la viga de 15 metros



Fuente: (Perdomo,2023)

Viga con 17 metros de longitud:

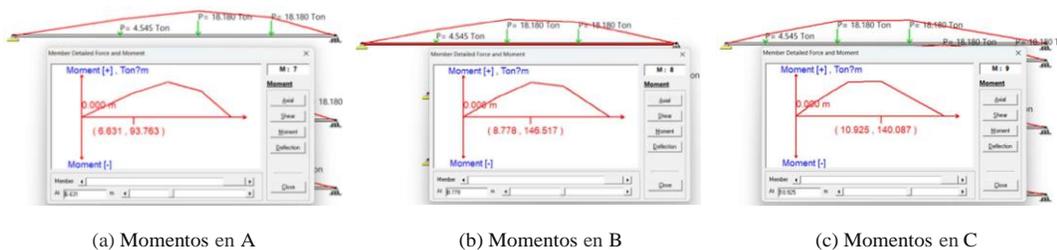
Figura 67 Momentos obtenidos sobre la viga de 17 metros



Fuente: (Perdomo,2023)

Viga con 19 metros de longitud:

Figura 68 Momentos obtenidos sobre la viga de 19 metros



Fuente: (Perdomo,2023)

Para encontrar los momentos máximos generados por las cargas muertas sobre la viga, dicho análisis se hizo en SAP2000. En el cual se dibujó los tres tramos de longitud variable separados y se le aplicó todas las cargas muertas que estas iban a llegar. Al igual se pudo comprobar el momento de las cargas vivas al centro de la luz, como se puede ver en las siguientes tablas:

Cuadro 9 Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV de 15 metros de luz

Momento a 0.5L (Viga de 15 metros)			
Momentos de DC1	M_{DC1}	78.1	tonf*m
Momentos de DC2	M_{DC2}	5.96	tonf*m
Momentos De carga Viva (HS-25)	M_{LL}	102.24	tonf*m

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 10 Momentos de cargas muertas para viga AASHTO tipo IV de 17 metros de luz

Momento a 0.5L (Viga de 17 metros)			
Momentos de DC1	M_{DC1}	100.32	tonf*m
Momentos de DC2	M_{DC2}	7.65	tonf*m
Momentos De carga Viva (HS-25)	M_{LL}	122.16	tonf*m

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 11 Momentos de cargas muertas y vivas utilizadas para viga AASHTO tipo IV de 19 metros de luz

Momento a 0.5L (Viga de 19 metros)			
Momentos de DC1	M_{DC1}	125.27	tonf*m
Momentos de DC2	M_{DC2}	9.56	tonf*m
Momentos De carga Viva (HS-25)	M_{LL}	143.65	tonf*m

Fuente: (Perdomo,2023)

1. Cortes máximos de las vigas

De igual manera que se obtuvieron los momentos máximos, se realizaron los cálculos para la obtención de los cortes máximos para cada viga, cuando la carga mayor del tren de carga pasa por un apoyo. Por lo que, para la viga de 15 metros, se obtuvo un cortante máximo de 33.09 tonf, para la viga de 17 metros, se obtuvo un cortante máximo de 34.01 tonf, y para la viga de 19 metros se obtuvo 34.73 tonf. Dichos datos se pueden observar en la tabla de la Figura no. 67.

Cuadro 12 Cortes máximos de las vigas de longitud variable

Corte Máximo (tonf)	
<i>Viga de 15 metros</i>	33.09
<i>Viga de 17 metros</i>	34.01
<i>Viga de 19 metros</i>	34.73

Fuente: (Perdomo,2023)

2. Materiales a utilizar en la superestructura

El concreto se utilizará a los 28 días como puntos de referencia en pruebas de resistencia y durabilidad debido a que, en condiciones normales de curado, dicho período de tiempo es generalmente suficiente para que el concreto alcance una gran parte de su resistencia final y otras propiedades deseables. Por lo que para las vigas se utilizará una resistencia de concreto de 5000 psi ya que este proporcionará una mayor durabilidad en comparación con el concreto de menor resistencia. En relación a la losa, se utilizará un concreto de 4000 psi. El concreto de 5000 psi también puede proporcionar una mayor rigidez a las vigas. Esto puede ayudar a reducir la deformación de las vigas bajo carga, lo que puede mejorar la resistencia estructural de la viga.

En relación al acero, se utilizarán torones con diámetro de 0.6 in de grado 270 de baja relajación el cual será utilizado para minimizar la deformación del acero bajo cargas de tensión sostenidas a largo plazo. El acero grado 270 es un acero estructural de alta resistencia que tiene una resistencia a la tracción mínima de 270,000 psi (1,862,000 kPa)

Cuadro 13 Materiales utilizados para los elementos estructurales

Materiales a Utilizar		Tipo de viga pretensada		Losa a utilizar	
		AASHTO Tipo VI	Unidades	Losa	Unidades
Concreto	f'c a los 28 días	5	ksi	4	ksi
	F'ci en transferencia	Se toma a los 28 días			
Acero	F'y de acero de refuerzo	60	ksi	60	ksi
	Fu de toron	270	ksi	-	-
	Ec	28500	ksi	-	-
	Tipo de Torón	Torones de 0.6 in de diametro nominal grado 270 de baja relajación	-	-	-

fuentes: (Perdomo,2023)

3. Parámetro de rigidez longitudinal

Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores

El factor de distribución de carga viva para momento de vigas internas es un factor que se utiliza para determinar la distribución de carga viva entre las vigas internas de la superestructura. Para la obtención de dicho factor se tenían que verificar ciertos elementos, tales como la separación entre vigas, según Tabla 4.6.2.2b, esta tiene que ser menos a 3.5 pies y no mayor a 16 pies, por lo tanto, dicho rango cumple ya que la separación entre vigas es de 2m (6.56ft). Dicha tabla también da a conocer el rango de espesor de losa, teniendo un espesor de 7.874 pulg el cual se encuentra entre 4.5 y 14 pulg. Se realizó la verificación de longitud de cada viga, en la cual todas eran mayores a 20 pies y menores a los 240 pies como se puede ver en el Cuadro no.14. Por cuestiones de simetría, se decidió de colocar 5 vigas para que estas tengan una separación entre las mismas de 2 metros.

Cuadro 14 Verificación de rango de aplicación

Longitudes de Viga			Otras Propiedades		
L=	15	m	S=	6.562	ft
L=	17	m	ts=	7.874	in
L=	19	m	Nb=	5	unidad

Rango de Aplicación					
Separación entre vigas			Espesor de la losa		
S(ft)=	6.562	CUMPLE	ts(in)=	7.874	CUMPLE

Longitud de Vigas			Número de vigas=		
L(15m)=	15	CUMPLE	Nb=	5	CUMPLE
L(17m)=	17	CUMPLE	Rigidez Longitudinal=		
L(19m)=	19	CUMPLE	Kg=	2911745.26	CUMPLE

fuelle: (Perdomo,2023)

Una vez verificada que las longitudes y separación entre vigas cumpla, se procedió a obtener los factores de distribución para los momentos de las vigas interiores. Como se puede apreciar en las figuras 77 y 76 de la sección de anexos, se obtuvieron los factores de distribución para las longitudes variables de las vigas. En la viga de 15 metros se obtuvo un factor de distribución para un carril de 0.568 y para 2 carriles de 0.75, para la realización de los cálculos se utilizó el mayor entre estos dos. Para la viga de 17 metros se utilizó el factor de 0.725 y para la viga de 19 metros se selección el mayor, siendo este de 0.703. Todos los factores se pueden ver en el Cuadro no.15.

Cuadro 15 Factor de distribución para 1 y 2 carriles de diseño cargados

Factor de Distribución para 1 carril de diseño cargado		Factor de Distribución para 2 carril de diseño cargado	
Vigas Internas		Vigas Internas	
gm(15m)=	0.56847984	gm(15m)=	0.74953449
gm(17m)=	0.54364942	gm(17m)=	0.72467606
gm(19m)=	0.52260338	gm(19m)=	0.70335555

Fuente: (Perdomo,2023)

Al igual que las vigas interiores, en general, las vigas externas son menos rígidas que las vigas internas ya que están expuestas a cargas laterales como el viento y el sismo. Se obtuvo el factor de momentos para las vigas exteriores, en la cual se pueden ver en el Cuadro no.16:

Cuadro 16 Factor de distribución para momentos en las vigas externas

Factor de Distribución para 2 o más carriles de diseño cargados					
		e=	0.986		
gm(15m)=	0.739	gm(17m)=	0.715	gm(19m)=	0.694
Factor de Distribución para un carril de diseño cargados					
		gm(15,17 y 19m)=	0.82858884		

Fuente: (Perdomo,2023)

Al igual que el momento, también se le debe de aplicar un factor de distribución por corte a las vigas, en donde se calcula la distancia a rostro interno de la barrera hacía el centro de la primera viga, la cual para este puente tiene una distancia "de" de 1.97 pies, la cual es adecuada para utilizar los factores de distribución para el corte. En la distribución para 2 o más carriles de diseño, se obtuvo los resultados que se puede apreciar en el Cuadro 17 al igual que el factor de distribución para un carril de diseño cargado, tanto para las vigas internas y externas, y siempre tomando el mayor de cada uno.

Cuadro 17 Factor de distribución de carga viva para curte en vigas internas y externas

Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores					
Longitudes de Viga			Otras Propiedades		
L=	15	m	S=	6.562	ft
L=	17	m	ts=	7.874	in
L=	19	m	Nb=	5	unidad
Rango de Aplicación					
Separación entre vigas			Espesor de la losa		
S(ft)=	6.562	CUMPLE	ts(in)=	7.874	CUMPLE
Longitud de Vigas			Número de vigas=		
L(15m)=	15	CUMPLE	Nb=	5	CUMPLE
L(17m)=	17	CUMPLE			
L(19m)=	19	CUMPLE			
"Si se puede utilizar los valor de distribución para el corte"					
Factor de Distribución para 1 carril de diseño cargado			Factor de Distribución para 2 carril de diseño cargado		
gv=	0.62248		gv=	0.71168244	
Factor de diatribución de carga viva para corte en vigas exteriores					
				Valor	Unidad
Distancia desde el extremo del puente hacia el centro de la viga=				1	m
				3.281	ft
Espesor del Jersey de Concreto=				0.4	m
				1.3124	ft
La distancia "de"=				0.6	m
				1.9686	ft
Rnago de aplicación			"Si se puede utilizar los factores de distribución para el corte"		
-1<=	1.9686	<=5,5			
Cumple		Cumple			
Factor de Distribución para 2 o más carriles de diseño cargados					
		e=	0.79686		
gm(15m)=	0.59727405	gm(17m)=	0.57746536	gm(19m)=	0.56047591
Factor de Distribución para un carril de diseño cargados					
gm(15,17 y 19m)= 0.82858884					

Fuente: (Perdomo,2023)

4. Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores

El incremento de carga dinámica es un factor que se utiliza para aumentar la carga estática nominal de una estructura para tener en cuenta los efectos de las cargas dinámica. El incremento por carga dinámica utilizado es de 1.33 para los estados de resistencia y servicio, el cual multiplicó a las cargas de momento y cortante generada por el camión HS-25. Para el valor de factor de distribución utilizado para el momento en la viga de 15 metros fue de 0.75 y el factor para el corte en la viga de 15 metros fue de

0.712. El incremento de estas cargas fue aplicadas para las cargas vigas internas de la superestructura.

Cuadro 18 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores

Vigas con 15 metros de longitud					
gm=	0.750	gv=	0.712	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		126.223339		33.0876	
Carga + ICD=		167.8770408		44.006508	
(Carga + ICD)*FCV=		125.8296322		31.318659	

Fuente: (Perdomo,2023)

Para la viga de 17 metros, se multiplicó la carga por el incremento dinámico de 1.33, al igual que la viga de 15 metros. En donde se obtuvo un factor para el momento de 0.725 y un factor de corte de 0.712.

Cuadro 19 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores

Vigas con 17 metros de longitud					
gm=	0.725	gv=	0.712	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		146.55		34.01	
Carga + ICD=		194.91		45.23	
(Carga + ICD)*FCV=		141.24		32.19	

Fuente: (Perdomo,2023)

En relación con la viga de 19 metros, se multiplicó las cargas por un factor de incremento dinámico de 1.33, se multiplicó por 0.703 el momento generado por la carga viva y para el corte se multiplicó por 0.712.

Cuadro 20 Cargas vivas para vigas internas con sus respectivos factores

Vigas con 19 metros de longitud					
gm=	0.703	gv=	0.712	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		146.55		34.73	
Carga + ICD=		194.91		46.20	
(Carga + ICD)*FCV=		137.09		32.88	

Fuente: (Perdomo,2023)

5. Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores

El corte para carga viva en vigas externas es la fuerza cortante que se produce en una viga debido a la sección de la carga viva, donde dicha carga se aplica a una estructura de manera temporal. Por otro lado, cuando se habla de momento por carga viva en vigas externas es el momento flexionante que se produce en una viga externa debido a la acción de la carga viva. Al igual que los factores obtenidos para las vigas internas, se obtuvo un factor tanto para momento como para corte para los momentos y cortes generados en las diferentes vigas externas. Por lo que en los Cuadros 21,22 y 23, se puede apreciar los diferentes factores y como estas cambian las cargas generadas por el camión HS-25.

Cuadro 21 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores

Vigas con 15 metros de longitud					
gm=	0.739	gv=	0.597	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		126.22		33.09	
Carga + ICD=		167.88		44.01	
(Carga + ICD)*FCV=		124.11		26.28	

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 22 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores

Vigas con 17 metros de longitud					
gm=	0.715	gv=	0.577	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		146.55		34.01	
Carga + ICD=		194.91		45.23	
(Carga + ICD)*FCV=		139.31		26.12	

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 23 Cargas vivas para vigas externas con sus respectivos factores

Vigas con 19 metros de longitud					
gm=	0.69	gv=	0.56	ICD (Incremento de Carga dinámica=	1.33
HS-25		Momento (tonf*m)		Cortante(tonf)	
Carga=		146.55		34.73	
Carga + ICD=		194.91		46.20	
(Carga + ICD)*FCV=		135.21		25.89	

Fuente: (Perdomo,2023)

6. Análisis de la viga AASHTO tipo VI

El análisis de una viga ayudó a determinar las propiedades geométricas de una viga, en donde se toma en cuenta la longitud de esta, sección transversal, radio de giro y momento de inercia. El análisis geométrico de una viga ayudó a poder determinar los esfuerzo y momento que actúan sobre la misma.

Como se mencionó, se está trabajando una viga interior ya que esta está más expuesta a cargas. Por lo que para obtener las propiedades de la sección compuesta. En donde se tomó en cuenta la sección de la viga tipo VI, el *haunch* y la sección de losa. Por lo que se comenzó a sacar el centro de gravedad de la misma, en donde se sacó el área de cada sección transversal y se sumó, y se realizó el mismo procedimiento con la inercia de cada una. Cabe resaltar que no se agregó la sección del asfalto, ya que es un elemento que se va desgastando con el tiempo. Como se puede observar en el cuadro 24, el centro de gravedad de la sección compuesta es de 52.48 pulg, desde el punto bajo de la sección.

Cuadro 24 Centro de gravedad de la sección compuesta

Propiedades Geométricas de la sección Compuesta				
Figura	Area (in ²)	y(in)inferior	Area*y(in ³)	Inercia (in ⁴)
Viga Tipo VI	1,085.00	36.38	39,472.30	733,320.00
Haunch	82.70	72.98	6,035.67	34,810.86
Losa	620.03	77.91	48,304.08	401,004.66
Centro de Gravedad=		52.48 in		Desde Abajo

Fuente: (Perdomo,2023)

En el análisis de la sección compuesta, se analizó toda la sección de la viga, *haunch* y losa, en la cual se sumó toda el área transversal que esta representa, el centroide desde la parte de abajo como la distancia del eje centroidal a la fibra superior. En relación a la inercia de la sección transversal, se calculó para cada elemento estructural y se sumó para después utilizarla para la obtención de los modelos de elasticidad de la parte superior e inferior de la sección compuesta como se puede ver en el Cuadro 25.

Cuadro 25 Análisis de la sección compuesta

Análisis de sección compuesta	Valor	Unidad
Área de la sección transversal compuesta (A_g)=	1,787.73	in ²
Centroide de la sección compuesta (c)=	52.48	in
Distancia del eje centroidal a la fibra inferior=	52.48	in
Distancia del eje centroidal a la fibra superior=	29.37	in
Momento de Inercia (I_{xx})=	1,169,135.51	in ⁴
Modulo elástico de sección superior=	39,810.61	in ³
Modulo elástico de sección inferior=	22,279.62	in ³

Fuente: (Perdomo,2023)

En el Cuadro 26, se da a conocer un resumen de todos los momentos de inercia, módulos de elasticidad, áreas y dimensiones de los elementos estructurales que componen tanto la sección compuesta como la no compuesta. Todos estos datos que se muestran en el Cuadro 26, serán utilizados para verificación de cantidad de torones por cada viga y las pérdidas que estos generarán al momento de estar sometidas a tensión.

Cuadro 26 Propiedades de la sección compuesta y no compuesta

Propiedades de la sección transversal		
Parámetro	Sección no Compuesta	Sección Compuesta
Altura de sección H	72.05 in	81.90 in
Espesor	---	7.87 in
Promedio de Haunch	---	1.97 in
Ancho efectivo del ala	42.03 in	78.74 in
Área, A	1085.00 in ²	1787.73 in ²
Momento de Inercia, I	733320.00 in ⁴	1169135.51 in ⁴
Altura de Centroide, y	36.38 in	52.48 in
Módulo de sección inferior	20,157.23 in ³	22,279.62 in ³
Módulo de la sección superior	20,555.73 in ³	39,736.57 in ³
Parte superior de la viga pretensada	20,555.73 in ³	39,736.57 in ³

Fuente: (Perdomo,2023)

7. Verificación de la cantidad de torones para cada viga

La cantidad de torones en una viga depende de varios factores, como la longitud de la viga, el diámetro de los torones y la configuración que están distribuidos los torones. En donde se comenzó en sacar los esfuerzos ejercidos en la parte inferior de la viga, como se puede ver en las tablas 27, 28 y 29.

Cuadro 27 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 15 metros

Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$\delta_{is=}$	476.788291	tonf/m ²
	678.157337	psi
	0.678157337	ksi
Módulo de sección inferior		
$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	0.3303198	m ³
$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	0.365099749	m ³
Υ_{LL}	0.8	

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 28 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 17 metros

Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$\delta_{is=}$	592.3467855	tonf/m ²
	842.5213584	psi
	0.842521358	ksi
Módulo de sección inferior		
$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	0.3303198	m ³
$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	0.365099749	m ³
Υ_{LL}	0.8	

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 29 Esfuerzos a tensión en parte inferior de la sección de la viga de 19 metros

Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$\delta_{is=}$	720.1752483	tonf/m ²
	1024.337505	psi
	1.024337505	ksi
Módulo de sección inferior		
$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	0.3303198	m ³
$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	0.365099749	m ³
Υ_{LL}	0.8	

Fuente: (Perdomo,2023)

Cabe mencionar que para la obtención de los diferentes esfuerzos se utilizaron los momentos M_{Dc1} , M_{Dc2} y M_{LL} , los cuales se pueden ver en la sección de anexos, (anexo 11). Dicha combinación de cargas se utilizó la de Servicio III, en la cual se multiplicó por 1 los momentos M_{Dc1} y M_{Dc2} y se multiplicó por 0.8 el momento de carga viva para llegar a los resultados de esfuerzo presentados. Para dichos cálculos, se asumió una pérdida de presfuerzo de 25 %, ya que se considera que la transferencia es de manera inmediata.

Para la cantidad de torones que van a haber en cada viga, se necesitó sacar el centroide del arreglo de presfuerzo para cada cantidad de torones propuestos. Para la viga de 15 metros se propuso una cantidad de 2 filas de 4 torones cada una, con una separación de 2 pulgadas. En la viga de 17 metros, se propusieron 3 filas de torones, donde las primeras 2 son un arreglo de 5 torones y la última de 3. Para la última viga de 19 metros tuvo el mismo arreglo de torones que en la viga de 17 metros.

Al igual antes de ver los torones necesarios para cada viga, se realizó la verificación de tensión permisible en servicio III, con un esfuerzo a la compresión de 5000 psi. En donde dicho chequeo fue satisfactorio, ya que 0.42 ksi es menor que 0.6 ksi como se puede ver en la figura 83, 84 y 85. Con dicha verificación se procedió a determinar la cantidad de torones mínimos para cada tramo, en donde se obtuvo que para la viga de 15 metros puede tener un mínimo de 3 torones, para la viga de 17 metros se obtuvo un mínimo de 5 torones, y en la viga de 19 metros se tuvo un mínimo de 8 torones, como se puede ver en las figuras 83, 84 y 85 en la sección de anexos.

Por temas de chequeo de resistencia a la flexión, cálculos que se realizarán posteriormente, se utilizó la cantidad de torones que se pueden ver en el Cuadro 30.

La cantidad de torones para las vigas de 20 metros de longitud es de 15 para la viga TIPO III y IV, por lo que se puede apreciar que el tener vigas de longitud variable, reduce significativamente la cantidad de torones a utilizar. (Miranda, K. 2020)

Cuadro 30 Cantidad de torones para las vigas de longitud variable. Tomar en cuenta que las unidades del área son en pulgadas cuadradas

Longitud de Viga	Torones	Área total (A_{ps})
Viga de 15 metros	8	1.736
Viga de 17 metros	13	2.821
Viga de 19 metros	13	2.821

Fuente: (Perdomo,2023)

8. Pérdidas por acortamiento elástico de concreto

Las pérdidas por acortamiento elástico del concreto son las pérdidas de esfuerzo en el acero de preesfuerzo que se producen como resultado de la deformación elástica del concreto. El acortamiento del concreto es la deformación que experimente el concreto cuando se le aplica una fuerza. El módulo de elasticidad del concreto es una medida de la rigidez del concreto y determinar la cantidad de acortamiento elástico que experimenta el concreto.

Para la obtención de estas pérdidas, era necesario la cantidad de torones que se iban a utilizar en cada viga y como estos estaban distribuidos. Los momentos para utilizar fueron los del peso propio de la viga, como se puede ver en el anexo 15. Primero se obtuvo el acortamiento elástico en miembros pretensados para cada tramo de viga, los cuales se pueden ver en el Cuadro 31.

Cuadro 31 Acortamiento elástico en miembros pretensados

Acortamiento elástico en miembros pretensados		
$\Delta f_{pES}(15m)=$	<u>4.58</u>	ksi
$\Delta f_{pES}(17m)=$	<u>7.55</u>	ksi
$\Delta f_{pES}(19m)=$	<u>7.14</u>	ksi

Fuente: (Perdomo,2023)

A estas pérdidas se le deben de agregar las pérdidas de acortamiento elástico

dependiendo del tiempo, las cuales son las pérdidas de esfuerzo en el acero de preesfuerzo que se producen durante el tiempo, en donde se tomó en cuenta que la humedad relativa anual de la ciudad de Guatemala con un %H de 75 %. La cual dio las siguientes pérdidas:

Cuadro 32 Pérdidas dependiendo del tiempo

Pérdida dependiente del tiempo	
$\Delta f_{pLT}(15m)=$	14.47 ksi
$\Delta f_{pLT}(17m)=$	16.07 ksi
$\Delta f_{pLT}(19m)=$	16.07 ksi

Fuente: (Perdomo,2023)

Las pérdidas totales de preesfuerzo se debe de sumar las de acortamiento elástico con las que dependen del tiempo del cuadro 32. Para la viga de 15 metros se perdió un total de 19.04 ksi, para la de 17 metros una pérdida de 23.61 ksi y para la de 19 metros se perdió 23.21 ksi. Dichas pérdidas se le restan a el esfuerzo que tiene el acero de 270 ksi. Para luego obtener los porcentajes de pérdidas que estas presentaron, dicho porcentaje se puede apreciar en el Cuadro 33:

Cuadro 33 Porcentaje de pérdida

Esfuerzo efectivo en el acero del presfuerzo:		% de pérdida
$f_{pe}(15m)=$	183.46 ksi	9.40%
$f_{pe}(17m)=$	178.89 ksi	11.66%
$f_{pe}(19m)=$	179.29 ksi	11.46%

Fuente: (Perdomo,2023)

Para la obtención de cada porcentaje, se dividió las pérdidas todas que se mencionó entre el esfuerzo que proporciona el acero de los torones. El esfuerzo resultante de cada tramo se multiplicará por el área de acero de cada uno para poder obtener la fuerza de preesfuerzo inicial, en la cual se obtuvo las diferentes fuerzas que están en el Cuadro 34. Estas fuerzas serán utilizadas para el chequeo de compresión y flexión de cada viga.

Cuadro 34 Esfuerza inicial del preesfuerzo

Presfuerzo Inicial (Pi)		
Fuerza de Presfuerzo Inicial (15m)=	318.49	kips
Fuerza de Presfuerzo Inicial (17m)=	504.64	kips
Fuerza de Presfuerzo Inicial (19m)=	505.78	kips

Fuente: (Perdomo,2023)

La verificación de esfuerzos en la transferencia en la ubicación de doblez de los torones se realiza para garantizar que los torones no se fracturen en esta región. Los esfuerzos principales que deben verificarse son el esfuerzo cortante y el esfuerzo de flexión. En el Cuadro 35, se puede ver la verificación de esfuerzos en la transferencia en la ubicación de doblez de los torones, los cuales se obtuvieron los siguientes resultados:

Verificación de esfuerzos en la transferencia en la ubicación de doblez de los torones						
$M_{ps}(15m)=$	10,631.03	kip*in	$\delta s(15m)=$	-0.106 ksi	$\delta i(15m)=$	-0.484 ksi
$M_{ps}(17m)=$	16,495.39	kip*in	$\delta s(17m)=$	-0.086 ksi	$\delta i(17m)=$	-0.851 ksi
$M_{ps}(19m)=$	16,532.65	kip*in	$\delta s(19m)=$	0.008 ksi	$\delta i(19m)=$	-0.747 ksi

Cuadro 35 Esfuerzo en el doblez del torón

Fuente: (Perdomo,2023)

9. Comprobación de los esfuerzos de compresión permisibles después de la pérdida

Cuadro 36 Verificación de los esfuerzos de compresión permisibles después de la pérdida

Esfuerzo en las cargas de servicio (Compresión + Tensión)		
La compresión en el concreto se limita a la combinación de servicio I		
	f'_c viga=	5000 psi
Esfuerzo a compresión del concreto=	$0.45f'_c$ =	2.25 ksi
	$0.40f'_c$ =	2.00 ksi
	$0.6\phi_w f'_c$ =	3.00 ksi
Límite para la tensión de tracción en el hormigón pretensado en estado límite de servicio después de las pérdidas (servicio III)	f_{ts} =	0.42 ksi
Chequeo de esfuerzo a la mitad de la luz- Después de pérdidas		

Continuación de Cuadro 36.

Chequeo de esfuerzo inferior	
Esfuerzo inferior f_{ts} =	0.425 ksi
Chequeo $f_{ts} < 0.6ksi$	VERDADERO
Chequeo de esfuerzo -Cargas Permanentes	
$\delta_{is}(15m)=$	0.093 ksi
$\delta_{is}(17m)=$	0.070 ksi
$\delta_{is}(19m)=$	0.170 ksi
Chequeo $\delta_{is}(15m) < 0.6\phi w'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(17m) < 0.6\phi w'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(19m) < 0.6\phi w'c=$	VERDADERO
Chequeo de esfuerzo -Cargas Permanentes + Transitorias	
$\delta_{is}(15m)=$	0.342 ksi
$\delta_{is}(17m)=$	0.370 ksi
$\delta_{is}(19m)=$	0.525 ksi
Chequeo $\delta_{is}(15m) < 0.45f'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(17m) < 0.45f'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(19m) < 0.45f'c=$	VERDADERO
Chequeo de esfuerzo -Cargar Vivas + 0.5Cargas Permanentes	
$\delta_{is}(15m)=$	0.171 ksi
$\delta_{is}(17m)=$	0.150 ksi
$\delta_{is}(19m)=$	0.251 ksi
Chequeo $\delta_{is}(15m) < 0.40f'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(17m) < 0.40f'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(19m) < 0.40f'c=$	VERDADERO
Chequeo de esfuerzo -Tension actual en servicio en el centro de la viga	
$\delta_{is}(15m)=$	0.143 ksi
$\delta_{is}(17m)=$	0.441 ksi
$\delta_{is}(19m)=$	0.262 ksi
Chequeo $\delta_{is}(15m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(17m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(19m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO
Chequeo de esfuerzo -Tension actual en servicio en los extremos de la viga	
$\delta_{is}(15m)=$	-0.8209399
$\delta_{is}(17m)=$	-1.28343881
$\delta_{is}(19m)=$	-1.28633773
Chequeo $\delta_{is}(15m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(17m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO
Chequeo $\delta_{is}(19m) < 0.19\lambda v'c=$	VERDADERO

Fuente: (Perdomo,2023)

Los esfuerzos de compresión permisible de la pérdida se calculan teniendo en cuenta las pérdidas de preesfuerzo que se producen en el acero de preesfuerzo. En donde se tomaron en cuenta las pérdidas de acortamiento elástico y las pérdidas de acortamiento elástico del tiempo. Estas suelen establecer en función de la resistencia a la compresión del concreto y de las pérdidas de preesfuerzo que se esperan. En el cuadro se comprobaron los esfuerzos generados por la carga permanente, carga permanente + transitorias, cargas vivas + 0.5 carga permanentes, tensión actual en servicio en el centro de la viga y tensión actual en servicio en los extremos de la viga, los cuales se puede apreciar que fueron satisfactorios.

10. Resistencia nominal a flexión depreciando el acero de refuerzo y la contribución a flexión de la losa

Luego se verificó la capacidad nominal de flexión sea mayor que la combinación

de las cargas para servicio I según especificado en el código. La resistencia nominal a flexión de una viga es la resistencia de una sección transversal. Como se puede observar en el Cuadro 38, los chequeos para las diferentes longitudes de vigas fueron satisfactorios.

Cuadro 37 Resistencia nominal a flexión de viga

Mu=	1.25(M _{DC1} +M _{DC2}) + (1.75M _{LL})		Combinacion de esfuerzo 1		
Mu(15m)=	24649.71 kip*in	Mu(17m)=	30270.05 kip*in	Mu(19m)=	36447.52 kip*in
	2054.14 kip*ft		2522.50 kip*ft		3037.29 kip*ft
$\phi Mn =$	$\phi A_{ps} * f_{ps} * (dp-a/2)$	$\phi = 1$			
$\phi Mn > Mu$	VERDADERO	$\phi Mn > Mu$	VERDADERO	$\phi Mn > Mu$	VERDADERO
Mn(15m)=	36308.22 kip*in	Mn(17m)=	57803.43 kip*in	Mn(19m)=	56998.71 kip*in
	3025.69 kip*ft		4816.95 kip*ft		4749.89 kip*ft

Fuente: (Perdomo,2023)

La falla puede ocurrir por flexión, torsión o cortante. En el caso de la flexión, el momento de ruptura se produce cuando el acero de refuerzo alcanza su límite de fluencia. Por lo que para la verificación se chequeó que el momento último sea mayor que el momento de ruptura que se obtuvo con la fórmula del anexo 17 en la sección anexos, los cuales se encuentran en el Cuadro 38. Por lo que el momento Nominal es mayor que el de ruptura. Dicho procedimiento se realizó multiplicando el momento último por el mejoramiento de los momentos generados por las cargas vivas y muertas, basándose con la combinación de esfuerzo I. Por lo que el momento Nominal obtenido es mayor que el momento de ruptura, llevando a que la verificación fue correcta.

Cuadro 38 Verificación del momento de ruptura

Momento de ruptura					
Mcr(15m)=	26097.69 kip*in 2174.81 kip*ft	Mcr(15m)=	33788.91 kip*in 2815.74 kip*ft	Mcr(15m)=	33837.12 kip*in 2819.76 kip*ft
$\gamma = \phi A_{ps} f_{ps} (d_p - a/2)$		$\phi = 1$			
$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO	$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO	$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO
Mu(15m)=	36308.22 kip*in 3025.69 kip*ft	Mu(17m)=	57803.42971 4816.952476	Mu(19m)=	56998.7052 4749.8921
1.33Mu=	1.33(1.25(M _{DCL} +M _{DCL}) + (1.75M _{LL})) Combinacion de esfuerzo 1				
1.33Mu(15m)=	32784.11 kip*in 2732.01 kip*ft	1.33Mu(17m)=	40259.17 kip*in 3354.93 kip*ft	1.33Mu(19m)=	48475.21 kip*in 4039.60 kip*ft
$\gamma = \phi A_{ps} f_{ps} (d_p - a/2)$		$\phi = 1$			
$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO	$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO	$\phi M_n > M_{cr}$	VERDADERO
Mn(15m)=	36308.22 kip*in 3025.69 kip*ft	Mn(17m)=	57803.43 kip*in 4816.95 kip*ft	Mn(19m)=	56998.71 kip*in 4749.89 kip*ft

Fuente: (Perdomo,2023)

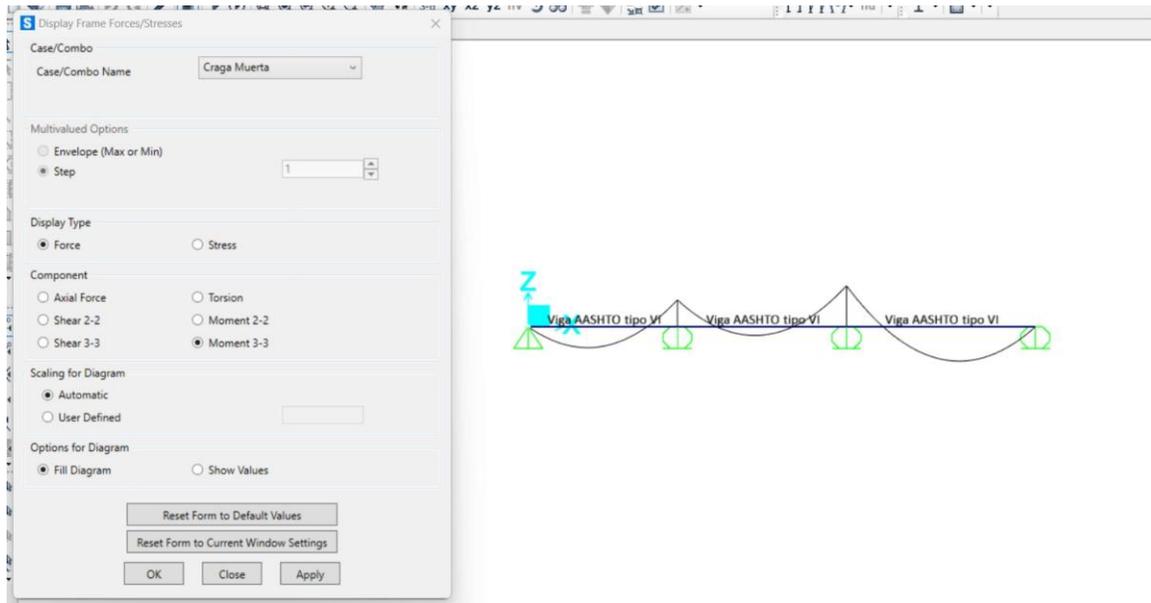
C. Análisis de sistema hiperestático

Para calcular las solicitaciones máximas de un sistema hiperestático, dichos cálculos se realizaron utilizando el *software* SAP2000, el cual es un programa apto para la obtención de los momentos, cortes y deflexiones máximos.

Los resultados obtenidos fueron utilizados para los esfuerzos a compresión y tensión. Ya que le objetivo principal es poder realizar un sistema hiperestático con la viga AASHTO tipo VI, la cual fue calculada en los resultados presentados. Cabe recalcar que dicha distribución de los torones no son más el sistema isostático ya que estos no aportan rigidez a la estructura, por ende, el arreglo de 8 torones para la viga de 15 metros, 13 torones para la viga de 17 metros y el arreglo de 13 torones para la viga de 19, serán la cantidad de acero utilizada en el sistema hiperestático.

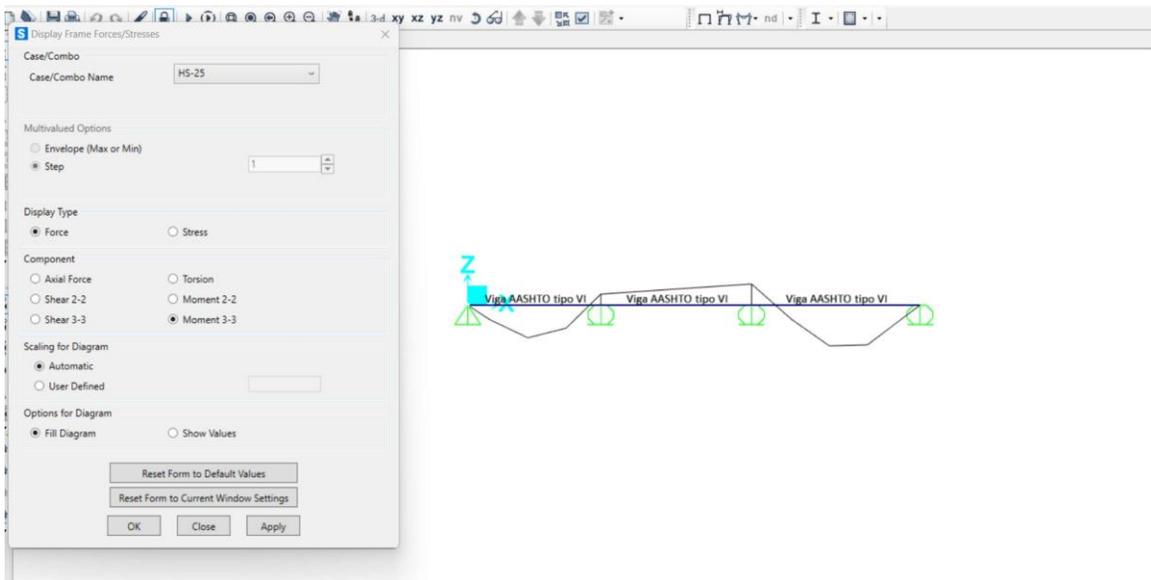
Se tomó en cuenta que los momentos generados en un sistema isostático no es igual a los momentos en un sistema hiperestático, ya que, en un sistema isostático, se generan momentos máximos en medio de la viga, por otro lado, en un sistema hiperestático se generan momentos por flexión negativos sobre los apoyos y sus momentos positivos al centro de la luz se reducen.

Figura 69 Comportamiento del sistema hiperestático al estar sometidos a las cargas



Fuente: (Perdomo,2023)

Figura 70 Comportamiento del sistema hiperestático al estar sometidas a las cargas vivas



Fuente: (Perdomo,2023)

1. Chequeo de los esfuerzos a compresión y tensión

Con respecto a los momentos obtenidos, se calculó para cada caso y carga, tanto para muerta como para la carga viva. Como se puede ver en el Cuadro 39. Los momentos

generados en un sistema hiperestático son el resultado de la combinación de las fuerzas internas y externas que actúan sobre la estructura. Las fuerzas internas son las que se generan en los elementos de la estructura para resistir las cargas externas. Las fuerzas externas son las que se aplican a la estructura, como el peso propio, las cargas vivas y las cargas muertas.

Cuadro 39 Momentos máximos generados en los apoyos y en los entras de la viga

Momentos Máximos tomado desde SAP2000 para cada apoyo			
Momentos de Carga Muerta			
Carga AB=	54	tonf*m	54.00 tonf*m 4686.99 kip*in
Apoyo B (Losa)=	21.29	tonf*m	64.67 tonf*m 5613.10 kip*in
Apoyo B (Asfalto)=	1.03	tonf*m	
Apoyo B (Viga)=	39.51	tonf*m	
Apoyo B (Haunch)=	2.84	tonf*m	
Carga de BC	22.05	tonf*m	22.05 tonf*m 1913.85 kip*in
Apoyo C(Losa)=	32.56	tonf*m	98.90 tonf*m 8584.14 kip*in
Apoyo C (Asfalto)=	1.58	tonf*m	
Apoyo C (Viga)=	60.41	tonf*m	
Apoyo C (Haunch)=	4.35	tonf*m	
Carga CD=	88.8	tonf*m	88.80 tonf*m 7707.49 kip*in
Momentos de Carga Viva			
CARGA AB=	91.84	tonf*m	91.84 tonf*m 7971.35 kip*in
Apoyo B =	31.08	tonf*m	31.08 tonf*m 2697.62 kip*in
CARGABC=	45.78	tonf*m	45.78 tonf*m 3973.53 kip*in
Apoyo C=	59.62	tonf*m	59.62 tonf*m 5174.78 kip*in
CARGA CD=	114.54	tonf*m	114.54 tonf*m 9941.63 kip*in

Fuente: (Perdomo,2023)

Se realizaron los esfuerzos a compresión y tensión por las cargas de servicio, dando estos resultados satisfactorios. En donde se comprobó los esfuerzos de compresión en la parte superior de la losa, los cuales fueron óptimos para el diseño.

Cuadro 40 Chequeo por compresión

Chqueo por compresión		
Esfuerzo límite de compresión=	0.40f'c	2.00 ksi
Fuerza de pretensado despues de todas las perdidas=	$P_e = A_{ps} * F_{pe}$	318.49 kip (15m) 504.64 kip (17m) 505.78 kip (19m)
Centroide de cables de pretensados=	$Y_{sc} =$	3.00 in (15m) 3.69 in (17m) 3.69 in (19m)
Centroide de la sección compuest=	$Y_{sc} =$	52.48 in
Alto de la sección compuest=	$H_{compuesta} =$	81.90 in

Continuación de cuadro 40.

Excentricidad al centro de luz de los torones de la sección compuesta=	$e=$	33.38 in (15m) 32.69 in (17m) 32.69 in (19m)
Area viga simple=	$A_{viga}=$	1085.00 in ²
Distancia superior de la viga compues=	$C_{superior}=$	29.37 in
Inercia de la sección compuesta=	$I_{xx_sc}=$	1169135.51 in ⁴
Momento de carga Muerta=	$M_{DD}=$	4686.99 kip*in (15m) 1942.50 kip*in (17m) 7707.49 kip*in (19m)
Momento de carga Viva=	$M_{LL}=$	6030.59 kip*in (15m) 3160.25 kip*in (17m) 8419.22 kip*in (19m)
Mpdulo de Sección de la sección compuest-parte superic	$I/C=$	39,736.57 in ³
Esfuerzo a compresion por cargas de servicio=	$\delta_s=$	-0.27 ksi -0.16 ksi -0.41 ksi
Chequeo de compresion en la parte superior de la losa=	$\delta_s \leq 0.40f'_c$	VERDADERO (15m)
	$\delta_s \leq 0.40f'_c$	VERDADERO (17m)
	$\delta_s \leq 0.40f'_c$	VERDADERO (19m)

Fuente: (Perdomo,2023)

Cuadro 41 Chequeo por tensión-Mitad de luz

Chequeo por tension-Mitad de luz		
Limites para la tension de tracción en el hormigón pretensado en estado limite de servicio después de las perdidas	$0.19\lambda v f'_c=$	0.42 ksi
Esfuerzo a tensión por cargas de servicio	$f_{ts}=$	-0.49 ksi -1.12 ksi -0.79 ksi
Chequeo de compresion en la parte superior de losa=	$0.19\lambda v f'_c \leq f_{ts}$	VERDADERO (15m) VERDADERO (17m) VERDADERO (19m)

Fuente: (Perdomo,2023)

2. Verificación de refuerzo para momento negativos presentados en los apoyos

La estructura del sistema hiperestático con vigas AASHTO tipo VI con longitud de 15 metros debe de tener un arreglo de 2 filas de 4 torones cada una, al igual esta necesita 4 varilla no.7 en el apoyo que une las vigas de 15 y 17.

Cuadro 42 Refuerza para momentos negativos presentados en los apoyos (Entre la viga de 15 y 17 metros)

Refuerzo para momentos negativos presentados en el apoyo (Entre la viga de 15 y 17 metros)	
Momento máximos generado por carga muerta sobre los apoyos=	5613.10 kip*in
Momentos máximos generado por carga viva sobre los apoyos =	2697.62 kip*in
Momento total mayorados=	11051.92 kip*in
El límite de fluencia del acero de refuerzo=	60.00 ksi
ϕ =	0.9
bf=	42.0 in
Esfuerzo a compresión de concreto de viga=	5.00 ksi
d=	66 in
Numero de varillas=	4
Diametro de varillas #7=	0.875 in
As=	3.50 in ²
a=	1.17557715
Momento Nominal=	12373.25 kip*in
Momento Ultimo=	11051.92 kip*in
MusMn	VERDADERO

Fuente: (Perdomo,2023)

Para las vigas de 17 y 19 metros, estas tendrán 3 filas, en donde las primeras dos serán de 5 torones y la tercera fila tendrá 3 torones, con una separación de 2 pulg.

Cuadro 43 Refuerza para momentos negativos presentados en los apoyos (Entre la viga de 17 y 19 metros)

Refuerzo para momentos negativos presentados en el apoyo (Entre la viga de 17 y 19 metros)	
Momento máximos generado por carga muerta sobre los apoyos=	8584.14 kip*in
Momentos máximos generado por carga viva sobre los apoyos =	5174.78 kip*in
Momento total mayorados=	18580.62 kip*in
El límite de fluencia del acero de refuerzo=	60.00 ksi
ϕ =	0.9
bf=	42.0 in
Esfuerzo a compresión de concreto de viga=	5.00 ksi
d=	66 in
Numero de varillas=	6
Diametro de varillas #8=	1.000 in
As=	6.00 in ²
a=	2.015275114
Momento Nominal=	21075.25 kip*in
Momento Último=	18580.62 kip*in
MusMn	VERDADERO

Fuente: (Perdomo,2023)

El acero de refuerzo ubicado en el apoyo entre la viga de 17 y 19 metros, este necesitará 6 varillas de no.8, tanto en la pm1e superior de la viga justo en el apoyo y en la pm1e inferior de la losa. En la cual ayuda a que la verificación del momento nominal sea mayor que el momento último.

3. Verificación de deflexión para vigas en sistema hiperestático

La verificación de deflexión para vigas en sistema hiperestático se realiza para garantizar que la deflexión de la viga no sea excesiva y que no cause problemas funcionales o estructurales.

Cuadro 44 Chequeos de deflexión generados por las cargas

Deflexiones de Viga 15m		Deflexiones de Viga 17m	
Carga	Defexiones	Carga	Defexiones
Losa	0.014 in	Losa	0.0020 in
Haunch	0.002 in	Haunch	0.000033 in
Barrera	0.003 in	Barrera	0.0006 in
Carga Propia viga tipo VI	0.03 in	Carga Propia viga tipo VI	0.0046 in
Carga Viva	0.06 in	Carga Viva	0.0116 in
Torones	0.16 in	Torones	0.31 in
Deflexion Total=	0.257 in	Deflexion Total=	0.3313 in
L/800=	0.738 in	L/800=	0.8367 in
Chequeo Defelxi3n=	VERDADERO	Chequeo Defelxi3n=	VERDADERO

Deflexiones de Viga 19m	
Carga	Defexiones
Losa	0.038 in
Haunch	0.0050 in
Barrera	0.0086 in
Carga Propia viga tipo VI	0.0702 in
Carga Viva	0.1254 in
Torones	0.39 in
Deflexion Total=	0.638 in
L/800=	0.9351 in
Chequeo Defelxi3n=	VERDADERO

Fuente: (Perdomo,2023)

VI. ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el presente trabajo de graduación se utilizó una longitud de 15.0m, 17.0 y 19.0m para los tres tramos de viga que componen el sistema hiperestático. Estos sistemas hiperestáticos se han implementado en varios puentes en Guatemala, entre los que se incluyen el puente sobre el río Motagua en el municipio de El Jícaro, el puente sobre el río Chixoy en el municipio de San Juan Chamelco y el puente sobre el río Lacantún en el municipio de San Mateo Ixtatán.

Se utilizó una longitud de 20.0 metros para cada viga. Por lo que se quiere comprobar y comparar el comportamiento utilizando vigas con longitud variable. Al momento de obtener el momento máximo para la viga de 20 metros de longitud, esta presentó un momento de 1,255.64 kip*ft con la carga de T3-S2-R4 (Miranda,2020), en comparación a los momentos máximos obtenidos con las vigas de longitud variable, se le aplicó una carga del HS-25, en donde para la viga de 15 metros se generó un momento máximo de 105.94 tonf*m (766.25 kip*ft), para la viga de 17 metros se obtuvo un momento de 126.22 tonf*m (1063 kip*ft) y para la viga de 19 metros se obtuvo un momento máximo de 146.54 tonf*m (1234.42 kip*ft). En donde se puede observar que los tres momentos son inferiores al momento generado en la viga de 20 metros, llevando a que las solicitaciones de acero van a ser menores.

Las cargas muertas fueron las mismas del trabajo referenciado, para poder comprobar los momentos máximos generados en el centro de la luz. En las vigas de 20 metros, para la viga AASHTO tipo 111, se obtuvo un momento máximo por carga muerta de 710.513 kip*ft y para la viga AASHTO tipo IV un momento de 831.222 kip*ft. (Miranda,2020) Respecto a las vigas de longitud variable, estas presentaron un momento menor para la viga de 15 y 17 m de 84 tonf*m (707.60 kip*ft) y 107.97 tonf*m (909.52 kip*ft) respectivamente. En la cual se puede apreciar que ninguna de las dos sobrepasa el momento máximo de la viga tipo III y IV del trabajo de graduación referenciado. Por otro lado, el momento generado en la viga de 19 metros, este es de 134.83 tonf*m (1135.78kip*ft), dicho aumento del momento en ese tramo de viga se debe a la esbeltez de la viga AASHTO tipo VI.

Los torones son cables de acero de alta resistencia que se utilizan para reforzar vigas.

Se pueden utilizar para aumentar la capacidad de carga de la viga, mejorar su resistencia a la flexión y reducir su deflexión. Por lo que la cantidad de torones necesarios para la viga referenciada fueron de 10 en total. En las vigas de longitud variable, en la de 15 metros se necesitan 3 torones, en la de 17 metros se necesitan 5 torones y en la viga de 19 metros se necesitan 8 torones, por lo que se propuso 8, 13 y 13 torones respectivamente.

Siendo esta una menor cantidad de tomes por viga, su porcentaje de pérdida de pretensado es de 9.40 % en los tomes de la viga de 15 metros, 11.66 % en la de 17 metros y 11.46 % para la viga de 19 metros. Por ende, la utilización de vigas de longitud variable menores a 20 metros genera menos pérdidas de preesfuerzo.

Todo lo mencionado fue para el sistema isostático, respecto al sistema hiperestático, este se necesita un acero de refuerzo en los apoyos para reducir el momento negativo en cada uno. Por lo que, en el apoyo, que une la viga de 15 y 17 metros, esta necesita una fila en la parte superior de 4 varillas no.7, comparando con el acero necesario en las vigas de 20 metros, esta hace una solicitud en los apoyos de 4 varillas no.8 en la misma posición mencionada. El acero necesario en el apoyo que une la viga de 17 metros con la de 19 metros, solicita 1 fila de acero de 3 varillas no.8 en la parte superior de la viga y una fila de 3 varillas no.8 en la parte inferior de la losa.

Respecto a los chequeos de compresión y tensión después de las pérdidas por preesfuerzo, todas cumplieron de manera efectiva y las deflexiones de las vigas no fueron mayores a $L/800$, tal como se puede apreciar en el Cuadro 44 de la sección de metodología.

Luego de todos los cálculos realizados, se puede deducir que la implementación de las vigas prefabricadas de longitud variables menores a 20 metros aumenta su geometría, pero reduce los costos de transporte y de la cantidad de acero de refuerzo necesario en los diferentes tramos.

VII. CONCLUSIONES

Al comparar el comportamiento de una viga prefabricada tipo T con longitudes variables de 15, 17 y 19 metros contra una viga tipo I con longitud de 20 metros, se pudo notar que los momentos generados al centro y en los apoyos eran menores en la viga T. Al igual, la disminución de longitud para cada tramo de viga genera una menor sollicitación de acero de refuerzo en los apoyos y una cantidad menor de torones en la parte inferior de la viga.

Al utilizar el camión de diseño HS-25 y la integración de las diferentes cargas muertas presentadas en la superestructura del puente, se dio a conocer la carga de diseño a la cual iba estar sometida la superestructura del puente. Dichas cargas fueron utilizadas para la obtención de los esfuerzos a compresión ejercidos en la viga prefabricada.

La utilización de SAP2000 para la obtención de las sollicitaciones máximas de la viga fue de gran importancia, ya que se pudo observar el sistema hiperestático genera momentos negativos en los apoyos, los cuales no se pueden obtener de manera manual en un sistema isostático. SAP2000 igual proporcionó la ubicación de dicha sollicitación máxima en los apoyos, las cuales fueron reducidas con la implementación de bastones en los apoyos centrales del puente.

VIII. RECOMENDACIONES

Al proponer longitudes inferiores a los 20 metros, procurar que las vigas de menor luz estén en los apoyos y la viga de mayor longitud en el centro. Por ende, la cantidad de torones en la viga de 15 metros fue inferior a la cantidad de acero en la viga de 19 metros.

Realizar los cálculos de manera manual como con la ayuda de un software, para la rectificación de los resultados. Esto igual ayudará a enriquecer la metodología del trabajo y para que el lector tenga una mejor visualización de cómo se obtuvieron los resultados.

Se recomienda a MICIVI construir puentes hiperestáticos reemplazando los puentes isostáticos en Guatemala ya que estos proporcionan una mayor rigidez, lo que lo hace más resistente a las deformaciones, lo cual puede ayudar en zonas con condiciones climáticas adversas. Al igual una estructura hiperestática genera dependencia una de otra, por lo que son recomendadas en Guatemala, debido a las grandes inundaciones, un sistema isostático tendrá una menor resistencia ya que dichas vigas son independientes.

Se recomienda utilizar elementos prefabricados para la construcción de la superestructura, ya que las vigas prefabricadas se fabrican con materiales de alta calidad y se someten a control de calidad estricta, una de las grandes desventajas de utilizar es el transporte, ya que en Guatemala la longitud máxima que se puede transportar es de 22 metros. Por ende, utilizar vigas prefabricadas evita utilizar grandes cantidades de formaletas para la fundición *in-situ*, lo que puede generar una variación en las propiedades geométricas de las vigas.

Se recomienda AGIES, proporcionar una guía, para el cálculo de torones para los sistemas de pretensado y postensado.

Se recomienda a las universidades, ampliar el tema de infraestructura vial, a partir del primer semestre del quinto año. Ya que, esto enriquecerá el conocimiento de las obras viales en los futuros ingenieros y poder abarcar varios temas relacionado con el diseño de puentes en Guatemala.

IX. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO LFRD, A. (2017). Descripción general de AASHTO. *AASHTO LRFD Bridge Design Specification 2017*.
- ACI. (2023). American Concrete Institute. *Requisitos del Código de Construcción para Concreto Estructural*.
- AISC. (2023). American Institute of Steel Construction. *Detalles de American Institute of Steel Construction*.
- Alarcón, C. (2016). Método de Pretensado. *Ministerio del Poder Popular para la Educación Superior*, (Barcelona 21).
- Anleu, A. (2011). Tipología de puentes y puentes de emergencia. *Universidad Del Valle De Guatemala*.
- Arcos, J. J. C. (2016). Comparación entre los métodos de diseño por esfuerzos permisibles AASH- TO ASD y LRFD, aplicado al puente sobre el Río Mira. *Departamento de ciencias de la tierra y de la construcción*.
- ARGOS. (2023). EL ABC del concreto preesforzado. *Asocreto, 2da edición*.
- ASSTHO. (2014). ASSTHO LRFD Bridge Design Specifications. *E-Book, 7th*.
- Bajaña, A. P. R. (2014). Cálculo y diseño de la superestructura para el puente naranjal 1 que forma parte del proyecto control de inundaciones del rio naranjal. *Facultad de ingeniería Escuela de Ingeniería Civil*. (Universidad de Cuenca).
- Berrio, J. G. R. (2014). Hormigón Armado - Método de la Sección Transformada. *Descartes JS*.
- Botía, W. (2015). Manual de procedimientos de ensayos de suelos y memoria de cálculo. *Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de Ingeniero Civil Universidad Militar Nueva Granada Facultad Ingeniería programa Ingeniería Civil Bogotá D.C.*
- Chávez, O. A. R. (1999). Sistema de cargas vivas vehiculares para diseño de puentes en carreteras alimentadoras. *Secretaría de Comunicaciones y Transportes Instituto Mexicano del Transporte*, (30).
- Collins, M. P. (1997). Prestressed Concrete Structure. *Department of Civil Engineering University of Toronto*.
- De ingeniería, (2020). Cables de acero. *Deingenierias.com*.
<https://deingenierias.com/el-acero/cables-de-acero/>.
- Elivo, F. (2014). Topografía de puentes y túneles. *Trabajo final para optar por el título académico de Agrimensor*. Universidad Nacional Pedro Henríquez Ureña Facultad de Ciencias y Tecnología Escuela de Agrimensura.
- García, M. (2014). Metodología para la inspección y mantenimiento de puentes de emergencia tipo BAILEY. *Tesis de maestría no publicada, Universidad de San Carlos de Guatemala, Ciudad Guatemala, Guatemala*.

- Guaita, A. (2019). Puentes Isostáticos. *Tesis no publicada. Universidad Nacional Experimental Politécnica de la Fuerza Armada Nacional Bolivariana, Venezuela.*
- Hibbeler, R. (2012). Análisis Estructural. *Pearson Educación de México, S.A,*
- Jhoel, P. P. F. (2018). Diseño estructural de puentes peatonales sobre la autopista Pimentel Chiclayo. *Ingeniería de Procesos - Ingeniería Estructural Sismorresistente.*
- Mariño, S. (2014). Diseño y cálculo de vigas pretensadas y postensadas. *Ministerio del Poder popular para la Educación Superior.* (Barcelona 21).
- McCormac, J. C. (2018). Diseño de Concreto Reforzado. *Alfaomega, 10.*
- Pérez, A. C. (2008). Concreto Presforzado. *Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura,* (Instituto Politécnico Nacional).
- Ramos, A. (2017). Componentes de un puente superestructura e infraestructura. *Facultad de Ingeniería Escuela Académico Profesional de Ingeniería CIVIL,* (2).
- Ricaldoni, J. (2018). Pretensar una estructura consiste en introducir ciertas acciones exteriores (acciones de pretensado) de modo que superpuestas a las cargas exteriores provoquen un nuevo estado tensional, cuyo objetivo es el de mejorar el comportamiento de la estructura. *Hormigón Estructural 3,* (Instituto de Estructural y Transporte).
- Rodado, J. (1990). Comportamiento y Optimización puentes atirantados continuos. *Disertación doctoral no publicada, Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España.*
- Rodríguez, C. (2018). Modelación losas de puentes luz de 6 a 12 metros en SAP 2000. *Universidad pedagógica y tecnológica de Colombia Facultad de ingeniería escuela de transporte y vías puentes y estructuras de contención Tunja.*
- Sánchez, R. (2013). Propuesta de un diseño estructural de un puente de 15m para un período de 50 años en la comarca Paso Hondo, municipio de Santo Tomas del Norte - Chinandega. *Tesis Monográfica para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua*
- Silva, O (2022). Uso de concretos avanzados en puentes: características y recomendaciones. 360 en concreto. <https://360enconcreto.com/blog/detalle/uso-de-concretos-avanzados-puentes/>

X. APÉNDICES

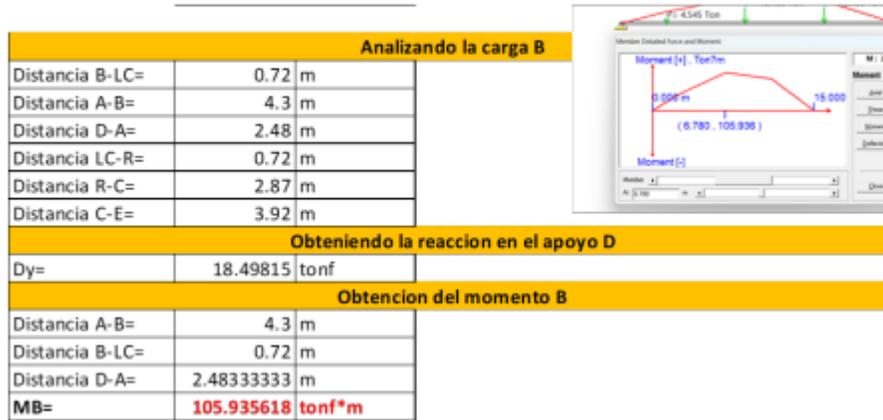
A. Momentos máximos para las vigas en un sistema isostático

Anexo 1. Momento obtenido desde el primer eje del camión HS-25, para la viga de 15 metros

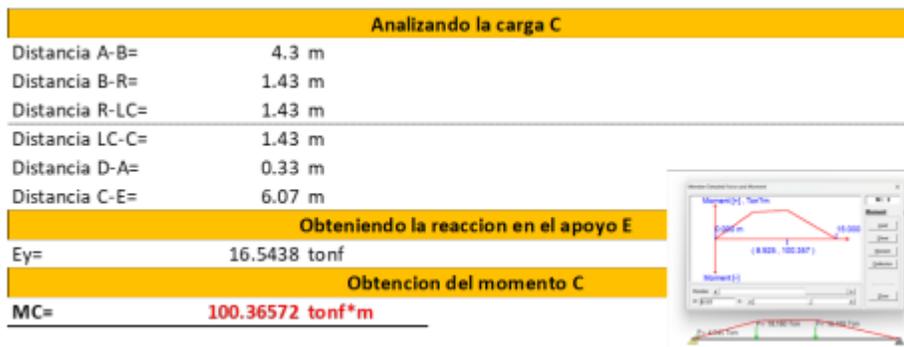
Longitud de 15 metros

Variable	Valor	Unidad	Simbología
L=	15	m	D= El apoyo cercano al eje A
P=	18.18	tonf	A= Primera carga P/4
S.Ejes=	4.3	m	B= Carga de en medio P
P/4=	4.545	tonf	C= Carga de hasta atrás P
Magnitud de las resultante y su ubicación			E= Apoyo cercano al eje C
R=	40.905	tonf	LC= Línea Central
La distancia de la resultante desde el primer eje			
x=	5.73	m	
x/2=	2.87	m	
Analizando la carga A			
Distancia D-A=	4.63	m	
Distancia A-LC=	2.87	m	
Distancia LC-R=	2.87	m	
Distancia B-C=	4.3	m	
Distancia B-R=	1.43	m	
Distancia R-C=	2.87	m	
Distancia LC-B=	1.43	m	
Distancia C-E=	1.77	m	
Obteniendo la reaccion en el apoyo D			
Dy=	12.6351	tonf	
Obtencion del momento A			
Distancia E-A=	4.63333333	m	
Ma=	58.54263	tonf*m	

Anexo 2. Momento obtenido desde el segundo eje del camión HS-25, para la viga de 15 metros



Anexo 3. Momento obtenido desde el tercer eje del camión HS-25, para la viga de 15 metros



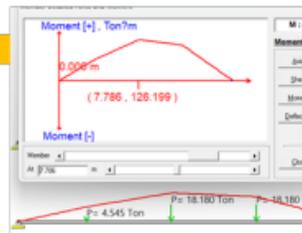
Anexo 4. Momento obtenido desde el primer eje del camión HS-25, para la viga de 17 metros

Longitud de 17 metros

Variable	Valor	Unidad	Simbología
L=	17	m	D= El apoyo cercano al eje A
P=	18.18	tonf	A= Primera carga P/4
S.Ejes=	4.3	m	B= Carga de en medio P
P/4=	4.545	tonf	C= Carga de hasta atrás P
Magnitud de las resultante y su ubicación			E= Apoyo cercano al eje C
R=	40.905	tonf	LC= Línea Central
La distancia de la resultante desde el primer eje			
x=	5.73	m	
x/2=	2.87	m	
Analizando la carga A			
Distancia D-A=	5.63	m	
Distancia A-LC=	2.87	m	
Distancia LC-R=	2.87	m	
Distancia B-C=	4.3	m	
Distancia B-R=	1.43	m	
Distancia R-C=	2.87	m	
Distancia LC-B=	1.43	m	
Distancia C-E=	2.77	m	
Obteniendo la reaccion en el apoyo D			
Dy=	13.5547941	tonf	
Obtencion del momento A			
Distancia E-A=	5.63333333	m	
Ma=	76.3586735	tonf*m	

Anexo 5. Momento obtenido desde el segundo eje del camión HS-25, para la viga de 17 metros

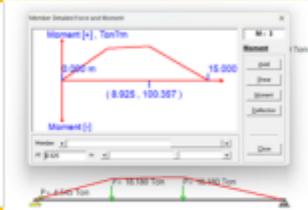
Analizando la carga B		
Distancia B-LC=	0.72	m
Distancia A-B=	4.3	m
Distancia D-A=	3.48	m
Distancia LC-R=	0.72	m
Distancia R-C=	2.87	m
Distancia C-E=	4.92	m
Obteniendo la reaccion en el apoyo D		
Dy=	18.7280735	tonf
Obtencion del momento B		
Distancia A-B=	4.3	m
Distancia B-LC=	0.72	m
Distancia D-A=	3.48333333	m
MB=	126.223339	tonf*m



Anexo 6. Momento obtenido desde el tercer eje del camión HS-25, para la viga de 17 metros

Analizando la carga C

Distancia A-B=	4.3 m
Distancia B-R=	1.43 m
Distancia R-LC=	1.43 m
Distancia LC-C=	1.43 m
Distancia D-A=	0.33 m
Distancia C-E=	6.07 m



Obteniendo la reaccion en el apoyo E

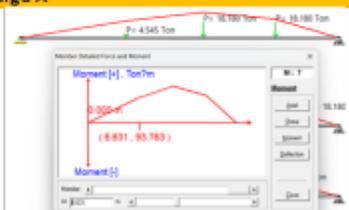
Ey= 16.5438 tonf

Obtencion del momento C

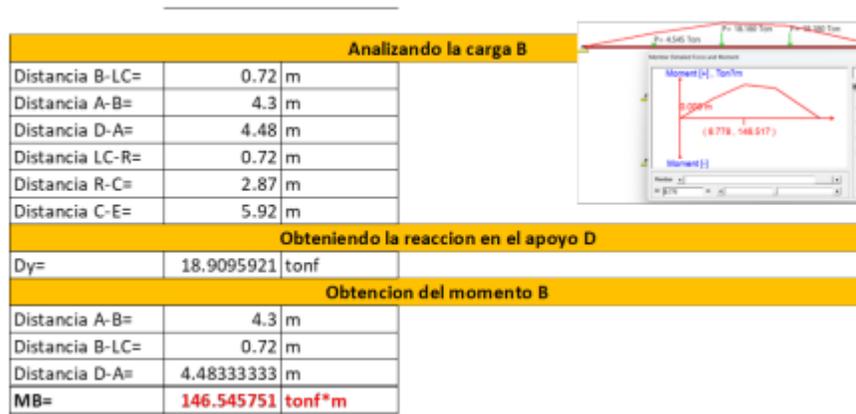
MC= 100.36572 tonf*m

Anexo 7. Momento obtenido desde el primer eje del camión HS-25, para la viga de 19 metros

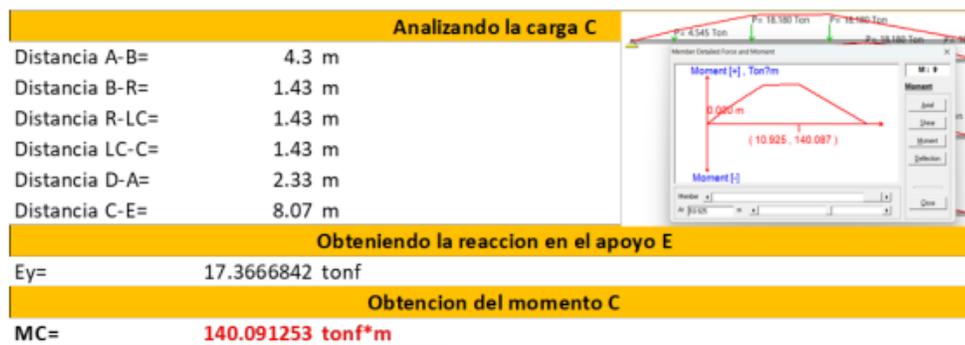
Longitud de 19 metros

Variable	Valor	Unidad	Simbología
L=	19	m	D= El apoyo cercano al eje A
P=	18.18	tonf	A= Primera carga P/4
S.Ejes=	4.3	m	B= Carga de en medio P
P/4=	4.545	tonf	C= Carga de hasta atrás P
Magnitud de las resultante y su ubicación			E= Apoyo cercano al eje C
R=	40.905	tonf	LC= Línea Central
La distancia de la resultante desde el primer eje			
x=	5.73	m	
x/2=	2.87	m	
Analizando la carga A			
Distancia D-A=	6.63	m	
Distancia A-LC=	2.87	m	
Distancia LC-R=	2.87	m	
Distancia B-C=	4.3	m	
Distancia B-R=	1.43	m	
Distancia R-C=	2.87	m	
Distancia LC-B=	1.43	m	
Distancia C-E=	3.77	m	
Obteniendo la reaccion en el apoyo D			
Dy=	14.2808684	tonf	
Obtencion del momento A			
Distancia E-A=	6.63333333	m	
Ma=	94.7297605	tonf*m	

Anexo 8. Momento obtenido desde el segundo eje del camión HS-25, para la viga de 19 metros

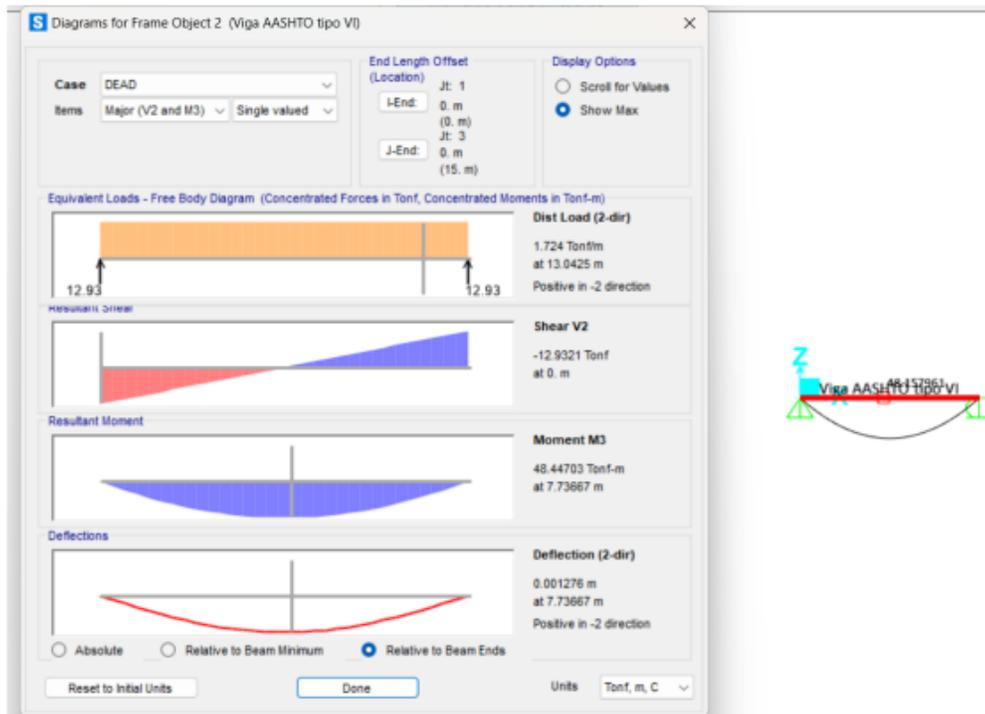


Anexo 9. Momento obtenido desde el tercer eje del camión HS-25, para la viga de 19 metros

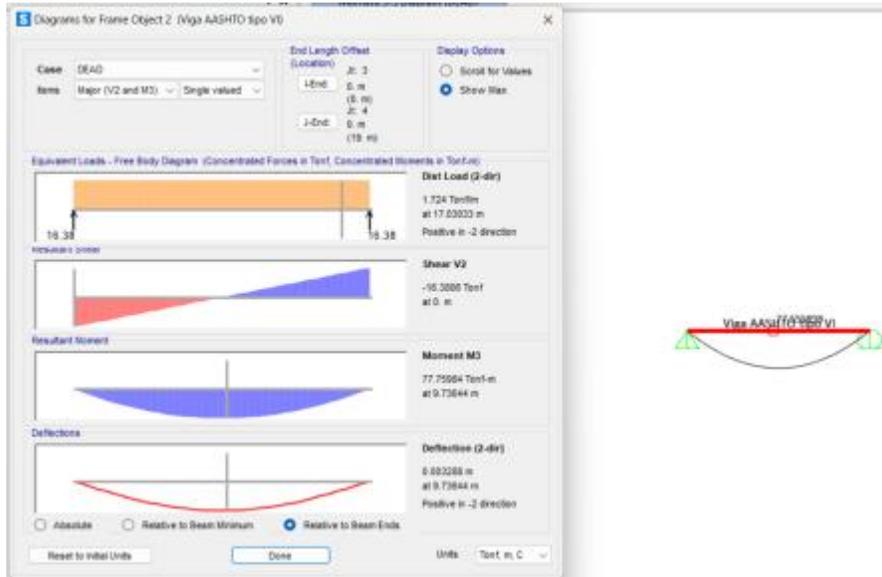


B. Verificación de los momentos máximos para las vigas en un sistema isostático con SAP2000

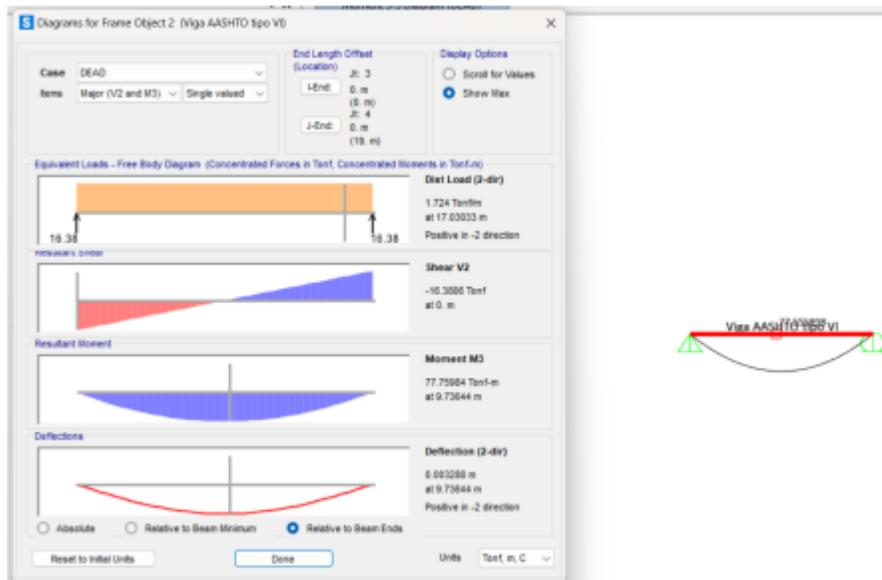
Anexo 10. Momento al centro de la viga de 15 metros en la sección simple



Anexo 11. Momento al centro de la viga de 17 metros en la sección simple



Anexo 12. Momento al centro de la viga de 19 metros en la sección simple



C. Cortes máximos generados en las vigas en un sistema isostático

Anexo 13. Cortes máximos generados en la viga en la aplicación de carga viva

Longitud de 15 metros			
Análisis de corte máximo			
Distancia C-E	6.4 m	Distancia A-D	6.4
Distancia B-E	10.7 m	Distancia B-D	10.7
Distancia A-E	15 m	Distancia C-D	15
Dy=	<u>25.2702 Tonn</u>	Ey=	<u>33.0876 tonf</u>
V max=		<u>33.0876 tonf</u>	

Longitud de 17 metros			
Análisis de corte máximo			
Distancia C-E	8.40 m	Distancia A-D	8.4
Distancia B-E	12.70 m	Distancia B-D	12.7
Distancia A-E	17.00 m	Distancia C-D	17
Dy=	<u>27.10958824 Tonn</u>	Ey=	<u>34.0072941 tonf</u>
V max=		<u>34.0072941 tonf</u>	

Longitud de 19metros			
Análisis de corte máximo			
Distancia C-E	10.40 m	Distancia A-D	10.4
Distancia B-E	14.70 m	Distancia B-D	14.7
Distancia A-E	19.00 m	Distancia C-D	19
Dy=	<u>28.56173684 Tonn</u>	Ey=	<u>34.7333684 tonf</u>
V max=		<u>34.7333684 tonf</u>	

D. Obtención de los factores de distribución para las vigas interiores y exteriores al momento de aplicar las cargas

Anexo 14. Parámetro de rigidez longitudinal Kg

Parámetro de Rigidez Longitudinal "Kg"			
<i>Cálculo de la distancia entre el centroidal de la viga y el centroide de la losa de rodadura</i>			
Espesor de losa=	20	cm	Relación modular=
	0.656	ft	
Espesor de HAUNCH=	5	cm	
	0.164042	ft	
ey=	105.475	cm	
	3.460465879	ft	
Kg=	121192376.1	cm ⁴	
	140.4198138	ft ⁴	
	2911745.26	in ⁴	

Anexo 15. Factor distribución de carga viva para momento en vigas internas

Factor de distribución de carga viva para momento en vigas interiores					
Longitudes de Viga			Otras Propiedades		
L=	15	m	S=	6.562	ft
L=	17	m	ts=	7.874	in
L=	19	m	Nb=	5	unidad
<i>Rango de Aplicación</i>					
Separación entre vigas			Espesor de la losa		
S(ft)=	6.562	CUMPLE	ts(in)=	7.874	CUMPLE
Longitud de Vigas			Número de vigas=		
L(15m)=	15	CUMPLE	Nb=	5	CUMPLE
L(17m)=	17	CUMPLE	Rigidez Longitudinal=		
L(19m)=	19	CUMPLE	Kg=	2911745.26	CUMPLE

Anexo 16. Factor de distribución para 1 y 2 carriles de diseño cargados

Factor de Distribución para 1 carril de diseño cargado	
Vigas Internas	
gm(15m)=	0.56847984
gm(17m)=	0.54364942
gm(19m)=	0.52260338

Factor de Distribución para 2 carril de diseño cargado	
Vigas Internas	
gm(15m)=	0.74953449
gm(17m)=	0.72467606
gm(19m)=	0.70335555

Anexo 17. Factor de distribución de carga viva para momento en vigas externas

Factor de distribución de carga viva para momento en vigas exteriores				
			<i>Valor</i>	<i>Unidad</i>
Distancia desde el extremo del puente hacia el centro de la viga=			1	m
			3.281	ft
Espesor del Jersey de Concreto=			0.4	m
			1.3124	ft
La distancia "de"=			0.6	m
			1.9686	ft
Rango de aplicación			"Si se puede utilizar los factores de distribución para el momento"	
-1<=	1.9686	<=5.5		
Cumple		Cumple		
Factor de Distribución para 2 o más carriles de diseño cargados				
		e=	0.98632967	
gm(15m)=	0.73928811	gm(17m)=	0.7147695	gm(19m)= 0.69374045
Factor de Distribución para un carril de diseño cargados				
		gm(15,17 y 19m)=	0.82858884	

Anexo 18. Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores

Factor de distribución de carga viva para corte en vigas interiores

Longitudes de Viga		Otras Propiedades	
L=	15 m	S=	6.562 ft
L=	17 m	ts=	7.874 in
L=	19 m	Nb=	5 unidad

Rango de Aplicación			
Separación entre vigas		Espesor de la losa	
S(ft)=	6.562 CUMPLE	ts(in)=	7.874 CUMPLE

Longitud de Vigas		Número de vigas=	
L(15m)=	15 CUMPLE	Nb=	5 CUMPLE
L(17m)=	17 CUMPLE		
L(19m)=	19 CUMPLE		

"Si se puede utilizar los valor de distribución para el corte"

Factor de Distribución para 1 carril de diseño cargado	
gv=	0.62248

Factor de Distribución para 2 carril de diseño cargado	
gv=	0.71168244

Anexo 19. Factor de distribución de carga viva para corte en vigas exteriores

Factor de distribución de carga viva para corte en vigas exteriores

	Valor	Unidad
Distancia desde el extremo del puente hacia el centro de la viga=	1	m
	3.281	ft
Espeor del Jersey de Concreto=	0.4	m
	1.3124	ft
La distancia "de"=	0.6	m
	1.9686	ft

Rnago de aplicación			"Si se puede utilizar los factores de distribución para el corte"
-1<=	1.9686	<=5.5	
Cumple		Cumple	

Factor de Distribución para 2 o más carriles de diseño cargados

	e=		
	0.79686		
gm(15m)=	0.59727405	gm(17m)=	0.57746536
		gm(19m)=	0.56047591

Factor de Distribución para un carril de diseño cargados

gm(15,17 y 19m)= 0.82858884

Anexo 20. Factor de distribución para deflexión por carga viva en las vigas de superestructura

Factor de distribución para deflexión por carga viva en las vigas de superestructura

Cantidad de Carriles Cargador=	2
Factor de presencia =	1
Numero de Vigas=	5
gd=	0.4

E. Obtención de la cantidad de torones necesarios para cada viga

Anexo 21. Esfuerzo de tensión en la etapa de servicio utilizando la combinación de servicio III

Esfuerzo de tensión en la etapa de servicio utilizando la combinación de servicio III

Viga de 15 metros			Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$M_{DC1} =$	78.1	tonf*m	$\delta_{15} =$	476.788291	tonf/m ²
	6778789.71	lbf*in		678.157337	psi
	6778.78971	kip*in		0.67815734	ksi
$M_{DC2} =$	5.96	tonf*m	Módulo de sección inferior		
	517305.8473	lbf*in	$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	517.3058473	kip*in		0.3303198	m ³
M_{LL}	102.24	tonf*m	$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	8874051.984	lbf*in		0.36509975	m ³
	8874.051984	kip*in	Υ_{LL}	0.8	
Viga de 17 metros			Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$M_{DC1} =$	100.32	tonf*m	$\delta_{15} =$	592.346786	tonf/m ²
	8707540.247	lbf*in		842.521358	psi
	8707.540247	kip*in		0.84252136	ksi
$M_{DC2} =$	7.65	tonf*m	Módulo de sección inferior		
	664256.1638	lbf*in	$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	664.2561638	kip*in		0.3303198	m ³
M_{LL}	122.16	tonf*m	$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	10603033.94	lbf*in		0.36509975	m ³
	10603.03394	kip*in	Υ_{LL}	0.8	
Viga de 19 metros			Esfuerzo a Tensión en parte inferior de la sección		
$M_{DC1} =$	125.27	tonf*m	$\delta_{15} =$	720.175248	tonf/m ²
	10872673.15	lbf*in		1024.33751	psi
	10872.67315	kip*in		1.02433751	ksi
$M_{DC2} =$	9.56	tonf*m	Módulo de sección inferior		
	829745.5887	lbf*in	$S_{no\ compuesta}$	20,157.23	in ³
	829.7455887	kip*in		0.3303198	m ³
M_{LL}	143.65	tonf*m	$S_{compuesta}$	22,279.62	in ³
	12468286.07	lbf*in		0.36509975	m ³
	12468.28607	kip*in	Υ_{LL}	0.8	

Asumiendo una pérdida de presfuerzo del 25%

$$f_{pi} = 0.75f_{pu} \rightarrow$$

270 ksi

$$f_{pe} = 0.75f_{pu} * (1 - 0.25) = 0.5625f_{pu}$$

0.5625f_{pu} = 151.9 ksi

Anexo 22. Cantidad de Torones para la viga de 15 metros

Propiedades de Torones				
	ϕ =	0.6	in	
	Área Nominal	0.22	in ²	
Fila	Cantidad de Torones	rea (in)	Y(in)	Área * Y(in ³)
1	4	0.87	2	1.736
2	4	0.87	4	3.472
3		0	6	0
Totales=	8	1.74		5.208

Centroide del arreglo de presfuerzo propuesto (y)=	3.00	in
Eje Centroidal de la sección no compuesta=	36.38	in
Excentricidad del arreglo de presfuerzo "e"=	33.38	in
Área total de acero de presfuerzo propuesto=	1.736	in ²
Fuerza de presfuerzo efectiva=	263.7	kip
Momento generado en la fuerza de presfuerzo=	8800.8	kip*in
	733.4	kip*ft

Esfuerzo de tensión límite permisible en Servicio III		
Datos para sacar la tensión límite permisible		
f_{ts} =	$0.19\lambda\sqrt{f'c}$	≤ 0.6 ksi
λ =	1	
$f'c$ =	5	ksi
	$0.19\lambda\sqrt{f'c}$ =	0.42 ksi ≤ 0.60 ksi
f_{ts} =	0.425	ksi

Para un ambiente moderado de corrosión

Esfuerzo de tensión para diseño	
Viga de 15 metros	
f_{ts} Diseño=	0.253 ksi
δ_{ps} =	-0.68 ksi

Verificación de la cantidad de torones de $\phi=0.60"$	
Fuerza efectiva que soporta 1 torón (P)=	33 kip
n=	3 torones

Anexo 23. Cantidad de torones para la viga de 17 metros

Propiedades de Torones				
	ϕ =	0.6	in	
	Área Nominal=	0.217	in ²	
Fila	Cantidad de Torones	Área (in ²)	Y(in)	Área * Y(in ³)
1	5	1.085	2	2.17
2	5	1.085	4	4.34
3	3	0.651	6	3.906
Totales=	13	2.821		10.416

Centroide del arreglo de presfuerzo propuesto (y)=	3.69	in
Eje Centroidal de la sección no compuesta=	36.38	in
Excentricidad del arreglo de presfuerzo "e"=	32.69	in
Área total de acero de presfuerzo propuesto=	2.821	in ²
Fuerza de presfuerzo efectiva=	428.4	kip
Momento generado en la fuerza de presfuerzo=	14004.7	kip*in
	1167.1	kip*ft

Esfuerzo de tensión límite permisible en Servicio III			
Datos para sacar la tensión límite permisible			
f_{ts} =	$0.19\lambda v f'_c$	\leq	0.6 ksi
λ =	1		
f'_c =	5 ksi		
	$0.19\lambda v f'_c$ =	0.42 ksi	\leq 0.60 ksi
	f_{ts} =	0.42 ksi	

Para un ambiente moderado de corrosión

Esfuerzo de tensión para diseño	
Viga de 17 metros	
f_{ts} Diseño=	0.418 ksi
δ_{ps} =	-1.09 ksi

Verificación de la cantidad de torones de $\phi=0.60"$	
Fuerza efectiva que soporta 1 torón (P)=	33.0 kip
n=	5 torones

Anexo 24. Cantidad de torones para la viga de 19 metros

Propiedades de Torones				
	ϕ =	0.6	in	
	Área Nominal	0.217	in ²	
Fila	Cantidad de Torones	Área (in ²)	Y(in)	Área * Y(in ³)
1	5	1.085	2	2.17
2	5	1.085	4	4.34
3	3	0.651	6	3.906
Totales=	13	2.821		10.416

Centroide del arreglo de presfuerzo propuesto (y)=	3.69	in
Eje Centroidal de la sección no compuesta=	36.38	in
Excentricidad del arreglo de presfuerzo "e"=	32.69	in
Área total de acero de presfuerzo propuesto=	2.821	in ²
Fuerza de presfuerzo efectiva=	428.4	kip
Momento generado en la fuerza de presfuerzo=	14004.7	kip*in
	1167.1	kip*ft

Esfuerzo de tensión límite permisible en Servicio III		
Datos para sacar la tensión límite permisible		
$0.19\lambda\sqrt{f'_c}$	\leq	0.6 ksi
λ =	1	
f'_c =	5 ksi	
		Para un ambiente moderado de corrosión
$0.19\lambda\sqrt{f'_c}$ =	0.42 ksi	\leq 0.60 ksi
f_{ts} =	0.42 ksi	

Esfuerzo de tensión para diseño	
Viga de 19metros	
$f_{ts \text{ Diseño}}$ =	0.599 ksi
δ_{ps} =	-1.09 ksi

Verificación de la cantidad de torones de $\phi=0.60"$	
Fuerza efectiva que soporta 1 torón (P)=	33.0 kip
n=	8 torones

F. Esfuerzos de compresión permisibles después de la pérdida

Anexo 25. Esfuerzo de compresión permisibles después de la perdida

Esfuerzos de compresión permisibles despues de la pérdida				
$f_c =$	5000	psi	$\phi =$	1
	5	ksi	$\lambda =$	1
Cargas Permanentes + Presfuerzo				
$0.45f_c =$	2.25 ksi			
Cargas Permanentes + Presfuerzo + Cargas Transitorias				
$0.60\phi f_c =$	3.00 ksi			
Esfuerzos de tensión permisible después de perdidas				
	$0.19\lambda\sqrt{f_c} \leq 0.6 \text{ ksi} =$			
$f_t =$	$0.19\lambda\sqrt{f_c} =$	0.425 ksi		
	$0.425 \leq 0.6 \text{ ksi} =$	VERDADERO		

Fuerza de presfuerzo efectiva:			Variable	Valor	Unidades
	318.49	kip	$f_{pu} =$	270	ksi
	504.64	kip	$f_{pi} =$	202.5	ksi
	505.78	kip	$I_g =$	733320	in ⁴
Viga de 15 metros					
	78.1	tonf*m	$e_m(15m) =$	33.38	in
$M_{oc1} =$	6778789.71	lbf*in	$e_m(17m) =$	32.69	in
	6778.78971	kip*in	$e_m(19m) =$	32.69	in
			$A_g =$	1085	in ²
$M_{oc2} =$	5.96	tonf*m	$S_{s(ss)} =$	20555.7325	in ³
	517305.8473	lbf*in	$S_{s(sc)} =$	39736.569	in ³
	517.3058473	kip*in	$S_i(ss) =$	20157.2292	in ³
M_{LL}	102.24	tonf*m	$S_i(sc) =$	22279.6177	in ³
	8874051.984	lbf*in			
	8874.051984	kip*in			
Viga de 17 metros					
$M_{oc1} =$	100.32	tonf*m			
	8707540.247	lbf*in			
	8707.540247	kip*in			
$M_{oc2} =$	7.65	tonf*m			
	664256.1638	lbf*in			
	664.2561638	kip*in			
M_{LL}	122.16	tonf*m			
	10603033.94	lbf*in			
	10603.03394	kip*in			
Viga de 19 metros					
$M_{oc1} =$	125.27	tonf*m			
	10872673.15	lbf*in			
	10872.67315	kip*in			
$M_{oc2} =$	9.56	tonf*m			
	829745.5887	lbf*in			
	829.7455887	kip*in			
M_{LL}	143.65	tonf*m			
	12468286.07	lbf*in			
	12468.28607	kip*in			

G. Verificación del momento de ruptura

Anexo 26. Resistencia Nominal a flexión depreciando el acero de refuerzo y la contribución a flexión de la losa

Resistencia Nominal a flexión depreciando el acero de refuerzo y la contribución a flexión de la losa				
Acero de los torones		Otros parametros calculados anteriormente		
$A_{st}(15m)=$	1.736 in ²	$f_{cu}=$	270 ksi	
$A_{st}(17m)=$	2.821 in ²	$\alpha_2=$	0.85 Para $F'c < 10ksi$	
$A_{st}(18m)=$	2.821 in ²	$f'c$ (losa)=	4 ksi	
		$\beta_1=$	0.85 $F'c \leq 4ksi$	
$S=$	6.562 ft	$k=$	0.28	
	78.744 in	$dp(15m)=$	78.90 in	
		$dp(17m)=$	78.21 in	
		$dp(19m)=$	78.21 in	
Profundidad del eje neutro				
$C(15m)=$	2.04 in	$C(15m)=$	3.31 in	$C(15m)=$ 9.04 in
for T-section behavior:				
$c = \frac{A_s f_{ps} + A_s f_s - A_s' f_s' - \alpha_2 f_c' (b - b_w) h_f}{\alpha_2 f_c' b h_w + k f_{ps} \frac{f_m}{d_p}} \quad (5.6.3.1.1-3)$				
Altura del bloque de esfuerzo de compresion				
$a(15m)=$	$C * \beta_1 < t_{osca} =$	$C * \beta_1 =$	1.74 in <	7.87 in VERDADERO
$a(17m)=$	$C * \beta_1 < t_{osca} =$	$C * \beta_1 =$	2.81 in <	7.87 in VERDADERO
$a(19m)=$	$C * \beta_1 < t_{osca} =$	$C * \beta_1 =$	7.68 in <	7.87 in VERDADERO
Cálculo de esfuerzo f_{ps}				
	$f_{ps}(15)=$	$f_{pu} * (1 - k * C / dp) =$	268.04 ksi	
	$f_{ps}(17)=$	$f_{pu} * (1 - k * C / dp) =$	266.80 ksi	
	$f_{ps}(19)=$	$f_{pu} * (1 - k * C / dp) =$	261.26 ksi	
$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$				
Resistencia Nominal a Flexión de viga:				
Viga de 15 metros			Viga de 17 metros	
$M_{oc1} =$	78.1 tonf*m		$M_{oc1} =$	100.32 tonf*m
	6778789.71 lbf*in			8707540.247 lbf*in
	6778.78971 kip*in			8707.540247 kip*in
$M_{oc2} =$	5.96 tonf*m		$M_{oc2} =$	7.65 tonf*m
	517305.8473 lbf*in			664256.1638 lbf*in
	517.3058473 kip*in			664.2561638 kip*in
$M_{LL} =$	102.24 tonf*m		$M_{LL} =$	122.16 tonf*m
	8874051.984 lbf*in			10603033.94 lbf*in
	8874.051984 kip*in			10603.03394 kip*in
Viga de 19 metros				
$M_{oc1} =$	125.27 tonf*m			
	10872673.15 lbf*in			
	10872.67315 kip*in			
$M_{oc2} =$	9.56 tonf*m			
	829745.5887 lbf*in			
	829.7455887 kip*in			
$M_{LL} =$	143.65 tonf*m			
	12468286.07 lbf*in			
	12468.28607 kip*in			

Anexo 27. Verificación del momento de ruptura

Verificación del momento de ruptura

Esfuerzo de compresión en el hormigón debido únicamente a fuerzas efectivas de preesfuerzo.

Fuerza de preesfuerzo efectiva:		Excentricidad del arreglo de preesfuerzo		Propiedades de Viga	
$P_e(15m)=$	318.49 kip	$e_{e1}(15m)=$	33.38 in	$A_g=$	1085 in ²
$P_e(17m)=$	504.64 kip	$e_{e2}(17m)=$	32.69 in	$S_{S(y)}=$	20555.7325 in ³
$P_e(19m)=$	505.78 kip	$e_{e3}(19m)=$	32.69 in	$S_{S(z)}=$	39736.569 in ³
				$S(y)=$	20157.2292 in ³
				$S(z)=$	22279.6177 in ³
$f_{cpe}(15m)=$	-0.820939901 ksi	$f_{cpe}(15m)=$	-1.283438806 ksi	$f_{cpe}(15m)=$	+1.28633773 ksi

$\gamma_1=$ 1.6

$\gamma_2=$ 1.1

$\gamma_3=$ 0.75

$F_{pe} = 0.24A_gf_c$

$F_{pe} = 0.537 \text{ ksi}$

$\gamma_1 =$ flexural cracking variability factor
 = 1.2 for precast segmental structures
 = 1.6 for all other concrete structures

$\gamma_2 =$ prestress variability factor
 = 1.1 for bonded tendons
 = 1.6 for unbonded tendons

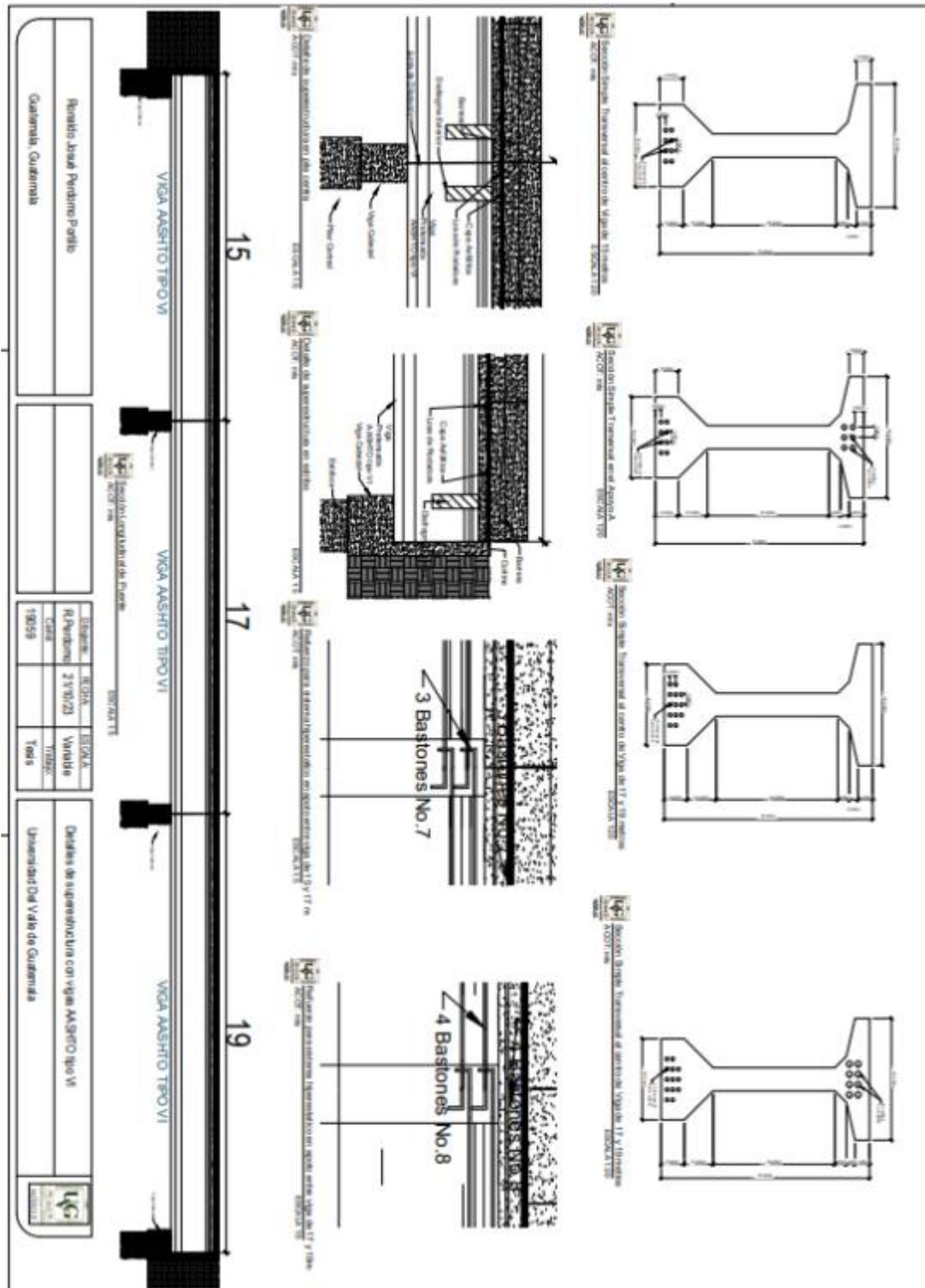
$\gamma_3 =$ ratio of specified minimum yield strength to ultimate tensile strength of the unprestressed reinforcement
 = 0.87 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 60 reinforcement
 = 0.75 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 75 reinforcement
 = 0.76 for AASHTO M 31 (ASTM A615), Grade 90 reinforcement
 = 0.75 for ASTM A706, Grade 60 reinforcement
 = 0.88 for ASTM A706, Grade 90 reinforcement
 = 0.87 for AASHTO M 314 (ASTM A1085), Grade 80 reinforcement

$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_c + \gamma_2 f_{pe}) S_c - M_{dec} \left(\frac{S_{cr}}{S_c} - 1 \right) \right]$

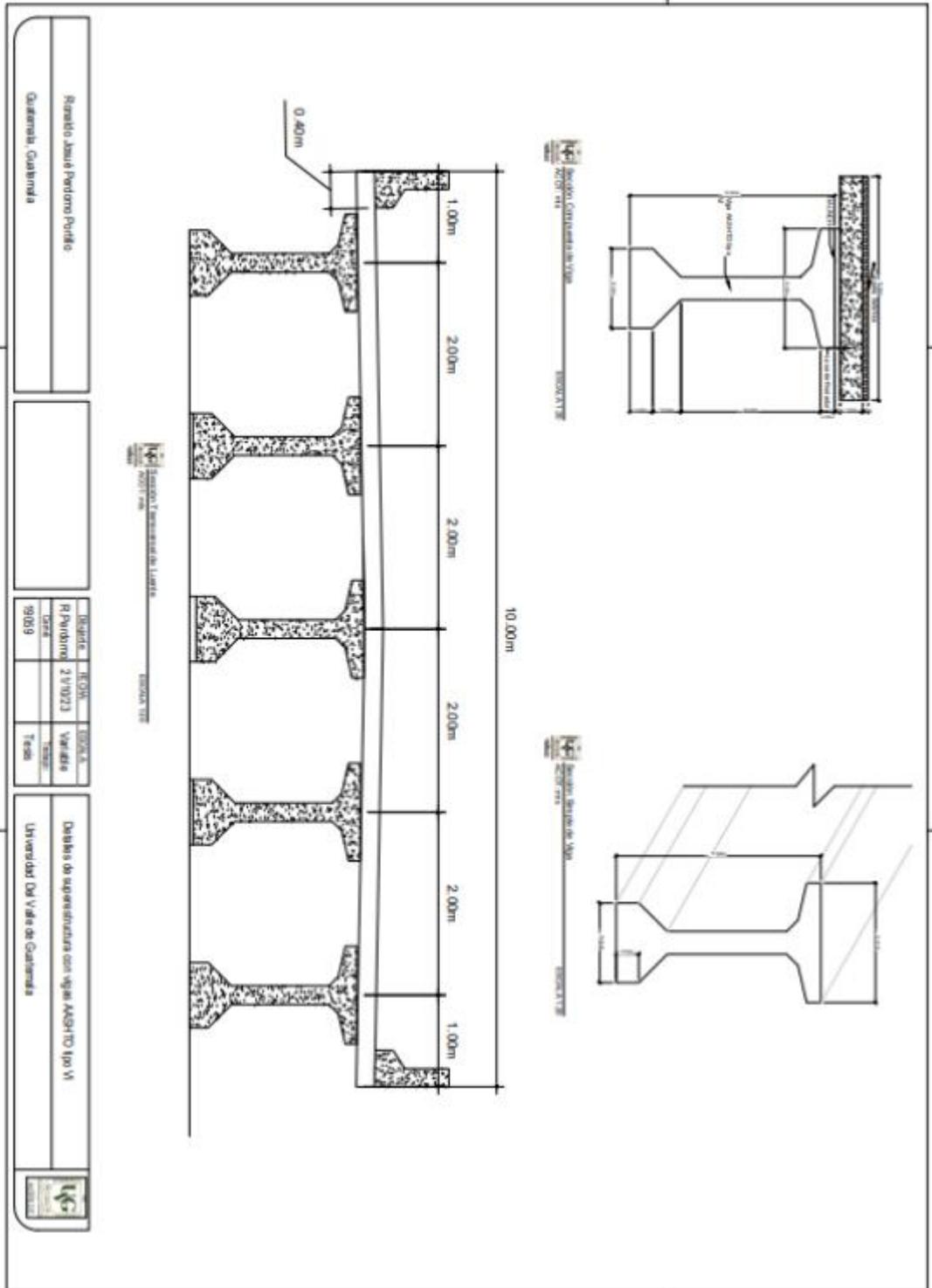
(5.6.3.3-1)

here:

Anexo 28. Detalles de Superestructura del puente



Anexo 29. Detalles de Superestructura del puente



Rancho Juaná Perdona Puente		Quatemala, Guatemala	
Revisó	REDA	ESDCA	
R. P. 01/01/01	2.9.02.23	Verifica	
91019		Tema	
Diseño de superestructura con vigas AASHTO tipo VI		Universidad Del Valle de Guatemala	

XI. GLOSARIO

Área gruesa: es el área de la sección transversal de la viga, incluyendo el material que se encuentra dentro de los bordes de la sección transversal.

Compresión: es un tipo de esfuerzo que tiende a acortar un material. Es la aplicación de fuerzas iguales y opuestas que actúan en el mismo sentido.

Efecto cortante en una viga: la fuerza cortante se produce cuando las fuerzas aplicadas a la viga tienden a hacerla girar.

Esfuerzo: es una fuerza aplicada en un área, la cual es considerada la fuerza que actúan sobre un material y se expresa con la fuerza dividida por el área sobre la que se aplica la fuerza.

Flexión: es un tipo de esfuerzo que tiende a doblar un material. Es una medida de la fuerza que actúa sobre un material perpendicular a su eje longitudinal y que tiende a hacer que el material se curve.

Grado 270 ksi: es una designación de resistencia a la tracción para el acero estructura. Se refiere a un acero que tiene una resistencia a la tracción mínima de 270,000 psi (1,862,000 kPa).

Integración: es un método para calcular las fuerzas internas en una estructura.

Módulo de elasticidad: es una medida de la rigidez de un material. Es una constante elástica que relaciona la tensión aplicada en un material con la deformación elástica resultante.

Momento de inercia: es una medida de la inercia rotacional de un cuerpo. Es una actividad escalar que refleja la distribución de masa de un cuerpo o de un sistema de partículas en rotación, respecto a un eje de giro.

Presfuerzo: es una técnica de construcción que consiste en aplicar fuerzas de compresión a un elemento estructural antes de que sea sometido a las cargas de servicio.

Pretensada: es una técnica de construcción que consiste en introducir tensiones en un elemento estructural antes de que someta a cargas externas.

Puentes: Son estructuras que se han construido a lo largo del tiempo, esta para mejorar la circulación de los seres humanos en sus actividades diarias.

Resistencia a la compresión: es la capacidad de un material para soportar una carga de compresión sin romperse. Se mide como la fuerza máxima que el material puede soportar antes de que se rompa.

Rigidez: es una medida de la oposición a las deformaciones elásticas producidas en un material a causa de una fuerza o un esfuerzo.

SAP2000: es un software de análisis y diseño de estructuras desarrollado por CSI.

Tensión: es un tipo de esfuerzo que tiende a estirar un material.

Torones: es un cable de alta resistencia que se utiliza en el presfuerzo del concreto. Los torones se componen de varios alambres de acero que están trenzados juntos para formar un cable sólido y flexible.