



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).
Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**ANALISIS COMPARATIVO DEL ANALISIS ESTRUCTURAL Y EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE SHUNTE DE SECCION COMPUESTA CON OTRO DE
CONCRETO PRESFORZADO**

PRESENTADO POR:

Bachiller JOHN IVAN MENDO TENAZOA

ASESOR:

Ing. SANTIAGO CHÁVEZ CACHAY

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

TOMO I

TARAPOTO – PERÚ

2017

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**ANÁLISIS COMPARATIVO DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y EL
DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL
PUENTE SHUNTE DE SECCIÓN COMPUESTA CON OTRO DE
CONCRETO PRESFORZADO**

PRESENTADO POR:

Bachiller JOHN IVAN MENDO TENAZOA

**Sustentado y aprobado ante el honorable jurado
el día 30 de noviembre de 2017**

A blue ink signature of Ruben DEL ÁGUILA PANDURO, consisting of several loops and a long horizontal stroke.

.....
Ing. Msc. Ruben DEL ÁGUILA PANDURO
Presidente

A blue ink signature of Ernesto Eliseo GARCÍA RAMÍREZ, featuring a large, stylized 'E' and 'R'.

.....
Ing. Ernesto Eliseo GARCÍA RAMÍREZ
Secretario

A blue ink signature of Eduardo BENCHI VÁSQUEZ, with a large, circular, scribbled signature.

.....
Ing. Msc. Eduardo BENCHI VÁSQUEZ
Miembro

A blue ink signature of Santiago CHÁVEZ CACHAY, with a signature that includes the letters 'S' and 'C'.

.....
Ing. Santiago CHÁVEZ CACHAY
Asesor

TARAPOTO – PERÚ

2017

Declaratoria de Autenticidad

Yo, John Ivan Mendo Tenaza, egresad@ de la Facultad de Ing. Civil y Arquitectura en la Escuela profesional de Ingeniería Civil De la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, identificad@ con DNI 44508740 Con la tesis titulada Análisis Comparativo del Análisis Estructural y el Diseño Estructural de la Superestructura del Frente Shunte de Sección compuesta con Dto de Concreto Prestorzado

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 02 de Mayo del 2018



John Ivan Mendo Tenaza

Nombres y Apellidos

DNI N° 44508740

DECLARACIÓN JURADA

Yo, John Ivan Mendo Tenazon
identificado(a) con DNI N° 44508740, domicilio legal
Jr. Orellana N° 336, a efecto de cumplir con las
Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la
Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San
Martín – Tarapoto, **DECLARO BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos,
datos e información de la presente tesis y/o Informe de Ingeniería, son auténticos
y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad,
ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada,
por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la
Universidad Nacional de San Martín-Tarapoto.

Tarapoto, 02 de mayo del 2018.


.....
Firma


.....
Huella Digital

Formato de autorización **NO EXCLUSIVA** para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres: <i>Mendo Tenazon John Ivan</i>	
Código de alumno : <i>993159</i>	Teléfono: <i>952086284</i>
Correo electrónico : <i>johnmendo87@gmail.com</i>	DNI: <i>44508740</i>

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de: <i>Ingeniería civil y Arquitectos</i>
Escuela Profesional de: <i>Ingeniería civil</i>

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título: <i>Análisis Comparativo del Análisis Estructural y el Diseño Estructural de la Superestructura del Puente Shunte de Sección Compuesta con otra de concreto Prestozado</i>
Año de publicación: <i>2017</i>

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “**Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA**”.



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

07 / 05 / 2018



Firma del Responsable de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

A mi familia, por su apoyo incondicional en todos los estadios de mi formación profesional.

Para ellos este trabajo.

John Juan Mendo Tenazoa

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que hicieron posible en la realización de este trabajo, muchas gracias por su apoyo y enseñanza:

A mi familia por haberme apoyado y tenido paciencia durante todo el tiempo que duro la realización de esta investigación.

A mi asesor, el Ing. Santiago Chávez Cachay por su gran apoyo, dedicando su tiempo y sus sabios conocimientos para la elaboración de mi proyecto y para la formación de mi persona como profesional.

A todos mis compañeros y amigos que formaron parte de este trayecto y quedaran siempre en mi recuerdo.

John Ivan Mendo Tenazoa

INDICE

	Página
CARÁTULA	i
CONTRA CARÁTULA	iii
APROBACIÓN DE TEXTOS	iv
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE	viii
RESUMEN	xv
ABSTRACT	xvi
I. INTRODUCCION	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Exploración Preliminar Orientando a la Investigación	3
1.3 Aspectos Generales del Estudio	3
1.3.1 Ubicación Geográfica	3
1.3.2 Vías de Acceso	5
II. MARCO TEORICO	6
2.1 Antecedentes, Planteamiento, Delimitación y Formulación del Problema	6
2.1.1 Antecedentes del Problema	6
2.1.2 Planteamiento del Problema	6
2.1.3 Delimitación del Problema	7
2.1.4 Formulación del Problema	7
2.2 Objetivos	8
2.2.1 Objetivo General	8
2.2.2 Objetivos Específico	8
2.3 Justificación de la Investigación	8
2.4 Delimitación de la Investigación	9
2.5 Marco teórico	9
2.5.1 Antecedentes de la Investigación	9
2.5.2 Fundamentación Teórica de la Investigación	13
2.5.3 Marco Conceptual: Terminología Básica	103
2.5.4 Marco Histórico	110

2.6 Hipótesis a demostrar	111
III. MATERIALES Y METODOS	112
3.1 Materiales	112
3.1.1 Recursos Humanos	112
3.1.2 Recursos Materiales	112
3.1.3 Recursos de Equipos	112
3.1.4 Recursos Económicos	112
3.2 Metodología	112
3.2.1 Universo, Población, Muestra	112
3.2.2 Sistema de variables	113
3.2.3 Diseño Experimental de la Investigación	113
3.2.4 Diseño de Instrumento	114
3.2.5 Procesamiento de Información	114
IV. RESULTADOS	288
4.1 Superestructura de Vigas de Concreto Presforzado	288
4.2 Superestructura de Vigas de Sección Compuesta	290
V. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS	293
5.1 Superestructura de Vigas de Concreto Presforzado	293
5.2 Superestructura de Vigas de Sección Compuesta	293
5.3 Comparación de Resultados	294
5.4 Selección de Alternativas	299
5.5 Contrastación de Hipótesis	299
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	301
6.1 Conclusiones	301
6.2 Recomendaciones	301
VII. BIBLIOGRAFIA	303
VIII. ANEXOS	307
8.1 Anexos N° 01: Planos	

INDICES DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1: Combinaciones de Carga y Factores de Carga	30 Tabla
2: Factores de carga para cargas permanentes	31
Tabla 3: Densidades	32
Tabla 4: Factor de presencia múltiple	35
Tabla 5: Fracción de tráfico de camiones en un único carril	38
Tabla 6: Fracción de camiones en el tráfico	38
Tabla 7: Incremento por carga dinámica	39
Tabla 8: Profundidades mínimas para superestructuras	48
Tabla 9: Superestructuras habituales	54
Tabla 10: Propiedades de los cables de pretensado	58
Tabla 11: Limites de tensión para los tendones de presforzado	59
Tabla 12: Limites para la tensión de tracción antes de las perdidas	60
Tabla 13: Limites para la tensión de compresión después de las perdidas	61
Tabla 14: Limites para la tensión de tracción después de las perdidas	61
Tabla 15: Momento camión de diseño	128
Tabla 16: Momento tándem de diseño	131
Tabla 17: Momento carril de diseño	133
Tabla 18: Cortante de camión de diseño	136
Tabla 19: Cortante de tándem de diseño	138
Tabla 20: Cortante de carril de diseño	139
Tabla 21: Cortante de camión de fatiga	140
Tabla 22: Cortante y momentos para $w = 1.0 \text{ ton/m}$	145
Tabla 23: Cortante y momentos debidos a los diafragmas	145
Tabla 24: Resumen de solicitaciones por momento de servicio	147
Tabla 25: Resumen de solicitaciones de cortante por servicio	148
Tabla 26: Solicitaciones de cortante y momento por resistencia	148
Tabla 27: Propiedades de viga prefabricada	152
Tabla 28: Propiedades de sección compuesta	153
Tabla 29: Dimensiones de anclaje VSL Tipo EC	157
Tabla 30: Ordenada de los tendones cada 1/10	165

Tabla 31: Resumen de tensiones en el tendón teórico	196
Tabla 32: Parámetros a usar en el diseño por cortante	200
Tabla 33: Resumen del cortante de diseño	213
Tabla 34: Momentos y cortantes por carga muerta	245
Tabla 35: Resumen de momentos y cortantes	246
Tabla 36: Propiedades de sección no compuesta	249
Tabla 37: Propiedades de sección a larga plazo	251
Tabla 38: Propiedades de sección a corto plazo	253
Tabla 39: Momento plástico	259
Tabla 40: tensiones en el ala superior por momentos de servicio II	281
Tabla 41: tensiones en el ala inferior por momentos de servicio II	282
Tabla 42: Solicitaciones para la viga prefabricada fuerza cortante	288
Tabla 43: Solicitaciones para la viga prefabricada momento flector	288
Tabla 44: Deflexión por servicio viga prefabricada	288
Tabla 45: Deflexión por fuerza de tesado y peso propio de la viga	289
Tabla 46: Deflexión debida al tablero y los diafragmas	289
Tabla 47: Deflexión debido a la carga muerta adicional ($DC2+DW$)	289
Tabla 48: Resistencia nominal al corte viga prefabricada	289
Tabla 49: Resistencia nominal a la flexión viga prefabricada	290
Tabla 50: Solicitaciones para la viga de sección compuesta fuerza cortante	290
Tabla 51: Solicitaciones para la viga de sección compuesta momento flector	290
Tabla 52: Deflexión por servicio sección compuesta	291
Tabla 53: Deflexión debido al peso propio viga de acero	291
Tabla 54: Deflexión debido al peso del tablero	291
Tabla 55: Deflexión debido al peso de los diafragmas	291
Tabla 56: Deflexión debido a la carga muerta adicional ($D2+D3$)	292
Tabla 57: Resistencia nominal al corte sección compuesta	292
Tabla 58: Resistencia nominal a la flexión sección compuesta	292

INDICES DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1: Ubicación del puente Shunte	4
Figura 2: Puente tipo viga	18
Figura 3: Puentes en arco	18
Figura 4: Puentes reticulado	19
Figura 5: Comparación entre costos vs luz	20
Figura 6: Características del camión de diseño	34
Figura 7: Elementos mecánicos en armaduras	43
Figura 8: Elementos mecánicos en un elemento viga	43
Figura 9: Elementos mecánicos en un elemento marco	44
Figura 10: Elementos mecánicos en un elemento retícula	44
Figura 11: Estructura tridimensional	45
Figura 12: Viga hiperestática	46
Figura 13: Líneas de Influencia	49
Figura 14: Eliminación de restricciones	50
Figura 15: Ubicación de cargas	52
Figura 16: Momento máximo	52
Figura 17: Esquema del presfuerzo	56
Figura 18: Ilustración de los términos b_v y d_v	66
Figura 19: Ilustración de parámetros para el corte	67
Figura 20: Área de apoyo efectiva	72
Figura 21: Geometría de la zona local	73
Figura 22: Simbología fuerza de desgarramiento	75
Figura 23: Armadura de desgarramiento	75
Figura 24: Acuñamiento de anclaje	78
Figura 25: Perfiles laminados de acero	88
Figura 26: Diagrama esfuerzo-deformación	89
Figura 27: Teoría plástica	90
Figura 28: Forma básica de las ecuaciones a flexión	95
Figura 29: Ilustración del significado de L_b y f_{mid}	96
Figura 30: Fuerza plástica por momento positivo	99

Figura 31: Esquema longitudinal	115
Figura 32: Sección transversal viga prefabricada	115
Figura 33: Sección de la acera	118
Figura 34: Separación de vigas	119
Figura 35: Ley de momentos	126
Figura 36: Línea de influencia para momento por camión	128
Figura 37: Ubicación de la resultante	129
Figura 38: Máximo momento por camión	129
Figura 39: Línea de influencia para momento por tándem	130
Figura 40: Ubicación de la resultante tándem	131
Figura 41: Máximo momento por tándem	132
Figura 42: Línea de influencia para momento por carril	132
Figura 43: Máximo momento por carga de carril	133
Figura 44: Ubicación resultante por fatiga	134
Figura 45: Máximo momento por camión de fatiga	135
Figura 46: Línea de influencia para cortante por camión	136
Figura 47: Línea de influencia para cortante por tándem	136
Figura 48: Línea de influencia para cortante por carril	139
Figura 49: Línea de influencia para cortante por fatiga	140
Figura 50: Sección superestructura viga prefabricada	142
Figura 51: Esquema sección de acera	143
Figura 52: Carga puntual de diafragmas de concreto	144
Figura 53: Sección de viga prefabricada	151
Figura 54: Sección compuesta	153
Figura 55: Anclaje de tensión VSL tipo EC	158
Figura 56: Posición de los tendones en la zona de anclaje	160
Figura 57: Espaciamiento entre tendones	160
Figura 58: Posición de los tendones en centro de luz	162
Figura 59: Posición de los tendones en los apoyos	166
Figura 60: Trayectoria del tendón teórico	167
Figura 61: Ilustración de los términos f y α	170
Figura 62: Ubicación de las cargas para deflexión	182
Figura 63: Carga peatonal para deflexión	183
Figura 64: Descomposición de la fuerza de presforzado	192

Figura 65: Ubicación de la sección de diseño para corte	193
Figura 66: Colocación de la sobrecarga en la sección crítica	194
Figura 67: Zona de anclaje	218
Figura 68: Ilustración del significado de a	219
Figura 69: Ilustración de los términos de A_e	227
Figura 70: Ilustración del significado del lado a	228
Figura 71: Sección transversal sección compuesta	232
Figura 72: Significado de las dimensiones del perfil	235
Figura 73: Significado de las dimensiones del diafragma	237
Figura 74: Carga muerta distribuida	241
Figura 75: Sección de viga compuesta	242
Figura 76: Carga puntual de diafragmas	245
Figura 77: Componentes sección no compuesta	249
Figura 78: Componentes sección a largo plazo	251
Figura 79: Componentes sección a corto plazo	252
Figura 80: Colocación del camión para deflexión	274
Figura 81: Colocación general de una carga puntual P	275
Figura 82: Carga puntual P en el centro del claro	275
Figura 83: Carga de carril para deflexión	276
Figura 84: Comparativo esfuerzo cortante	295
Figura 85: Comparativo momento flector	295
Figura 86: Resistencia/solicitud por cortante	296
Figura 87: Resistencia/solicitud por momento	296
Figura 88: Comparativo deflexión por servicio	297
Figura 89: Deflexión por secuencia de colocación de cargas	297

RESUMEN

Este presente trabajo de investigación se realiza con el objeto de poder determinar que material estructural es el más adecuado para el puente Shunte de 35.00 m de luz, simplemente apoyado, de 3.60 m de ancho empleándose para ello las solicitaciones que se obtengan del análisis estructural y la resistencia propia de cada sección de material propuesto para luego compararlos.

Debido a la sencillez de la idealización estructural, estructura estáticamente determinada, las solicitaciones se obtuvieron, para el caso de las cargas permanentes, con los métodos clásicos de la estática, para la obtención de las solicitaciones por las cargas dinámicas se aplicaron líneas de influencia por el método de Müller-Breslau, todo esto junto con los métodos aproximados establecidos de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD y el Manual de Puentes.

Esta investigación aporta al conocimiento al presentar el diseño paso a paso de superestructuras tipo viga losa tanto de concreto presforzado como de sección compuesta de acuerdo a los lineamientos propuestos por las Especificaciones AASHTO LRFD. Se presenta la manera de analizar un material muy poco tratado en la región como es el concreto presforzado, pero que sin embargo ya tiene vigencia desde 1938. Se analiza y diseña una viga de sección compuesta de acuerdo a la secuencia de colocación de cargas, siendo la etapa del estado de construibilidad uno de los más críticos al no estar la viga metálica adoptada arriostrada lateralmente debiendo verificarse el pandeo local del ala o el pandeo lateral torsional.

Palabras Claves: Concreto Presforzado, Sección Compuesta, Solicitaciones, Líneas de Influencia, Acero Estructural, Análisis Estructural, Material Estructural.

ABSTRACT

The following research work has the objective of determine the most suitable structural material for *Shunte Bridge* of 35.00 m of light, simply supported, 3.60 m wide; using the loads obtained from the structural analysis and the resistance of each proposed section of material and then compare them.

Due to the simplicity of the structural idealization, statically determined structure, the solicitations were obtained, for the case of permanent loads, with the classical methods of statics, to obtain the loads by the dynamic loads, lines of influence were applied by the Müller-Breslau method, all this together with the approximate methods established according to the AASHTO LRFD Specifications and the Bridge Manual.

This research contributes to the knowledge by presenting the systematic design of slab beam superstructures of both pre-stressed concrete and composite section according to the guidelines proposed by the AASHTO LRFD Specifications. It presents the way to analyze a material very little treated in the region as is the pre-stressed concrete, but that already has validity since 1938. A beam of composite section is analyzed and designed according to the load placement sequence, the stage of the constructability state being one of the most critical since the metallic beam is not laterally braced and the local buckling or buckling must be verified lateral torsional.

Keywords: Reinforced Concrete, Composite Section, Requests, Influence Lines, Structural Steel, Structural Analysis, Structural Material.



I. INTRODUCCION

1.1 Generalidades

Aunque en la elección del tipo de material para la superestructura de un puente está en función de la longitud del claro a salvar, se da el caso que para un rango de longitudes dadas dos o más materiales de construcción cumplen el requisito de ser económica y estructuralmente factibles. Para el caso del puente Shunte, cita en la Provincia de Tocache, dos materiales de construcción son factibles para su luz de 35.00 m por lo que para dilucidar cuál de los dos es el más conveniente desde el punto de vista estructural nos preguntamos ¿De qué manera el análisis estructural comparativo nos permitirá determinar que material de construcción es el más adecuado para la superestructura del puente Shunte?

La presente tesis tiene como objetivo general efectuar el análisis estructural comparativo de la superestructura del puente Shunte de acuerdo al material de construcción de sección compuesta con otro de concreto presforzado.

Y como objetivos específicos realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Shunte con elemento portante principal de material de concreto presforzado, realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Shunte con elemento portante principal de material de sección compuesta, comparar las solicitaciones obtenidas del análisis estructural de las alternativas propuestas para la superestructura del puente, contribuir al conocimiento al poder determinar que material de construcción es el más adecuado para una luz dada y realizar el diseño que presente la mayor resistencia ante las solicitaciones.

Para la presente investigación se plantea la siguiente hipótesis: ¿El análisis estructural comparativo de dos materiales de construcción a la superestructura del puente Shunte nos permitirá determinar cuál de ellos presenta menores solicitaciones?

El esquema capitular de la presente tesis está definido por capítulos.

El capítulo I menciona las generalidades de la investigación, exploración preliminar y

aspectos generales del estudio orientado a la investigación.

El capítulo II expone la base teórica fundamental en la cual se sustenta la presente investigación. Como son los antecedentes, objetivos, justificación, el marco teórico conceptual propiamente dicho y la hipótesis a demostrar. Dentro del marco teórico conceptual se desarrolla los antecedentes teóricos, terminologías y conceptos fundamentales de la investigación.

El capítulo III contiene el detallado de insumos y metodologías que se utilizó para la elaboración de la investigación. Los insumos comprende los recursos humanos, materiales y equipos utilizados, más la metodología comprende el cálculo estructural, las variables, y diseños para la investigación propiamente dicha.

El capítulo IV presenta en forma breve y concisa los resultados obtenidos durante la investigación, estos mismos están marginados a presentarse sin comentarios y/o conclusiones referentes a estos mismos.

El capítulo V expone el análisis y comentario de los resultados antes presentados, debido a estos se tiene una selección de alternativas y contrastación de la hipótesis las cuales orientan las conclusiones.

El capítulo VI se hace mención en forma concreta y coherente las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el análisis de los capítulos anteriores.

El capítulo VII contiene la bibliografía utilizada en la elaboración de la presente investigación, teniendo en cuenta datos del autor, editorial, edición, país, año, etc.

El capítulo VIII, contiene los anexos, con información auxiliar, de consulta y complementaria que se ha utilizado en la presente tesis. Se presentan planos, tablas y norma utilizada para la elaboración de la presente investigación.

El presente trabajo se desarrolló con la finalidad de brindar un aporte significativo para el conocimiento sobre el análisis y diseño de superestructuras de puentes simplemente apoyados tanto de concreto presforzado como de sección compuesta de acuerdo a las

Especificaciones AASHTO LRFD 2014 y el Manual de Diseño de Puentes, mostrando paso a paso todas las verificaciones necesarias que permitan tener una estructura segura.

1.2 Exploración Preliminar Orientado a la Investigación

A medida que los claros a salvar por los puentes van aumentando en longitud el tipo de material o sistema estructural a emplear se va reduciendo a medida que la sección resistente va aumentando y con ello se da un aumento del peso propio.

Es así que para una luz de 35.00 m, como el caso del puente Shunte, el concreto estructural deja de ser factible tanto económica como estructuralmente debido a que para salvar el vano necesita secciones resistentes de gran peralte, siendo así que la superestructura con dicho material trabaja más para resistir su propio peso que las cargas sobreimpuestas.

Visto lo anterior la viga de concreto presforzado y la viga de sección compuesta son los materiales que por sus propiedades tienen un mejor comportamiento al reducir las secciones resistentes y por ende el peso propio.

Siendo ambos materiales estructuralmente aceptables la determinación de cuál de los dos es el más adecuado para la luz dada se debe determinar en función de las solicitaciones obtenidas del análisis estructural y de la resistencia del material ante las mismas.

1.3 Aspectos Generales del Estudio

El presente proyecto de investigación, comprende limitadamente a un puente simplemente apoyados de 35.00 m de luz de dos vigas, obteniendo las solicitaciones que permitan el diseño empleando para ello métodos aproximados.

1.3.1 Ubicación Geográfica

Lugar : Rio Shunte

Distrito : Shunte

Provincia : Tocache

Departamento : San Martin

Latitud : 8° 23' S

Longitud : 76° 44' O

Altitud : 1175.00 m.s.n.m.

Norte : 9071868

Este : 308872

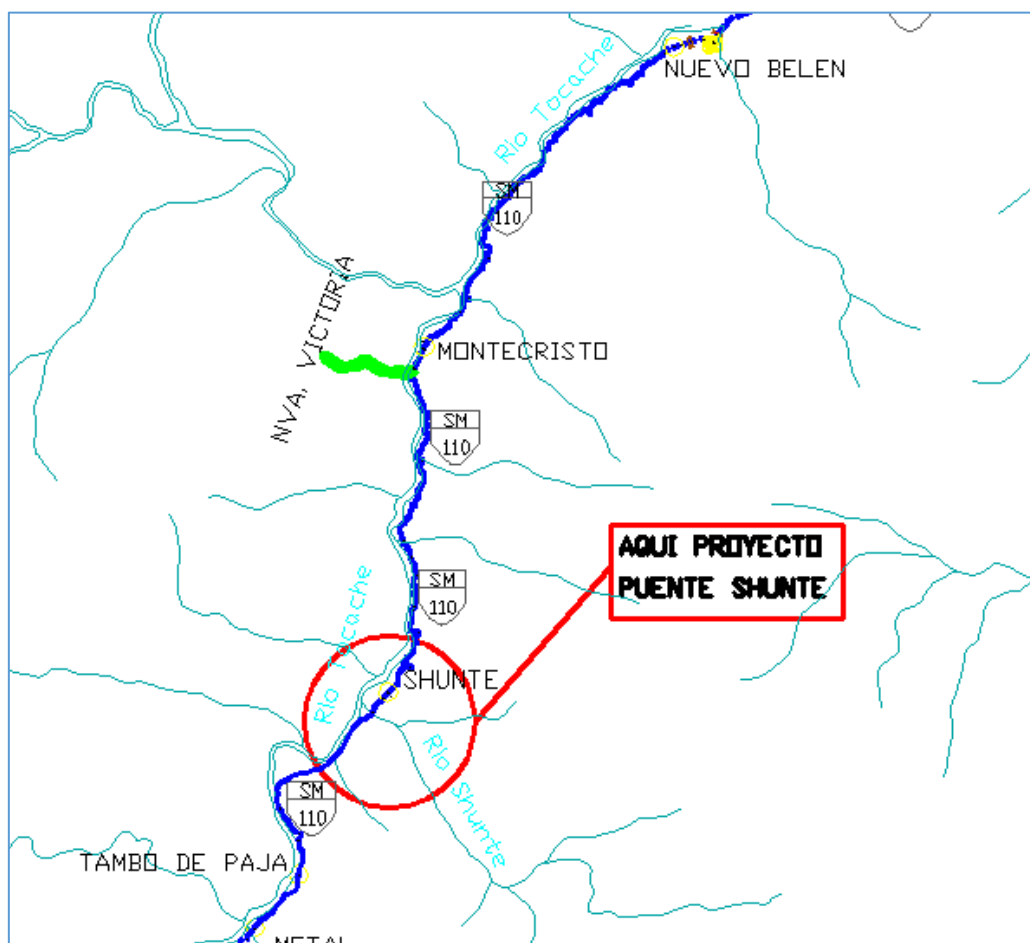


Figura 1: Ubicación del Puente Shunte. (Fuente: Instituto Vial Provincial de Tocache IVP).

1.3.2 Vías de acceso

Para llegar al Puente Shunte, en el Distrito de Shunte, Provincia de Tocache, partiendo de Tarapoto se sigue el siguiente itinerario, se toma la ruta hacia Juanjui – Tocache de la carretera nacional PE 5N (Fernando Belaunde Terry – Ex Marginal de la Selva), para luego tomar un desvío por la derecha siguiendo el derrotero de la carretera departamental SM 110 pasando por las localidades de Yacusisa, Los Olivos, Las Palmas, San Francisco, Nuevo Belén, Montecristo y Shunte.

El puente proyectado se encuentra en el cruce del río Shunte que permite comunicar con la localidad de Tambo de Paja.

II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes, Planteamiento, Delimitación y Formulación del Problema

2.1.1 Antecedentes del Problema

La información preliminar con que cuenta un ingeniero proyectista a la hora de elegir el tipo de material o sistema estructural que empleara en el diseño de una superestructura, en este caso un puente, generalmente se dan en tablas en diversos manuales y libros especializados.

En estas tablas se establece un rango de luz para diversos tipos de materiales o sistemas estructurales en los cuales su empleo resulta económico.

Pero se da el caso en que para una luz determinada dos o más materiales de construcción o sistemas estructurales son económica y estructuralmente factibles.

Entonces que material o sistema estructural a emplear tiene que ser definido en base a la comparación de las solicitaciones provocadas por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos y la resistencia, que presentara cada uno de ellos luego de realizado el respectivo análisis estructural.

Para el caso del puente Shunte, ubicado en la Provincia de Tocache, de 35.00 m de luz dos materiales de construcción son factibles económica y estructuralmente para ser empleados en su superestructura, siendo estos el concreto presforzado y la sección compuesta de tablero de concreto con vigas de perfil de acero estructural.

2.1.2 Planteamiento del Problema

Siendo el puente Shunte un puente de un solo tramo de 35.00 m de luz, dos materiales de construcción, en este caso el concreto presforzado y la sección compuesta de perfil de acero con tablero de concreto, cumplen el requisito de ser económica y estructuralmente factibles.

Por lo tanto para dilucidar cuál de los dos materiales de construcción es el más conveniente para ser empleado en la superestructura se debe comparar si uno de ellos presentara mayor resistencia ante las sollicitaciones causadas por las cargas.

2.1.3 Delimitación del Problema

Los límites del problema en el presente proyecto son los siguientes:

Para el Análisis Estructural se emplearan los Métodos Aproximados establecidos en las Especificaciones AASHTO LRFD.

El estudio se limitara al análisis estructural comparativo de dos tipos de materiales de construcción de la superestructura del puente Shunte.

No se analizara o diseñara la subestructura.

No se analizara o diseñara el tablero de concreto.

El puente será simplemente apoyado, con dos vigas estructurales de acción compuesta con el tablero de concreto.

Los cálculos serán aproximados, dado la relativa facilidad del análisis, empleándose para ello hojas de Excel.

Se diseñara la superestructura con el material que presente la mayor resistencia ante las sollicitaciones obtenidas del análisis estructural con Métodos Aproximados. El análisis sísmico no se realizara al ser un puente de un solo tramo.

2.1.4 Formulación del Problema

Bajo estas premisas, nos encontramos en la obligación de respondernos la siguiente interrogante general: **¿De qué manera el análisis estructural comparativo nos permitirá determinar que material de construcción es el más adecuado para la superestructura del puente Shunte?**

2.2 Objetivos

2.2.1 Objetivo General

Efectuar el análisis y diseño estructural comparativo de la superestructura del puente Shunte de acuerdo al material de construcción de Sección Compuesta con otro de Concreto Presforzado.

2.2.2 Objetivos Específicos

Realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Shunte con elemento portante principal de material de concreto presforzado.

Realizar el análisis estructural de la superestructura del puente Shunte con elemento portante principal de material de sección compuesta.

Comparar los resultados obtenidas del análisis y diseño estructural de las alternativas propuestas para la superestructura del puente.

Contribuir al conocimiento al poder establecer si el concreto presforzado, o viceversa, presenta mayor resistencia que la sección compuesta ante las solicitaciones impuestas.

Diseñar la superestructura con el material que presenta la mayor resistencia con respecto a las solicitaciones.

2.3 Justificación de la Investigación

El tipo de material que se emplea en la construcción de la estructura principal del puente, conduce a un diseño óptimo y económico de los mismos, permitiendo alcanzar una mayor relación resistencia/peso propio.

Es así que mientras el claro a salvar por el elemento estructural tenga mayor longitud, el peso propio de ellos aumenta significativamente en función de la mayor dimensión requerida a las secciones resistentes.

Teniendo en cuenta lo anterior el empleo del concreto presforzado y de sección compuesta en los elementos estructurales principales conducen a secciones de dimensiones menores y por tanto de menor peso propio.

Las solicitaciones y resistencia obtenidas luego de realizado el análisis y diseño estructural, de las dos alternativas de material para la construcción de la superestructura del puente Shunte servirán para comparar la solución más adecuada dentro de un rango de posibilidades de solución.

2.4 Delimitación de la Investigación

El presente estudio se limita al análisis estructural comparativo de la superestructura del puente Shunte simplemente apoyado; en base a dos materiales de construcción que son: la sección compuesta y el concreto presforzado; las cuales serán analizados mediante métodos aproximados.

2.5 Marco Teórico

2.5.1 Antecedentes de la Investigación

2.5.1.1 Internacionales

Se tiene las siguientes investigaciones:

Martínez y Manzanarez, (2007), desarrollaron la monografía: *Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005*. Estudio que presenta el diseño de la superestructura y subestructura de un puente simplemente apoyado de vigas de sección compuesta de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD.

Esta monografía presenta el diseño del tablero y la superestructura de un puente simplemente apoyado de 20.00 m de luz, en la que dieron prioridad a la aplicación de los artículos establecidos en las Especificaciones AASHTO LRFD 2005 para el Estado Limite de Resistencia, no mostrando los casos para los estados límites de servicio ni fatiga y fractura que son tan importantes para estructuras metálicas.

Gómez, (2008), desarrollo un proyecto: *Comparación entre las Filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles, Factores de Carga y Factores de Carga y Resistencia en el Diseño de Superestructuras de Puentes Vehiculares Bajo la Acción de Cargas Gravitacionales*, en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México. Cuya investigación comparo la aplicación de la filosofía de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD), Factores de Carga (LFD) establecidas en las Especificaciones AASHTO Standard (2002) y Factores de Carga y Resistencia (LRFD) presentes en las Especificaciones AASHTO LRFD (2004), a tres tipos de superestructuras de puentes vehiculares (losa maciza, losa sobre nervadura de concreto reforzado, losa sobre vigas presforzadas), que correspondían a puentes simplemente apoyados.

El autor llega a la conclusión de que la filosofía por Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) selecciona de manera más racional y sistemática los factores de carga y resistencia, proporcionando un nivel de seguridad alto y uniforme.

Ochoa, (2008), realizó la investigación: *Diseño de Superestructuras de Puentes de Hormigón Armado. Comparación entre Diseño según Norma AASHTO Standard (Método ASD) y Norma AASHTO LRFD*, en la Universidad Austral de Chile. Tuvo como objetivo estudiar y comprender las disposiciones de ambas normas al aplicarlas al diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado, comparando los resultados obtenidos.

El autor analizó cuatro modelos de superestructuras consistentes en vigas con luces de 15 y 20 m y tableros de hormigón armado con 3 y 4 vigas. Concluyendo que es conveniente utilizar la Norma AASHTO LRFD como manera de ahorro de acero y porque incluye en sus investigaciones las últimas disposiciones.

Vallecilla, (2009), desarrollo el libro: *Puentes de Concreto Postensado, Teoría y Práctica*. En la cual el autor presentó el análisis y diseño de diversos tipos de superestructuras (viga cajón, hiperestáticos, isostáticos, vigas T, peatonales, una sola luz, varias luces) para puentes de concreto Postensado de acuerdo a los lineamientos establecidos en los artículos del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes (1995). Si bien el citado código colombiano está basado en las Especificaciones AASHTO Standard, el texto presenta el análisis y diseño de puentes de concreto postensado que son aplicables para cualquier diseño de superestructura sin importar la norma aplicada.

Ramirez y Leon, (2010), desarrollaron el trabajo dirigido: *Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312, Texto Estudiante*, en la Universidad Mayor de San Simón de Bolivia. Donde exponen el análisis y diseño de puentes de concreto por el Método LRFD 2007.

Adicionalmente de la explicación e interpretación de las Especificaciones AASHTO LRFD 2007 los autores presentaron ejemplos de aplicación de puentes tipo alcantarilla, losa, diseño de tablero apoyado sobre vigas, el diseño de puente continuo vigas T y la comparación de métodos de diseño LRFD y Standard en la cual consideran un puente de vidas postensadas.

Barker & Puckett, (2013), publicaron su libro: *Design of Highway Bridges: An LRFD Approach*. En esta expusieron la aplicación de la última actualización de las Especificaciones AASHTO LRFD 2012.

Este libro presenta el diseño paso a paso de la superestructura de diversos materiales para puentes, siendo de especial interés el correspondiente al concreto presforzado y a la sección compuesta.

2.5.1.2 Nacionales

Se realizaron las siguientes investigaciones que se relacionan con el presente trabajo:

Seminario, (2004), desarrollo el trabajo: *Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas*, en la Universidad de Piura. Cuya investigación recogía de las normas criterios básicos y una metodología a seguir en el diseño de puentes con vigas y losa, basado en las normas Standard Specifications for Highway Bridges de AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD 2004 y la norma peruana Manual de Diseño de Puentes MTC – DGCF 2003.

Zegarra, (2007), presento el proyecto: *Análisis y Diseño de Puentes Colgantes*, en la Pontificia Universidad Católica del Perú – Escuela de Graduados. En este trabajo de investigación el autor no solo presenta el análisis y diseño de un puente colgante sino que además explica los elementos constituyentes del mismo exponiendo las propiedades de los materiales.

Fonseca y Linares, (2015), desarrollaron la investigación: *Diseño de un Puente con Vigas Prefabricadas*, en la Pontificia Universidad Católica del Perú. Los autores presentan el análisis y diseño de un puente simplemente apoyado de 30.00 m de luz de vigas prefabricadas de concreto postensados, de acuerdo al Manual de Diseño de Puentes.

Acevedo, (2015), realizó la investigación: *Diseño de Un Puente con Estructura de Acero*, en la Pontificia Universidad Católica del Perú. En esta investigación el autor presentó el análisis y diseño de un puente simplemente apoyado de 19.50 m de luz de vigas de sección compuesta de acuerdo con las Especificaciones AASHTO LRFD (sexta edición) y el Manual de Diseño de Puentes elaborado por el MTC.

Rodríguez, (2016), publicó el libro: *Puentes con AASHTO – LRFD 2014 (7th Edition)*. En este libro se presenta el análisis y diseño de puentes de concreto, tanto armado como presforzado, de acuerdo con las Especificaciones AASHTO LRFD 2014.

2.5.1.3 Locales

Se tienen las siguientes investigaciones de acuerdo a la actualidad y su relación con el presente proyecto:

Coronel, (2004), realizó el informe de ingeniería: *Análisis y Diseño de la Superestructura de Un Puente de Concreto Preesforzado*, en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto. En este trabajo el autor presentó el análisis y diseño de un puente simplemente apoyado de 30.00 m de luz de vigas postensadas de acuerdo al Manual de Diseño de Puentes del MTC, el tablero y la viga eran monolíticos vaciados in situ al mismo tiempo siendo, asimismo, la viga de base rectangular siendo analizado como viga T.

Villoslada, (2004), presentó el proyecto: *Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación*, en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto. Investigación en la que el autor expone el análisis de un puente atirantado de 84.00 m de luz empleando métodos como el matricial, elementos finitos y una introducción al análisis plástico con el uso de herramientas como el SAP 2000.

Bartra, (2012), realizo la investigación: *Propuesta de Diseño de Un Puente de Sección Compuesta sobre el Rio Alao*, en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto. En este proyecto el autor propone que la superestructura del puente sobre el río Alao de 50.00 m de luz sea de sección compuesta simplemente apoyado, basándose el diseño según lo establecido en las Especificaciones AASHTO LRFD.

Zuzunaga, (2014), presento el informe de ingeniería: *Análisis y Diseño de la Superestructura del Puente Vehicular sobre el Rio Soritor, Distrito de San Fernando, Provincia de Rioja, Departamento de San Martín*, en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto. En este informe la autora presento el análisis y diseño estructural de la superestructura de un puente simplemente apoyado de 30.00 m de luz de sección compuesta, teniendo como particularidad que el ancho de calzada es de 4.20 m apoyándose en solo dos vigas. El diseño se realizó de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD.

Flores y Díaz, (2014), desarrollaron el proyecto: *Análisis Estructural Comparativo de la Superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el Distrito de Tarapoto – San Martín*, en la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto. Cuya investigación comparo tres propuestas de solución para la superestructura del puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza de 90.00 m de luz, basándose para la elección de la mejor alternativa las solicitaciones que presentaría una vez aplicadas las cargas.

2.5.2 Fundamentación Teórica de la Investigación

2.5.2.1 Puentes

López (1994) indica que un puente puede ser definido como una obra que permite pasar tráfico sobre un obstáculo natural o artificial, entre los obstáculos naturales se puede tratar de un río, un valle o una bahía, entre los artificiales puede ser otra vía de circulación como una carretera o una avenida dentro de una ciudad.

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que un puente es cualquier estructura que tiene una abertura de no menos de 6100 mm y que forme parte de una carretera o está ubicada sobre o debajo de una carretera.

2.5.2.2 Clasificación de los Puentes

El Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016) establece que los puentes se clasifican de diferentes maneras:

A. Según la Naturaleza de la Vía Soportada

Se distinguen puentes para carreteras, para ferrocarril, para trenes eléctricos de pasajeros, para acueductos, puentes para peatones y los puentes para aviones que existen en los aeropuertos; también existen puentes de uso múltiple.

B. Según el Material

Existen puentes de piedra, madera, sogas, hierro, acero, concreto armado, concreto presforzado, y últimamente de materiales compuestos (fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.). La clasificación se hace considerando el material constitutivo de los elementos portantes principales.

C. Según el Sistema Estructural Principal

Los puentes se clasifican en las siguientes tres grandes categorías: los puentes tipo viga, los puentes tipo arco, y los puentes suspendidos.

D. Según la Forma de la Geometría en Planta

Los puentes pueden ser rectos, esviajados o curvos.

E. Según su Posición Respecto a la Vía Considerada

Se clasifican en pasos superiores y pasos inferiores.

F. Según el Tiempo de Vida Previsto

Los puentes se clasifican en puentes definitivos y en puentes temporales.

G. Según la Demanda de Transito y Clase de la Carretera

En el Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG – vigente, se clasifica las carreteras en función de la demanda de transito como: Autopistas de Primera Clase, Autopistas de Segunda Clase, carreteras de 1ra. Clase, de 2da. Clase, de 3ra. Clase y Trochas Carrosables. En consecuencia, por consistencia con la norma de diseño de carreteras, los puentes en el Perú se clasificarán en la misma forma:

Puentes para Autopistas de Primera Clase.

Puentes para Autopistas de Segunda Clase.

Puentes para Carreteras de 1ra. Clase.

Puentes para Carreteras de 2da. Clase.

Puentes para Carreteras de 3ra. Clase y,

Puentes para Trochas Carrosables.

La sección transversal en los puentes mantendrá la sección típica del tramo de la carretera en el que se encuentre el puente, incluyendo las bermas.

H. Clasificación de Acuerdo a la Importancia Operativa

Para el diseño del puente, el propietario debe asignar la importancia operativa del puente de acuerdo a la siguiente clasificación:

Puentes Importantes.

Puentes Típicos.

Puentes relativamente menos importantes.

En base a esta clasificación se asignara un factor de importancia η_i .

Mediante este factor, se incrementa los factores de carga de diseño para los puentes importantes y se disminuye para los puentes relativamente menos importantes.

I. Clasificación para Fines del Diseño Sísmico

Para fines del diseño sísmico de los puentes, el Propietario deberá clasificar el puente en una de las tres categorías siguientes según su importancia:

Puentes Críticos.

Puentes Esenciales, u

Otros puentes.

J. Según el Sistema de Construcción

Puentes Segmentales. Puentes lanzados.

Puentes sobre Obra Falsa.

Puente Prefabricado.

2.5.2.3 Partes de la Estructura de un Puente

2.5.2.3.1 Superestructura

López (1994) señala que se denomina superestructura al sistema estructural formado por el tablero y la estructura portante principal.

Tablero

Está constituido por los elementos principales que soportan, en primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.

Además, sobre el tablero del puente se colocan elementos accesorios como las veredas, barandas, etc. que en general constituyen la carga muerta sobre la estructura del puente.

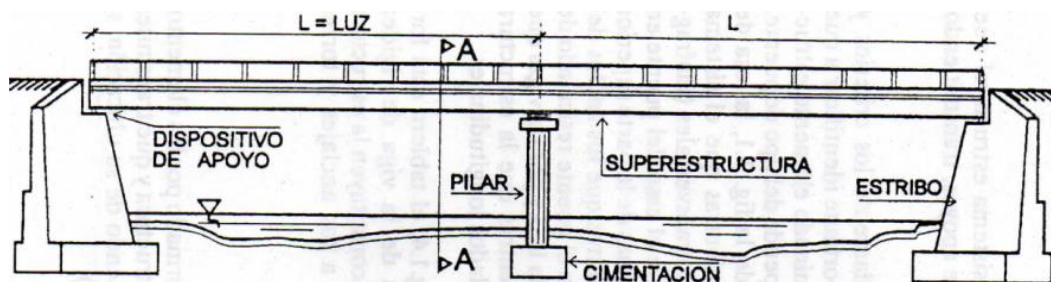
Estructura Principal

Se denomina estructura principal, al sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

Con la finalidad de aplicar adecuadamente los criterios y filosofía de diseño estructural, es importante identificar a que parte del puente pertenece un determinado elemento estructural, lo cual conforme vamos a ver, depende de la clase de puente.

Por ejemplo, en caso del puente de la Figura 2, la losa de concreto es el tablero del puente, mientras que el sistema formado por las vigas longitudinales y transversales (diafragmas) forman la estructura principal.

En el caso del puente en arco de la Figura 3 la losa, vigas y diafragmas de la parte superior del puente constituyen el tablero mientras que los anillos del arco forman la estructura principal. En el puente reticulado de la Figura 4, el tablero está formado por la losa y por las vigas que se encuentran debajo de la losa, mientras que la estructura principal la constituyen lo constituyen los dos reticulados longitudinales.



ELEVACION

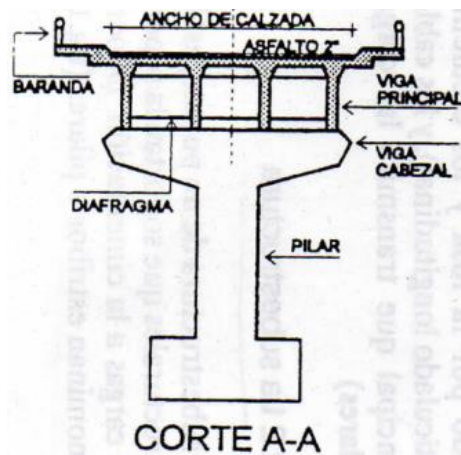


Figura 2: Puente Tipo Viga. Fuente: Puentes: Análisis, Diseño y Construcción (López), 1994.

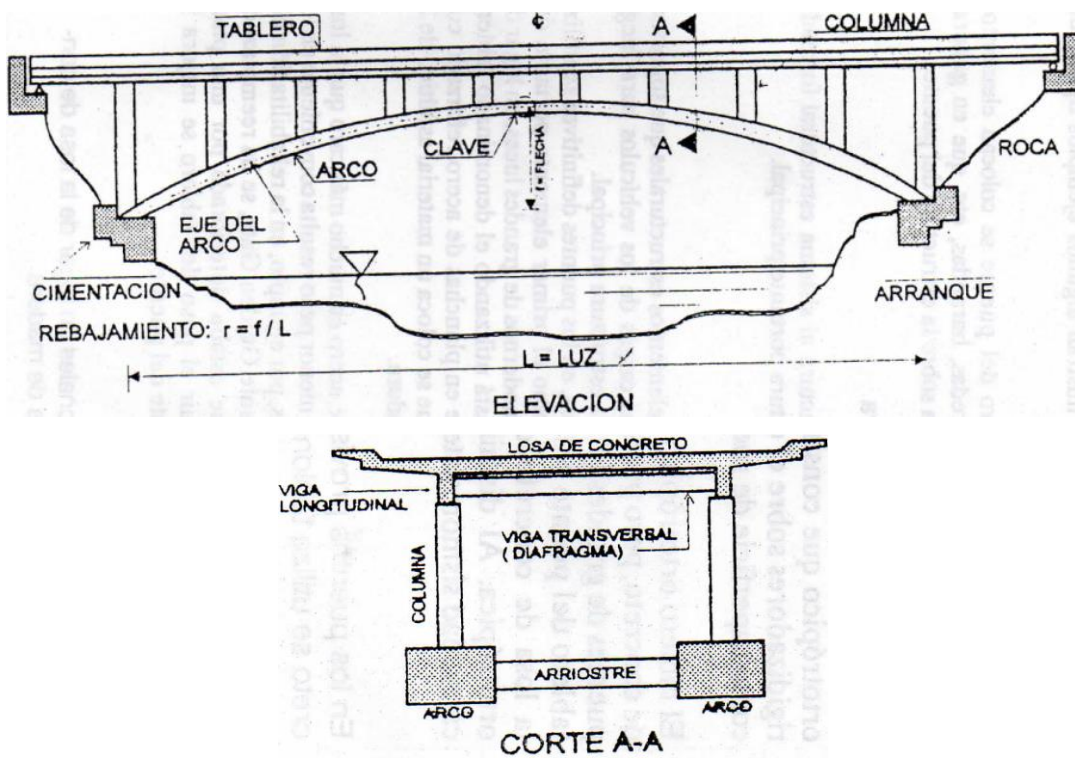
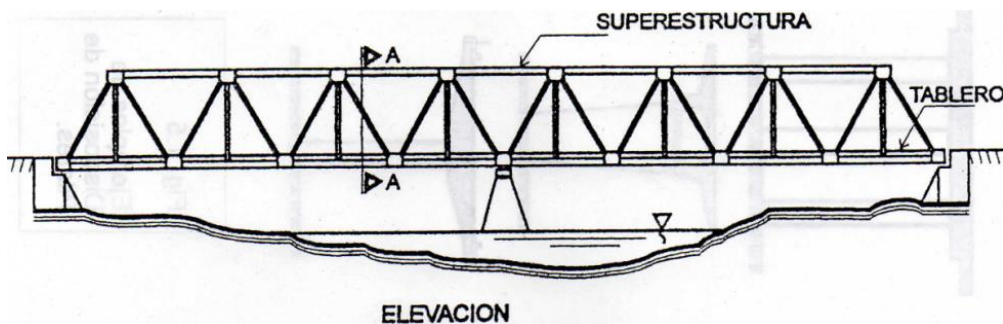


Figura 3: Puente en Arco. Fuente: Puentes: Análisis, Diseño y Construcción (López), 1994.



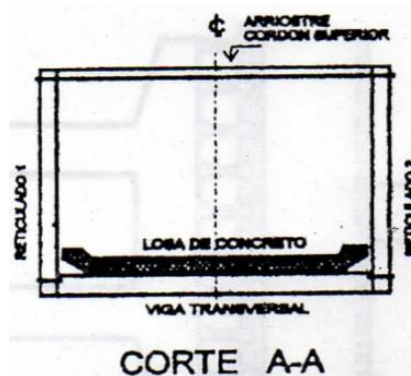


Figura 4: Puente Reticulado. Fuente: Puentes: Análisis, Diseño y Construcción (López), 1994.

2.5.2.3.2 Subestructura

Seminario (2004) establece que las subestructuras están conformadas por los estribos y los pilares quienes tienen la función de soportar a la superestructura. A su vez, los estribos y pilares transmiten sus cargas a la cimentación y esta las transmite al terreno.

López (1994) señala que lo anterior corresponde y se visualiza nítidamente en los puentes convencionales; sin embargo, en ciertos tipos de puentes la superestructura y subestructura se unen monólicamente y en consecuencia, la separación entre superestructura y subestructura deja de tener sentido.

2.5.2.3.2 Apoyos y Juntas

Según Seminario (2004) los sistemas de apoyo tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura. Asimismo, los sistemas de apoyo restringen o admiten movimientos traslacionales o rotacionales de la superestructura.

2.5.2.4 Elección del Tipo de Puente

López (1994) establece que la elección del sistema estructural es una de las etapas más importantes en la elaboración del proyecto de un puente. En general se debe tener presente:

Las condiciones naturales del lugar de emplazamiento de la obra (Estudios básicos). La luz del puente es el primer parámetro a considerar cuando se inicia el proceso de selección del

tipo o tipo de puentes a estudiar.

Mehdi (2005) señala que la elección del tipo de puente a proyectar para un determinado lugar, es un proceso en el que intervienen distintas variables, sin embargo el aspecto económico suele ser uno de los más importantes factores para la elección del puente. Ver Figura 5.

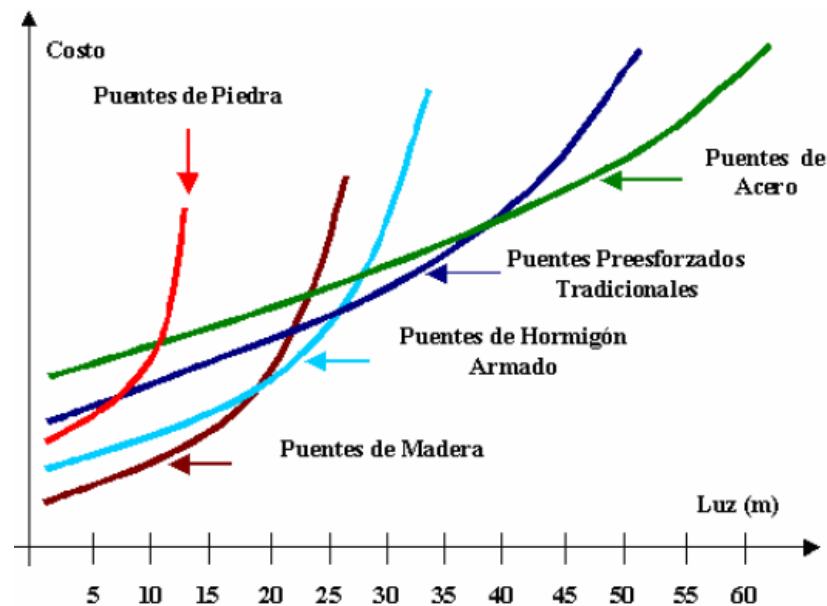


Figura 5: Comparación entre costo vs luz para la elección del tipo de puente. Fuente: Puentes de Concreto Armado (Mehdi), 2005.

2.5.2.5 Filosofía de Diseño

Como señalan Barker y Puckett (2013) una condición general para asegurar la seguridad en el diseño en ingeniería es que la resistencia de los componentes suministrados exceden las demandas que se le imponen por cargas aplicadas, es decir,

$$\text{Resistencia} \geq \text{efecto de las cargas} \quad (1)$$

Cuando se aplica este simple principio, ambos lados de la desigualdad son evaluados para las mismas condiciones. Por ejemplo, si el efecto de las cargas aplicadas es producir un esfuerzo de compresión en el suelo, este debe ser comparado con la resistencia de carga del suelo, y no alguna otra cantidad. En otras palabras, la evaluación de la desigualdad debe

realizarse para una condición de carga específica que conecte la resistencia y el efecto de las cargas. Cuando una condición de carga particular alcanza su límite, el fallo es el resultado supuesto, es decir, la condición de carga se convierte en un modo de fallo. Dicha condición se denomina estado límite:

Un estado límite es una condición más allá de la cual un sistema de puente o componente de puente deja de cumplir la función para la que está diseñado.

Ejemplos de estados límites para puentes tipo viga incluyen deflexión, agrietamiento, fatiga, flexión, cizallamiento, torsión, pandeo, asentamiento de apoyo y deslizamiento.

Barker y Puckett (2013) establecen que para tener en cuenta la variabilidad en ambos lados de la desigualdad en la Ec. 1, el lado de la resistencia debe ser multiplicado por un factor de base estadística ϕ el cual su valor es usualmente menor que uno, y el lado de la carga es multiplicado por un factor de carga de base estadística γ_i , su valor es un número usualmente mayor que uno. Debido a que el efecto de carga en un estado límite particular implica una combinación de diferentes tipos de cargas (Q_i) que tienen diferentes grados de predictibilidad, el efecto de carga se representa por una suma de valores de $\gamma_i Q_i$. Si la resistencia nominal es dada por R_n , el criterio de seguridad es:

$$\phi R_n \geq \text{efectos de } \sum \gamma_i Q_i \quad (2)$$

Debido a que la Ec. 2 implica tanto factores de carga como factores de resistencia, el método de diseño se llama diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

El factor de resistencia ϕ para un estado límite determinado debe tener en cuenta las: propiedades del material, ecuaciones que predicen la fuerza, ejecución de la construcción, control de calidad y consecuencias de un fallo.

El factor de carga γ_i elegido para un tipo de carga particular debe considerar las incertidumbres en: magnitudes de cargas, disposición (posición) de las cargas.

Al seleccionar factores de resistencia y factores de cargas para puentes, se ha aplicado la

teoría de probabilidad a los datos sobre la resistencia de los materiales y las estadísticas de peso de materiales y cargas de vehículos.

2.5.2.5.1 Estados Límites

Tal cual establecen las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD (2004) que a menos que se especifique lo contrario cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la Ecuación 3 para cada uno de los estados límites. Para los estados límites de servicio y correspondientes a eventos extremos los factores de resistencia se deben tomar igual a 1.0. Todos los estados límites se deben considerar de igual importancia.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.3.2.1 - 1 \text{ AASHTO})$$

Como lo señalan Barker y Puckett (2013) la Ec. 3 es la Ec. 2 con la adición del modificador de carga η_i .

El modificador de carga es un factor que tiene en cuenta la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa del puente. Se da para cargas para las cuales un valor máximo de γ_i es apropiado por

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (1.3.2.1 - 2 \text{ AASHTO})$$

Y para cargas para las cuales un valor mínimo de γ_i es apropiado por

$$\eta_i = 1/\eta_D \eta_R \eta_I \leq 1.0 \quad (1.3.2.1 - 3 \text{ AASHTO})$$

Donde η_D es el factor de ductilidad, η_R es el factor de redundancia, y η_I es el factor de importancia operacional.

Los dos primeros factores se refieren a la resistencia del puente y el tercero se refiere a la consecuencia de un puente fuera de servicio.

Siendo Q_i la sollicitación, R_n es la resistencia nominal, γ_i es el factor de carga

estadísticamente aplicado a los efectos de la fuerza, ϕ es el factor de resistencia estadísticamente aplicado a la resistencia nominal y η_i es un factor de modificación de la carga.

2.5.2.5.1.1 Estado Límite de Servicio

Las Especificaciones AASHTO (2004) explican que el estado límite de servicio se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisuras bajo condiciones de servicio regular. Proporciona ciertos requisitos basados en la experiencia que no siempre se pueden derivar exclusivamente a partir de consideraciones estadísticas o de resistencia.

2.5.2.5.1.2 Estado Limite de Fatiga y Fractura

Las Especificaciones AASHTO (2004) establecen que el estado límite de fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente.

2.5.2.5.1.3 Estado Limite de Resistencia

Las Especificaciones AASHTO (2004) dan a entender que se debe considerar el estado límite de resistencia para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir las combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga.

2.5.2.5.1.4 Estado Limite de Evento Extremo

Las Especificaciones AASHTO (2004) señalan que se debe considerar el estado limite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia estructural de un puente

durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, posiblemente en condiciones socavadas.

2.5.2.5.2 Factor de Ductilidad η_D

Como señalan Barker y Puckett (2013) la ductilidad es importante para la seguridad de un puente. Si la ductilidad está presente, las porciones sobrecargadas de la estructura pueden redistribuir la carga a otras porciones que tienen fuerza de reserva.

2.5.2.5.3 Factor de Redundancia η_R

Barker y Puckett (2013) establecen que la redundancia afecta significativamente el margen de seguridad de una estructura de puente. Una estructura estáticamente indeterminada es redundante, es decir, tiene más restricciones de las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. Por ejemplo, un puente de viga continua de tres tramos puede clasificarse como estáticamente indeterminada de segundo grado.

Cualquier combinación de dos soportes, o dos momentos, o un soporte y un momento podrían perderse sin colapso inmediato porque las cargas aplicadas podrían encontrar recorridos alternativos. El concepto de múltiples recorridos de carga es igual que la redundancia. Las cargas de recorrido único o los sistemas de puentes no redundantes no son alentados.

2.5.2.5.4 Factor de Importancia Operativa η_I

Barker y Puckett (2013) ponen como ejemplo que pueden considerarse de importancia operativa los puentes si se encuentran en el camino más corto entre las áreas residenciales y un hospital o escuela o proporcionan acceso para vehículos policiales, de bombero y rescate a hogares, negocios e instalaciones industriales. También se pueden considerar puentes esenciales si evitan un largo desvío y ahorran tiempo y gasolina al llegar al trabajo y volver a casa de nuevo.

En caso de un terremoto, es importante que todas las líneas de vida, tales como puentes, permanezcan abiertas. Por lo tanto, los siguientes requisitos se aplican al estado límite de

evento extremo, así como al estado límite de resistencia:

2.5.2.6 Cargas y Factores de Carga

2.5.2.6.1 Cargas y Denominación de Cargas

Las Especificaciones AASHTO (2004) señalan que se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

Cargas Permanentes

DD = Fricción negativa (downdrag)

DC = Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW = Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios

EH = Empuje horizontal del suelo

EL = Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo

ES = Sobrecarga del suelo

EV = Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

Cargas Transitorias

BR = Fuerza de frenado de los vehículos

CE = Fuerza centrífuga de los vehículos

CR = Fluencia lenta

CT = Fuerza de colisión de un vehículo

CV = Fuerza de colisión de una embarcación

EQ = Sismo

FR = Fricción

IC = Carga de hielo

IM = Incremento por carga vehicular dinámica

LL = Sobrecarga vehicular

LS = Sobrecarga viva

PL = Sobrecarga peatonal

SE = Asentamiento

SH = Contracción

TG = Gradiente de temperatura

TU = Temperatura uniforme

WA = Carga hidráulica y presión del flujo de agua

WL = Viento sobre la sobrecarga

WS = Viento sobre la estructura

2.5.2.6.2 Factores de Carga y Combinaciones de Cargas

Como se indica en el Manual de Puentes (2016) la sollicitación total factorizada será calculada como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1 - 1 \text{ AASHTO})$$

Dónde:

η_i = modificador de carga especificado en 2.5.2.5 AASHTO LRFD.

Q_i = solicitaciones de las cargas aquí especificadas.

γ_i = factores de carga especificados en las tablas 1 y 2

Los componentes y las conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 3 para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorada como se especifica en los estados límites siguientes:

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseño especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor que 90 km/h.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas relacionada a relaciones muy altas de las solicitaciones de las cargas muertas a las cargas vivas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el puente a una velocidad de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas incluyendo sismo. El factor de carga para carga viva γ_{EQ} será determinado sobre la base de un proyecto específico.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye la carga de hielo, colisión de vehículos y barcos, flujos comprobados, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, *CT*. Los casos de flujos comprobados no serán combinados con *BL*, *CV*, *CT*, o *IC*.

SERVICIO I – Combinación de cargas relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas en su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada al control de la deflexión en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tubos termoplásticos, así como controlar el ancho de las grietas en estructuras de concreto armado, y para análisis transversal relacionado a la tensión en vigas de concreto fabricadas por segmento.

SERVICIO II – Combinación de cargas consideradas para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento de las conexiones críticas, debidos a la carga viva vehicular.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto fabricadas por segmentos.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente a la tensión en las columnas de concreto pretensado con el propósito de controlar las grietas.

FATIGA I – Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga infinita por la carga inducida. El factor de cargas para la combinación de cargas para la Fatiga I, aplicada a un simple camión de diseño que tiene la separación entre ejes como se indica en 2.2.3.5 (3.6.1.4.1 AASHTO), que es el camión representativo de una población de camiones que dan un rango de máximos esfuerzos para el diseño de vida de fatiga infinita.

FATIGA II – Combinación de carga de fatiga y fractura relacionada a la vida de fatiga finita por la carga inducida.

Los factores de carga, para varias cargas que se consideren en una combinación de cargas de diseño, serán tomados como los especificados en la Tabla 2 (3.4.1-1 AASHTO). Los

factores de carga para carga permanente serán tomados de la tabla 3 (3.4.1-2 AASHTO).

2.5.2.6.3 Factores de Carga para Carga Constructiva

2.5.2.6.3.1 Evaluación en el Estado Límite de Resistencia

En el Manual de Puentes (2016) se especifica que cuando se investiga las combinaciones de carga de resistencia I, III para efectos de fuerza máxima durante la construcción, los factores de carga para el peso de la estructura y sus accesorios, *DC* y *DW*, no se deberán tomar menores que 1.25.

A menos que se especifique otra cosa por el propietario, los componentes principales de las estructuras de acero serán investigados para efectos de fuerza máxima durante la construcción consistente en una combinación de la aplicación de las cargas muertas (*DC*) y cualquier carga de la construcción que son aplicadas a la estructura de montaje entera.

2.5.2.6.3.2 Evaluación de la Deflexión en el Estado Límite de Servicio

También en el Manual de Puentes (2016) se señala que en ausencia de requisitos especiales que se opongan, se aplicara la combinación de cargas de servicio I. Excepto para puentes de construcción segmentada, a la combinación de cargas de servicio I se le agregara cargas de construcción con un factor de 1.00.

2.5.2.6.4 Factores de Carga para Fuerzas de Tesado y Postensado

2.5.2.6.4.1 Fuerza de Tesado

En el Manual de Puentes (2016) se indica que a menos que se especifique lo contrario, las fuerzas de diseño para tesado en servicio no deberán ser menores que 1.3 veces la reacción a la carga permanente en el apoyo, adyacente al punto de tesado. Si el puente no estará cerrado al tráfico durante la operación de tesado, la carga de tesado también deberá incluir

una reacción de carga viva consistente con el mantenimiento del plan de tráfico, multiplicada por el factor de carga correspondiente a sobrecarga.

2.5.2.6.4.2 Fuerza para las Zonas de Anclaje de Postensado

Asimismo en el Manual de Puentes (2016) se establece que la fuerza de diseño para las zonas de anclaje de postensado se deberá tomar como 1.2 veces la máxima fuerza de tesado.

Tabla 1:

Combinación de Cargas y Factores de Carga (3.4.1-1 AASHTO).

Combinación de Cargas Estado Límite	DC																						
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
RESISTENCIA I																							
A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA III	γ_p	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA IV	γ_p	--	1.00	--	--	1.00	0.50/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--	1.00	--	--	--	--	--	--
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	--	--	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA I	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
FATIGA II- Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Fuente: MTC, *Manual de Puentes* (2016).

Tabla 2:

Factores de carga para cargas permanentes, γ_p (3.4.1-2 AASHTO).

Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Maximo	Minimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, a Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, λ Método.	1.05	0.30
Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neill and Reese (1999).	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios.	1.50	0.65
EH: Presión Horizontal de la tierra.		
• Activa.	1.50	0.90
• En reposo.	1.35	0.90
• AEP Para paredes ancladas.	1.35	N/A
EL: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked-in construction Stresses.)	1.00	1.00
EV: Presion vertical de la tierra		
• Estabilidad global.	1.00	N/A
• Muros y estribos de retención.	1.35	1.00
• Estructura rígida enterrada.	1.30	0.90
• Pórticos rígidos.	1.35	0.90
• Estructuras flexible enterradas		
○ Alcantarillas cajón metálicas, plancas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio.	1.50	0.90
○ Alcantarillas termoplásticas.	1.30	0.90
○ Entre otros.	1.95	0.90
ES: Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno	1.50	0.75

Fuente: MTC, *Manual de Puentes* (2016).

2.5.2.7 Determinación de Cargas Permanentes

2.5.2.7.1 Cargas Permanentes: DC, DW Y EV

Las Especificaciones AASHTO (2004) establecen que la carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobrecargas y ensanchamientos previstos.

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la Tabla 3 (3.5.1-1 AASHTO).

2.5.2.7.2 Deformaciones Impuestas

Según el Manual de Puentes (2016) las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como carga permanente.

Tabla 3:

Densidades (3.5.1-AASHTO LRFD).

Material	Densidad (kg/m ³)
Aleaciones de aluminio	2800
Superficies de rodamiento bituminosas	2250
Hierro fundido	7200
Escoria	960
Arena, limo o arcilla compactados	1925
Agregados de baja densidad	1775
Agregados de baja densidad y arena	1925
Hormigón	Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa
	2320
	Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa
	$2240 + 2,29 f'_c$
Arena, limo o grava sueltos	1600
Arcilla blanda	1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo	2250
Acero	7850
Sillería	2725
Madera	Dura
	960
	Blanda
	800
Agua	Dulce
	1000
	Salada
	1025
Elemento	Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	0,30

Fuente: AASHTO, *Especificaciones AASHTO LRFD* (2004).

2.5.2.8 Cargas Variables

2.5.2.8.1 Cargas Durante la Construcción

De acuerdo al Manual de Puentes (2016) el proyectista considerara todas las cargas debidas a peso de materiales y equipos requeridos durante la construccion, asi como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Deberá preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones y errores.

2.5.2.8.2 Cargas Vivas de Vehículos

2.5.2.8.2.1 Numero de Vías

En el Manual de Puentes (2016) se establece que en general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/12.0$ ($w/3.60$ en m.), siendo w el ancho libre de calzada entre sardineles, cordones y/o barreras, en ft; (mm).

2.5.2.8.2.2 Diseño con Cargas Vivas de Vehículos

2.5.2.8.2.2.1 Generalidades

En el Manual Puentes (2016) se define que la carga viva designada es el HL-93, que consiste de una combinación de

Camión de diseño o tándem de diseño y,

Carga distribuida de diseño.

Para el estado límite de fatiga solo se considerara la carga correspondiente al camión de diseño según se especificara más adelante.

Para el cómputo de deflexiones se tomara el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo, o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño.

2.5.2.8.2.2.2 Camión de Diseño

En el Manual de Puentes (2016) se considera que las cargas por eje y los espaciamientos serán indicados en la Figura 6, la distancia entre los dos ejes de 32.0 kips (14.55 ton) será tomada como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft. (4.27 m) y 30.0 ft. (9.14 m), resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos.

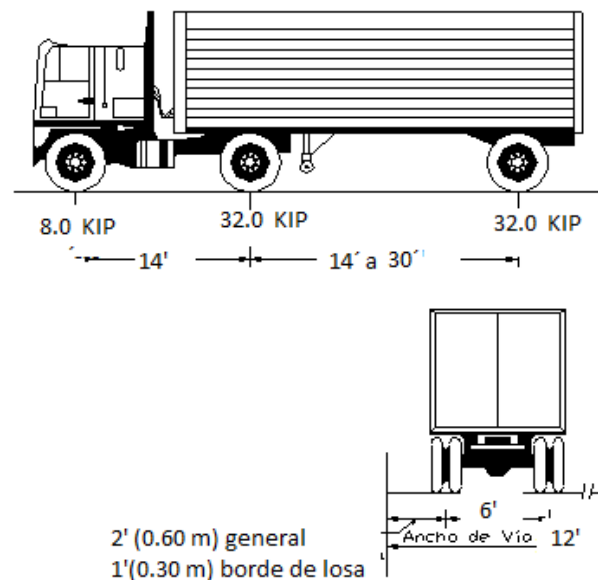


Figura 6: Características del Camión de Diseño. Fuente: Manual de Puentes (MTC, 2016).

2.5.2.8.2.2.3 Tándem de Diseño

En el Manual de Puentes (2016) se explica que el tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip (11.4 ton), espaciados a 4.0 ft (1.20 m). La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal será de 6.0 ft (1.80 m). Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos

2.5.2.8.2.2.4 Carga del Carril de Diseño

Se señala en el Manual de Puentes (2016) que se considerara una sobrecarga de 0.64 klf (954 kgf/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produzca un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft (3.00 m) en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicara también sobre aquellas zonas donde se ubique el camión o el tándem

de diseño. No se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga.

2.5.2.3.2.2.5 Presencia Múltiple de Sobrecargas

Se indica en el Manual de Puentes (2016) que a menos que en este documento se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecarga se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93.

En ausencia de datos específicos del sitio, los valores de la Tabla 4.

Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado,

Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados.

Los factores especificados en la tabla 4 (3.6.1.1.2-1 AASHTO) no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los Artículos 2.6.4.2.2 (4.6.2.2 AASHTO) y 2.6.4.2.1 (4.6.2.3 AASHTO), excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el Artículo 2.6.4.2.2.2d, (4.6.2.2.2d AASHTO), son usados.

Tabla 4:

Factor de Presencia Múltiple (3.6.1.1.2-1 AASHTO).

Número de Vías Cargadas	Factor Presencia múltiple, <i>m</i>
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: MTC, Manual de Puentes (2016).

2.5.2.8.2.3 Aplicación de las Cargas Vivas Vehiculares

2.5.2.8.2.3.1 Generalidades

Posición de las Cargas en la Dirección Longitudinal

En el Manual de Puentes (2016) se señala que en la dirección longitudinal, el puente será cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

Tándem de diseño más carga distribuida.

Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 32 kips (14.55 ton) será aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.

Posición de las Cargas en la Dirección Transversal

Asimismo en el Manual de Puentes (2016) se indica que tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 10.0 ft (3.00 m) cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas. El camión y el tándem de diseño se deberán ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de:

Para el diseño del voladizo del tablero – 1.0 ft (0.30 m) a partir de la cara del sardinel o de la baranda, y.

Para el diseño de todos los demás componentes – 2.0 ft (0.60 m) a partir del borde del carril de diseño.

2.5.2.8.2.3.2 Carga para la Evaluación Opcional de la Deflexión por Sobrecarga

En el Manual de Puentes (2016) se da a entender que a menos que se disponga de otro modo la deflexión se deberá tomar como el mayor valor entre:

La que resulta del camión de diseño solamente, o.

La que resulta del 25% del camión de diseño considerado juntamente con la carga del carril de diseño.

2.5.2.8.2.4 Carga de Fatiga

2.5.2.8.2.4.1 Magnitud y Configuración

En el Manual de Puentes (2016) se explica que independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considerara como carga vertical la de un solo camión de diseño pero con una distancia fija de 30.0 ft (9.14 m) entre los dos ejes de 32.0 kip (14.55 ton) e incluyendo los efectos dinámicos.

2.5.2.8.2.4.2 Frecuencia

Se establece en el Manual de Puentes (2016) que la frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se deberá aplicar a todos los componentes del puente, inclusive a aquellos ubicados debajo de carriles que soportan un menos número de camiones. En ausencia de información más precisa, el tráfico medio diario de camiones en un único carril se tomara como:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \quad (3.6.1.4.2 - 1 \text{ AASHTO})$$

Dónde:

$ADTT$ = número de camiones por día en una dirección, promediado sobre el periodo de diseño

$ADTT_{SL}$ = número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño

p = valor especificado en la Tabla 5

Tabla 5:

Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p (Tabla 3.6.1.4.2-1 AASHTO).

Número de carriles disponibles para camiones,	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: MTC, *Manual de Puentes* (2016)

Asimismo en los Comentarios de las Especificaciones AASHTO (2004) se agrega que como para un puente los patrones de tráfico futuro son inciertos, se asume que la frecuencia de la carga de fatiga para un único carril se aplica a todos los carriles.

Investigaciones realizadas indican que el tráfico medio diario (ADT, *average daily traffic*), incluyendo todos los vehículos, es decir automóviles más camiones, bajo condiciones normales esta físicamente limitado a aproximadamente 20 000 vehículos por carril y por día. Al estimar el ADTT se debería considerar este valor limitante. El ADTT se puede determinar multiplicando el ADT por la fracción de camiones en el tráfico. En ausencia de datos específicos sobre el tráfico de camiones en la ubicación considerada, para los puentes normales se pueden aplicar los valores de la Tabla 6 (Tabla C3.6.1.4.2-1 AASHTO).

Tabla 6:

Fracción de camiones en el tráfico.

Tipo de carretera	Fracción de camiones en el tráfico
Rural interestatal	0,20
Urbana interestatal	0,15
Otras rurales	0,15
Otras urbanas	0,10

Fuente: AASHTO, *Especificaciones AASHTO LRFD* (2004).

2.5.2.8.2.4.3 Distribución de Cargas para Fatiga

Si se emplean los métodos aproximados las Especificaciones AASHTO (2004) indican que si el puente se analiza utilizando una distribución de cargas aproximada, se debe utilizar un factor de distribución para un carril de circulación.

2.5.2.8.3 Incremento por Carga Dinámica: *IM*

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen que los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas o de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la Tabla 7, incremento por carga dinámica.

El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1+IM/100)$.

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

Tabla 7:

Incremento por Carga Dinámica, IM.

Componente	<i>IM</i>
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Limite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

2.5.2.8.4 Cargas Petonales

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa (367 kg/m²) en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.5.2.9 Análisis y Evaluación Estructural

2.5.2.9.1 Introducción al Análisis Estructural

2.5.2.9.1.1 Introducción

Rojas y Padilla (s.f.) definen que el análisis estructural es un paso intermedio en el proceso que se debe seguir para la construcción de cualquier obra civil, cuya finalidad es determinar el comportamiento de la estructura que soportara dicha construcción, es decir, los efectos producidos por las diferentes acciones que obraran en la construcción. El comportamiento de la estructura se puede expresar a través de desplazamientos, reacciones y fuerzas internas (elementos mecánicos). A partir de estos últimos se define la resistencia que debe tener la estructura para soportar las cargas que obraran sobre ella, y con los desplazamientos se revisaran las condiciones de servicio, para la cual los desplazamientos actuantes serán menores o iguales que los permisibles establecidos en los reglamentos de construcción.

2.5.2.9.1.2 Equilibrio, Compatibilidad y Relación entre Fuerzas y Desplazamientos

Equilibrio

Rojas y Padilla (s.f.) señalan que la solución correcta de una estructura debe satisfacer las condiciones de equilibrio estático, no solo para la estructura completa, sino también para cualquier parte de ella, tomada como un cuerpo libre.

En el espacio tridimensional, si el vector fuerza resultante es igual a cero, por lo que se pueden plantear las siguientes ecuaciones de equilibrio.

$$\sum F_x = 0, \sum F_y = 0, \sum F_z = 0 \quad 3$$

En estas ecuaciones, las expresiones $\sum F_x$, $\sum F_y$, $\sum F_z$, son las sumas algebraicas de las componentes en x, y, z, respectivamente, de todos los vectores fuerza que actúan en el cuerpo libre. Igualmente, si el vector momentos resultantes es igual a cero, las ecuaciones de momento de equilibrio estático son:

$$\sum M_x = 0, \sum M_y = 0, \sum M_z = 0 \quad 4$$

Donde $\sum M_x$, $\sum M_y$, $\sum M_z$ son las sumas algebraicas de los momentos alrededor de los ejes x, y, z, respectivamente, de todos los pares y fuerzas que actúan sobre el cuerpo libre.

Compatibilidad

Rojas y Padilla (s.f.) indican que en las estructuras donde el número de incógnitas es igual al número de ecuaciones de equilibrio estático, los valores de estas reacciones y de las fuerzas internas que estén presentes en el sistema estructural se pueden determinar directamente para lograr el equilibrio del mismo. Sin embargo, hay estructuras que tienen más incógnitas que ecuaciones de equilibrio estático, por tanto hay necesidad de plantear ecuaciones adicionales para poder determinar todas las incógnitas. Estas ecuaciones se obtienen a partir de las condiciones de compatibilidad. Tales condiciones se refieren a la continuidad de los desplazamientos a lo largo de toda la estructura, por lo que también reciben el nombre de condiciones de continuidad. Usualmente estas condiciones son de interés en el nodo de la estructura, por lo cual la compatibilidad se define con los siguientes términos: el desplazamiento de un nodo debe ser igual al desplazamiento de los extremos de las barras que concurren en el mismo.

Relación entre Fuerzas y Desplazamientos

Rojas y Padilla (s.f.) establecen que para definir la relación entre fuerzas y desplazamientos de cualquier sistema estructural, es necesario utilizar las propiedades elásticas y geométricas del material dado y los conceptos de equilibrio y compatibilidad. Hay dos formas básicas para expresar estas relaciones. La primera relación fuerza – desplazamiento de la forma:

$$P = Kd \quad 5$$

Donde P representa las cargas, K la rigidez de la estructura y d los desplazamientos. La rigidez tiene unidades de fuerza por longitud y puede definirse como la fuerza necesaria para

mantener el elemento en una unidad de desplazamiento. Esta relación es la base para el método de las rigideces, la segunda relación se puede expresar:

$$U + fR = 0 \quad 6$$

En este caso U representa desplazamientos, f define la flexibilidad de la estructura, dada en unidades de longitud por fuerza y R indica las redundantes por determinar.

2.5.2.9.1.3 Tipos de Estructuras

Rojas y Padilla (s.f.) dan a conocer que las estructuras de acuerdo con su comportamiento se pueden clasificar en dos grandes grupos: los **estables** y los **inestables**. Estas últimas son aquellas que no son capaces de soportar un sistema general de cargas, a menos que este sea controlado. Las estructuras estables son aquellas capaces de soportar un sistema general de cargas cuyos valores están limitados a que no ocurra una falla por deformación excesiva y a su vez se pueden subdividir en isostáticas e hiperestáticas. Las **isostáticas** son aquellas que se pueden resolver con las ecuaciones de equilibrio, es decir, el número de incógnitas (reacciones y fuerzas internas) es igual al número de ecuaciones de equilibrio que se pueden utilizar. Por el contrario, sino se puede resolver con las ecuaciones de equilibrio, se dice que son **hiperestáticas**.

Armaduras

Rojas y Padilla (s.f.) señalan que una armadura es una estructura en la cual todos los elementos que la conforman trabajan a carga axial. Si se traza una sección a – a en la armadura mostrada en la Figura 7a, se observara que para lograr el equilibrio de la porción de la estructura comprendida entre la sección a – a y el apoyo A, se requiere de dos fuerzas normales N_{AB} y N_{AC} a la sección de las barras AB y AC, respectivamente, Figura 7b.

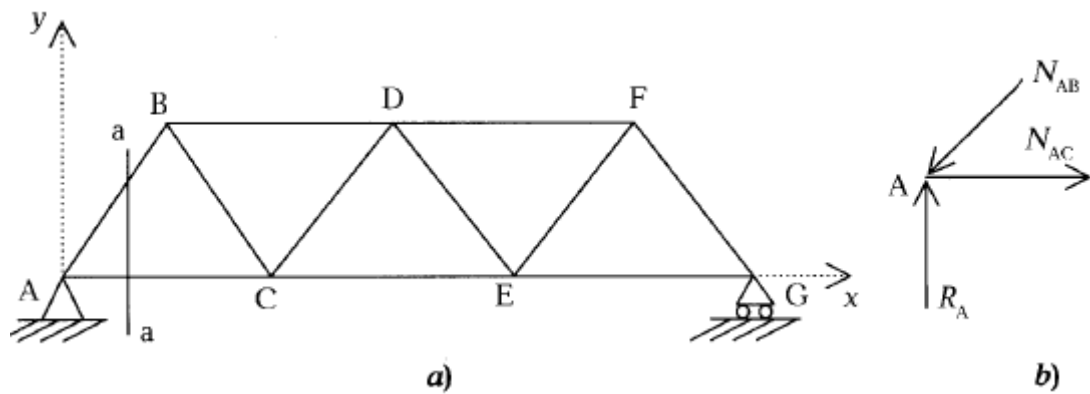


Figura 7: Elementos mecánicos en armaduras. Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

Vigas

De acuerdo con Rojas y Padilla (s.f.) una viga es una estructura formada por elementos usualmente rectos capaces de transmitir cargas verticales. Por lo general las vigas se diseñan para resistir fuerza cortante y momento flexionante. Si se traza la sección a – a en la viga mostrada en la Figura 8a, para lograr el equilibrio vertical se requiere una fuerza V_y que tendrá la misma magnitud pero sentido contrario a la reacción, a esta fuerza se le llama fuerza cortante, estas dos fuerzas producen un par que será contrarrestado por un momento M_z que genere otro par de igual magnitud pero de sentido contrario (Figura 8b), así se concluye que la viga estará sujeta a fuerza cortante y momento flexionante.

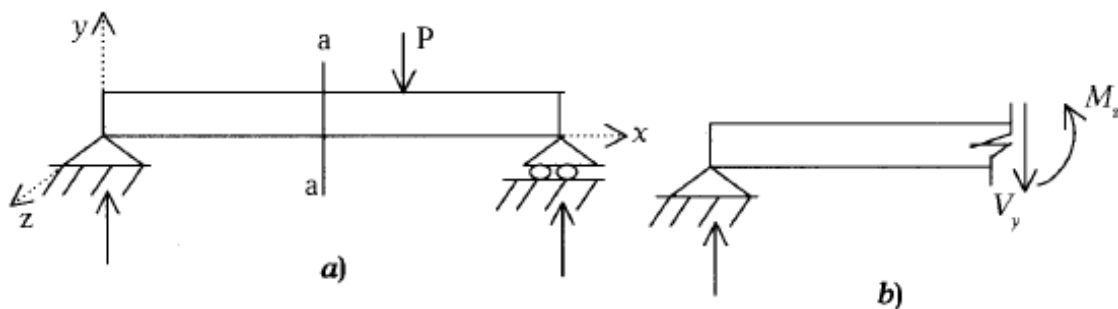


Figura 8: Elementos mecánicos en un elemento viga. Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

Marcos Planos

Continuando Rojas y Padilla (s.f.) exponen que los marcos planos son estructuras formadas

por vigas y columnas. La carga que se puede aplicar a los marcos planos debe estar contenida en el mismo plano en que se encuentran estos; generalmente ocasionan carga axial, fuerza cortante y momento flexionante en los elementos que los conforman. Si se analiza la sección a – a del marco mostrado en la Figura 9a, se requiere una fuerza normal N a la sección para equilibrar la reacción vertical, una fuerza cortante V para equilibrar la reacción horizontal; estas dos fuerzas (R_h y V_x) por un momento M_z que genere otro par de igual magnitud pero sentido contrario, así los elementos mecánicos que estarán presentes en un marco plano serán: fuerza normal, fuerza cortante y momento flexionante, como se muestra en la Figura 9b.

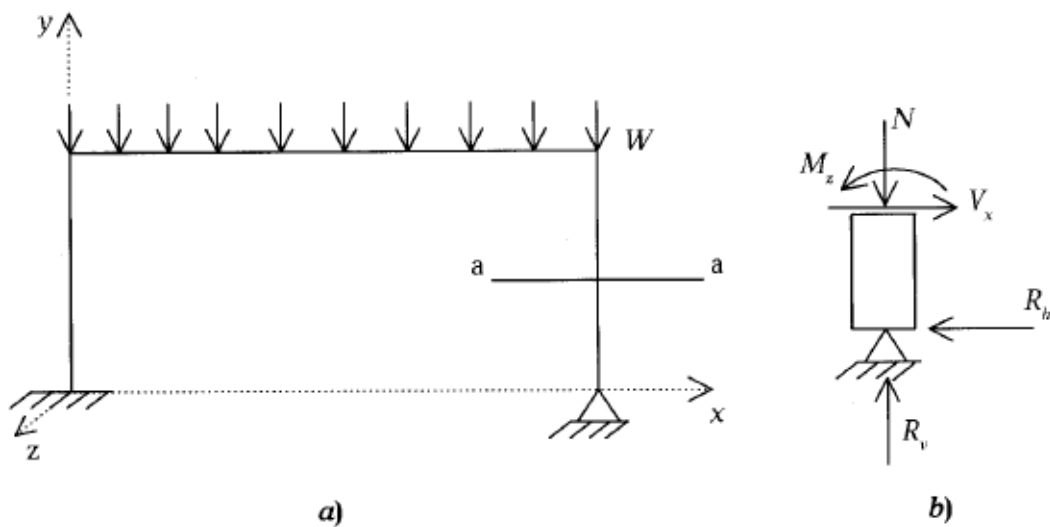


Figura 9: Elementos mecánicos en un elemento marco .Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

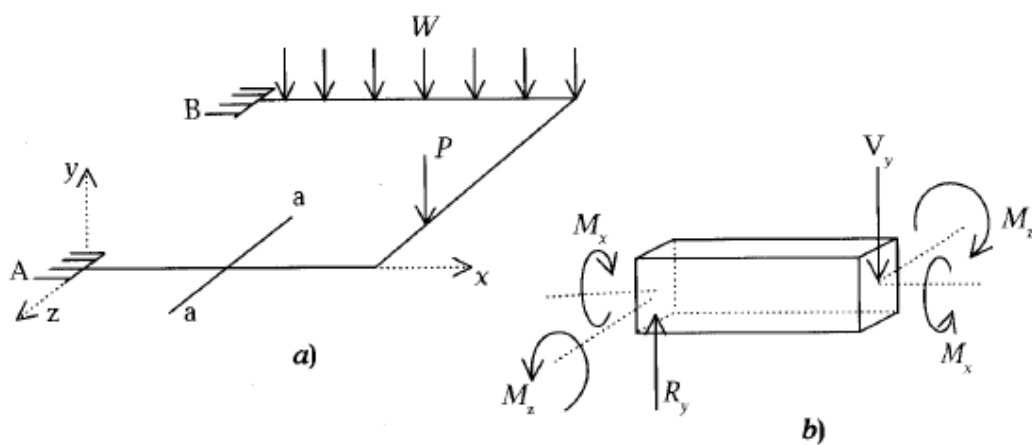


Figura 10: Elementos mecánicos en un elemento retícula .Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

Retículas

También Rojas y Padilla (s.f.) consideran que una retícula es una estructura en la cual la carga se aplica perpendicular al plano que contiene la estructura. Si se analiza la sección a – a de la retícula mostrada en la figura 10a se observa que los elementos mecánicos necesarios para plantear el diagrama de cuerpo libre de la parte de la estructura comprendida entre la sección y el apoyo A son: fuerza cortante V_y , momento flexionante M_z y momento torsionante M_x , como se indica en la Figura 10b.

Estructuras Tridimensionales

Rojas y Padilla (s.f.) establecen que estas estructuras pueden tomar cualquier forma y para su análisis es necesario referirlas a un sistema coordenado tridimensional las cargas aplicadas provocan generalmente en los miembros que la conforman seis elementos mecánicos, como se indica en la Figura 11b. Si se analiza la sección a – a de la estructura mostrada en la Figura 11a, se observa que para lograr el equilibrio de la porción que se ilustra en la Figura 11b se requieren de una fuerza axial N , dos fuerzas cortantes, una en la dirección z y la otra en la dirección y, que denominaremos como V_z y V_y respectivamente, un momento de torsión alrededor del eje longitudinal de la barra M_x y dos momentos flexionantes, uno alrededor del eje z y otro alrededor del eje y, M_z y M_y , respectivamente.

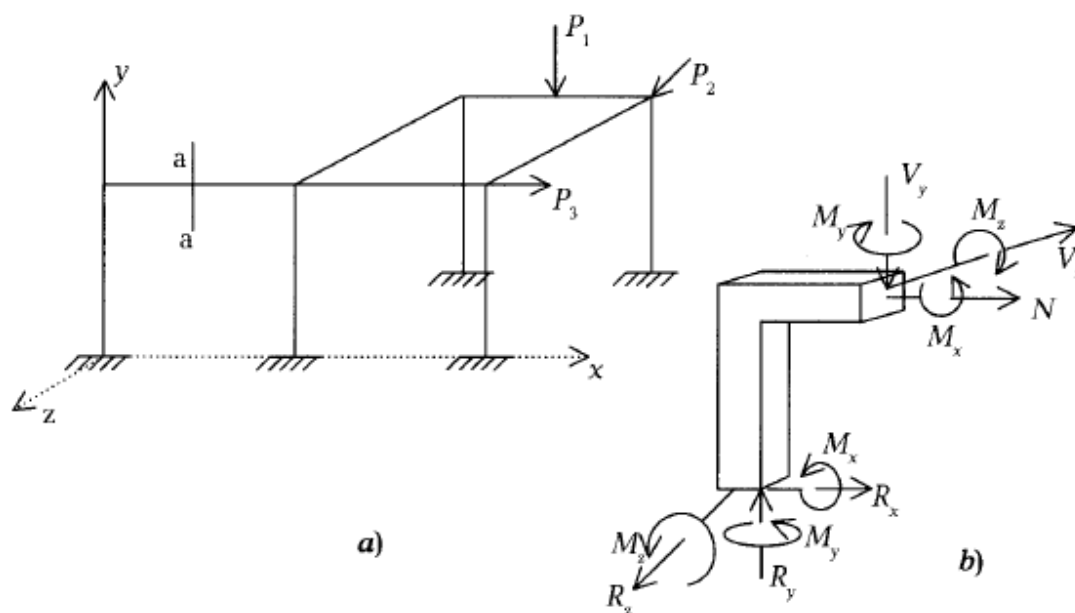


Figura 11: Estructura tridimensional. Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

Otras Estructuras

También Rojas y Padilla (s.f.) indican que existen otras estructuras como las de cascaron, estas estructuras están formadas principalmente por placa o lamina, estructuras con base en cables y estructuras masivas.

2.5.2.9.1.4 Grado de Hiperestaticidad

Rojas y Padilla (s.f.) definen que las estructuras hiperestáticas (estáticamente indeterminadas) pueden ser externa y/o internamente indeterminadas. Si el número de reacciones excede el número de ecuaciones de equilibrio disponibles, se dice que la estructura es externamente indeterminada. Si algunas fuerzas internas (elementos mecánicos) no pueden determinarse por la estática a pesar de que todas las reacciones sean conocidas, la estructura se clasifica como internamente indeterminada. Para ilustrar lo anterior considere la viga de la Figura 12, la cual tiene cinco reacciones y solo hay tres ecuaciones de equilibrio ($\sum F_x = 0$, $\sum F_y = 0$, $\sum M_z = 0$), lo cual da un número mayor de reacciones (incógnitas), por tanto, la viga se clasifica como externamente indeterminada.

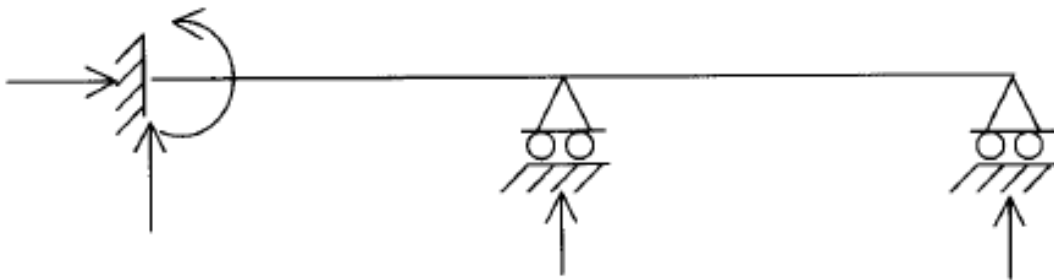


Figura 12: Viga hiperestática. Fuente: Rojas y Padilla, Análisis Estructural con Matrices (s.f.).

2.5.2.9.1.5 Grado de Libertad

Rojas y Padilla (s.f.) señalan que el grado de libertad está relacionado con los desplazamientos desconocidos en la estructura; como máximo un nodo puede tener seis desplazamientos desconocidos (tres lineales y tres angulares): El grado de libertad se define como el número mínimo de desplazamientos necesarios para definir la configuración deformada de la estructura.

2.5.2.9.3 Deformaciones

McCormac y Nelson (2007) señalan que las deformaciones de las estructuras son causadas por momentos flexionantes, por fuerzas axiales y por fuerzas cortantes. En vigas y en marcos, los valores máximos son causados por fuerzas axiales. Las deflexiones por fuerza cortante son muy pequeñas en casi todas las estructuras tipo viga. Las deflexiones por cortante, en tanto que porcentaje de las deflexiones de una viga, crecen conforme aumenta la razón del peralte al claro de la viga.

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) dan a conocer que los criterios se deben considerar optativos y para la aplicación de estos la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

En ausencia de otros criterios, para las construcciones de acero, aluminio y/o concreto se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

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

Asimismo las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que si un propietario decide invocar controles sobre las relaciones longitud – profundidad, en ausencia de otros criterios se pueden considerar los límites indicados en la Tabla 8, donde S es la longitud de la losa y L es la longitud del tramo, ambas en mm. Si se utiliza la Tabla 8, a menos que se especifique lo contrario los límites indicados en la misma se deben aplicar a la profundidad total.

2.5.2.9.4 Líneas de Influencia

McCormac Y Nelson (2007) definen que la línea de influencia, usada por primera vez en Berlín en 1867 por el profesor E. Winkler, muestra de manera gráfica como el movimiento de una carga unitaria a lo largo de una estructura afecta a los elementos mecánicos en esta.

Los elementos mecánicos que pueden representarse son reacciones, fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas y deflexiones.

Una línea de influencia puede definirse como un diagrama cuyas ordenadas muestran la magnitud y el carácter de algún elemento mecánico de una estructura cuando una carga unitaria se mueve a lo largo de esta. Cada ordenada del diagrama da el valor del elemento mecánico cuando la carga está situada en la posición asociada a esa ordenada. Las líneas de influencia sobre todo se usan para determinar dónde colocar las cargas vivas para que estas causen fuerzas máximas. También pueden usarse para calcular esas fuerzas.

Tabla 8:

Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	$0,070 L$	$0,065 L$
	Vigas cajón	$0,060 L$	$0,055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,035 L$	$0,033 L$
	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
Hormigón Pretensado	Vigas cajón coladas in situ	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0,045 L$	$0,040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0,033 L$	$0,030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0,030 L$	$0,025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0,040 L$	$0,032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0,033 L$	$0,027 L$
	Cerchas	$0,100 L$	$0,100 L$

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

2.5.2.9.4.1 Líneas de Influencia por el Principio de Müller-Breslau

Gonzalez (2002) señala que otro método para construir líneas de influencia consiste en la

aplicación de un principio, conocido con el nombre de Principio de Müller-Breslau, ingeniero alemán que lo estableció en 1866.

Se puede enunciar de la siguiente manera: *la línea de influencia de una reacción o de una acción (momento flexionante o fuerza cortante) tiene la misma forma que la viga deformada cuando se le impone un desplazamiento unitario correspondiente a la reacción o acción determinada.* A continuación se ilustra para una viga simplemente apoyada, con referencia a la Figura 13.

La línea de influencia de la reacción en A se obtiene introduciendo un desplazamiento unitario a la viga en dirección de la reacción, Figura 13b. La forma de la viga deformada es la línea de influencia de R_A .

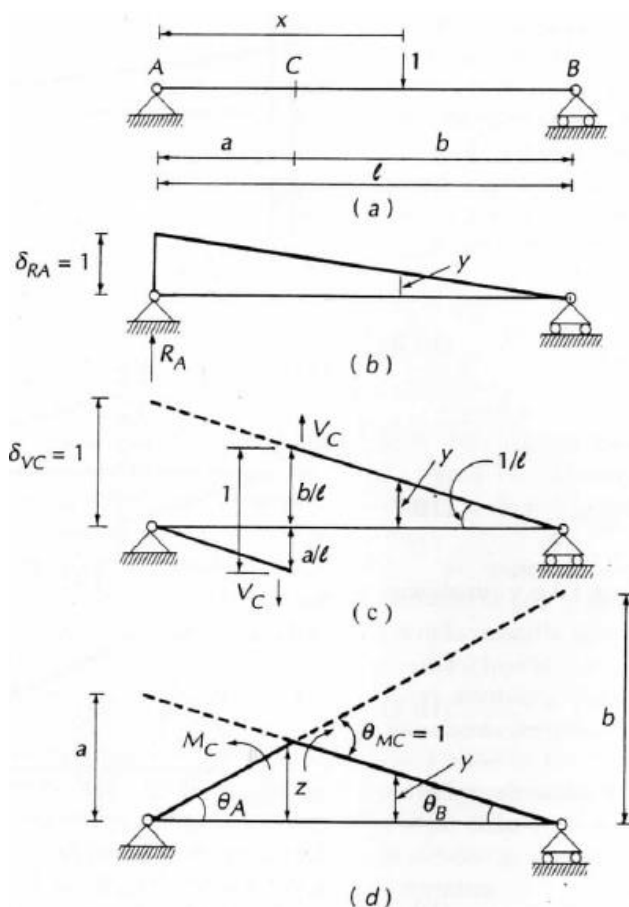


Figura 13: Líneas de influencia por el principio de Müller-Breslau. Fuente: Gonzalez, Análisis Estructural (2002).

Para introducir el desplazamiento unitario, se supone que se elimina la restricción a la

deformación de la viga en el apoyo, como se muestra en la Figura 14a, y no se permite otro tipo de deformación, por ejemplo, debido a flexión o fuerza cortante. Por esta última razón la viga permanece recta.

La línea de influencia de fuerza cortante en un punto C de la viga, Figura 13c, se obtiene cortando la viga en ese punto, como se muestra en la Figura 14b, e introduciendo un desplazamiento unitario correspondiente a fuerza cortante. La forma de línea de influencia de V_C . En este caso, no deben permitirse deformaciones por flexión o por desplazamiento de las reacciones. Para que no haya deformaciones por flexión, los dos tramos de la línea de influencia entre el punto C y los apoyos deben ser paralelos.

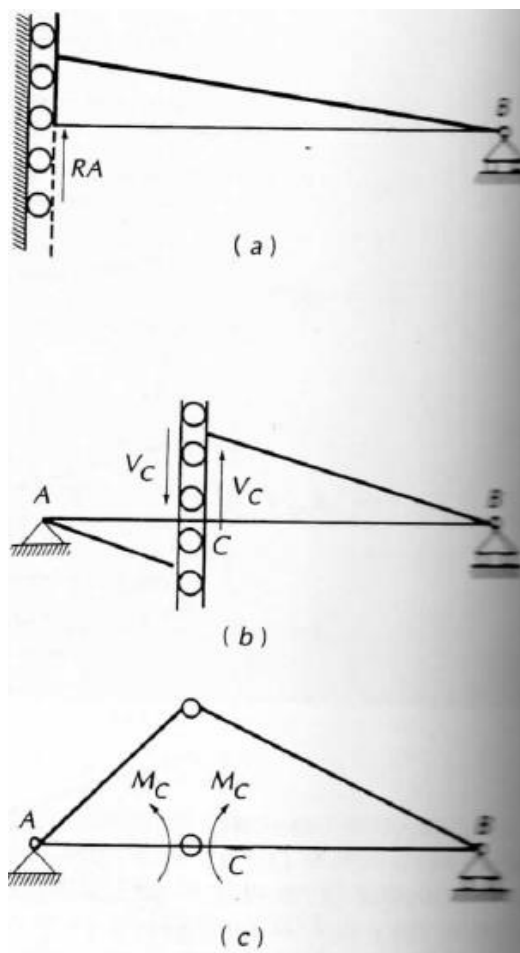


Figura 14: Eliminación de restricciones .Fuente: Gonzalez, Análisis Estructural (2002).

La línea de influencia de momento flexionante en un punto C de la viga, Figura 13d, se obtiene introduciendo una articulación en ese punto, como se muestra en la Figura 14c, e imponiendo un giro unitario, o sea, la deformación correspondiente a flexión. La forma de

la viga deformada es la línea de influencia de M_C . Obsérvese que en este caso no hay deformaciones correspondientes a fuerza cortante o a desplazamientos de los apoyos. La primera condición implica que los dos tramos de la viga permanezcan unidos en el punto C . La magnitud de la distancia z y de los ángulos θ_a y θ_b , Figura 13d, pueden calcularse de la siguiente manera. Si el ángulo de giro, θ_{MC} , es unitario, entonces:

$$\theta_A + \theta_B = 1$$

Por otro lado,

$$\theta_A = \frac{z}{a} \quad y \quad \theta_B = \frac{z}{b}$$

Sustituyendo y resolviendo para z :

$$z = \frac{ab}{a + b}$$

Y sustituyendo este valor de z :

$$\theta_A = \frac{b}{l} \quad y \quad \theta_B = \frac{a}{l}$$

2.5.2.9.4.2 Máximo Momento de Flexión en una Viga Simplemente Apoyada para un Tren de Cargas (Teorema de Barrè)

Rodríguez (2016) demuestra que bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada.

En efecto, en el tren de cargas mostrado, tomando momentos en el punto donde incide la carga P_3 tenemos:

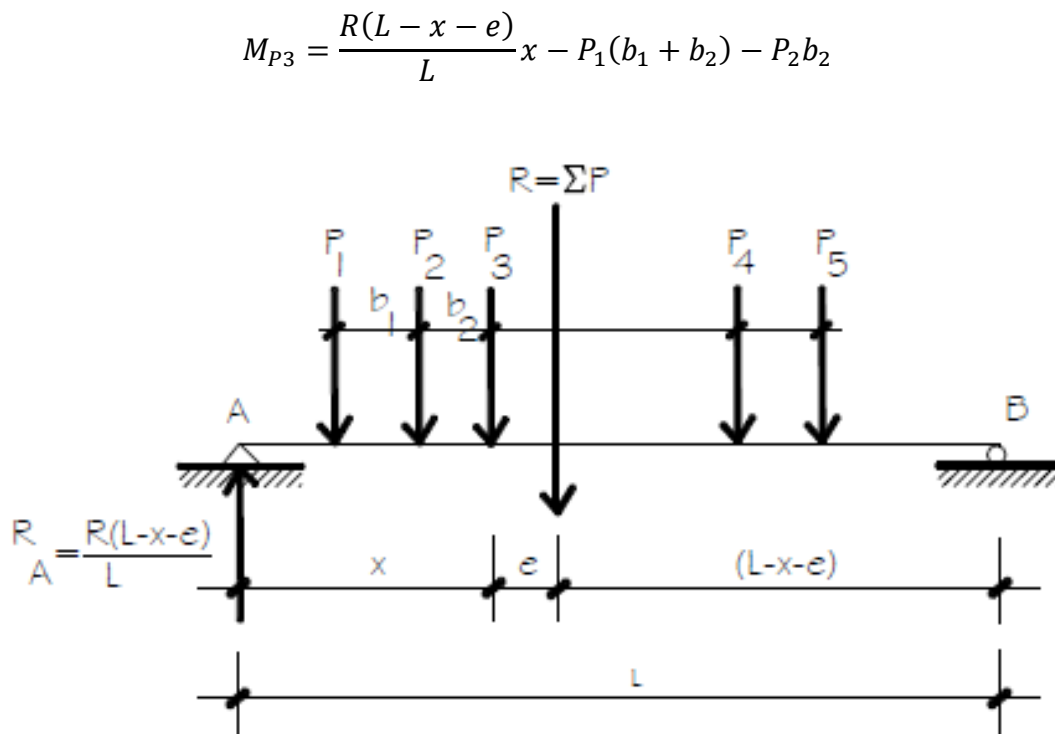


Figura 15: Ubicación de cargas. Fuente: Rodríguez, Puentes: Con AASHTO-LRFD 2014 (2016).

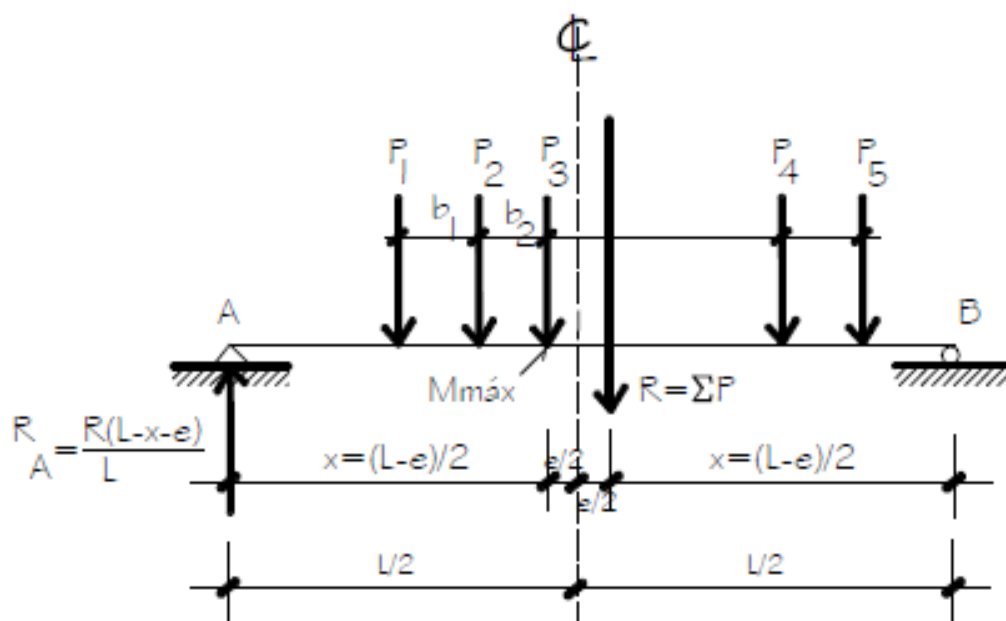


Figura 16: Momento máximo. Fuente: Rodríguez, Puentes: Con AASHTO-LRFD 2014 (2016).

Para

$$M_{P3} = \text{máx}, \quad \frac{dM_{P3}}{dx} = 0$$

2.5.2.9.5 Análisis Estático

2.5.2.9.5.1 Métodos de Análisis Aproximado

2.5.2.9.5.1.1 Puente de Viga y Losa

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen requisitos para el empleo de los Métodos Aproximados que se deberán aplicar a puentes que se analizan para:

Un único carril de carga, o.

Múltiples carriles de sobrecarga que produce aproximadamente la misma sollicitación por carril.

Para separación entre vigas mayor que el rango de aplicabilidad especificado en las tablas de los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3, a menos que se especifique lo contrario, la sobrecarga sobre cada viga deberá ser la reacción de los carriles cargados determinada según la ley de momentos.

La ley de momentos implica sumar los momentos respecto de un apoyo para hallar la reacción en otro apoyo suponiendo que el elemento soportado está apoyado en los apoyos interiores.


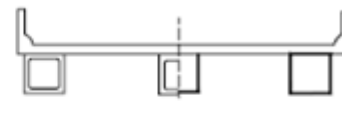

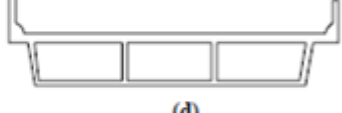

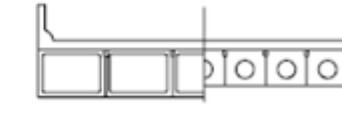

Los requisitos del artículo 3.6.1.1.2 especifican que los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto los métodos de momento estático o la ley de momentos, ya que estos factores ya están incorporados en los factores de distribución.

La distribución de la sobrecarga se puede utilizar para vigas y largueros que satisfacen las siguientes condiciones y cualquier otra condición identificada en las tablas de factores de distribución:

El ancho del tablero es constante.

Tabla 9:

Superestructuras habituales cubiertas por los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3.

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	
		(a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	
		(b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	
		(c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	
		(d)
Viga Te de hormigón colado in situ	Hormigón monolítico	
		(e)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, aliviadas o celulares con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	
		(f)
Vigas cajón prefabricadas de hormigón macizas, aliviadas o celulares con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	
		(g)

Fuente: AASHTO, *Especificaciones AASHTO LRFD (2004)*.


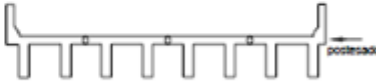


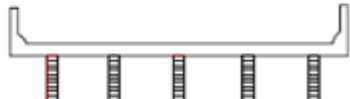
A menos que se especifique lo contrario, el número de vigas no es menor que cuatro.

Las vigas son paralelas y tiene aproximadamente la misma rigidez.

A menos que se especifique lo contrario, la parte de vuelo correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 910 mm.

La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la Tabla 9.

Continuación Tabla 9.

ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Secciones tipo canal de hormigón prefabricado con conectores de corte	Sobrecapa de hormigón colado in situ	 (h)
Sección doble Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (i)
Sección Te de hormigón prefabricado con conectores de corte y con o sin postesado transversal	Hormigón integral	 (j)
Secciones doble Te o Te con nervio de hormigón prefabricado	Hormigón colado in situ, hormigón prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Hormigón colado in situ o tablonés, paneles encolados / clavados o madera tensada	 (l)

Fuente: AASHTO, *Especificaciones AASTO LRFD* (2004).

2.5.2.10 Puentes de Concreto Presforzado

2.5.2.10.1 Introducción

Nilson (2000) define que un elemento de concreto presforzado es aquel en el cual se introducen esfuerzos intensos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos producidos por las cargas externas aplicadas se contrarrestan hasta el grado deseado. El concreto es un material resistente a la compresión con una resistencia a la tensión muy baja y poco confiable.

El preesfuerzo aplica una precompresión al elemento que reduce o elimina los esfuerzos de tensión no deseables que, de otra manera, estarían presentes. El agrietamiento con las cargas de servicio puede minimizarse o aun eliminarse totalmente. Las deflexiones pueden limitarse a valores aceptables; de hecho, pueden diseñarse elementos que tengan una deflexión nula bajo los efectos combinados de carga de servicio y de fuerzas de preesfuerzo.

Vallecilla (2009) agrega que el concreto, sometido únicamente a esfuerzos de compresión o tracciones limitadas, permanece sin fisuras y se comporta como un material homogéneo y en cuanto tal se lo analiza. El concreto presforzado es un material compuesto por concreto estructural, usualmente de alta resistencia ($f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$) y por pequeñas cantidades de tendones de acero de alta resistencia ($f_{py} > 16\,000 \text{ kg/cm}^2$) que se agrupan para formar cables. Antes de la aplicación de las cargas externas, los tendones se tensionan contra el concreto, el que en consecuencia, está sometido a esfuerzos de precompresión. También se emplea acero no tensionado ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) en forma de barras longitudinales y transversales.

Rodríguez (2016) señala que el anclaje en el extremo donde se tensa es llamado anclaje vivo o de tensado; el otro extremo donde no se tensa se llama anclaje muerto o fijo.

La fuerza de presforzado externa es generalmente aplicada por el alargamiento de tendones: cables (strands), alambres o varillas de acero, contra la sección de concreto, la cual se comprime. Los tendones pueden estar esforzados primero, antes del fraguado del concreto (pretensado), o después que el concreto a fraguado (postensado).

En el pretensado los cables están esforzados contra anclajes externos (bancos de tensado) y el concreto es fraguado en contacto directo con los tendones, permitiendo desarrollar así el afianzamiento.

En el postensado cuando el concreto ha ganado suficiente resistencia, los tendones son esforzados directamente contra el concreto y son mecánicamente asegurados en anclajes empotrados en la fragua en cada extremo.

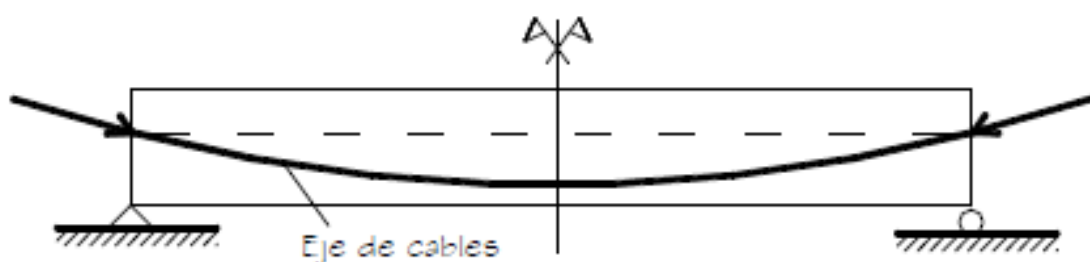


Figura 17: Esquema del Presforzo. Fuente: Rodríguez, Puentes: Con AASHTO-LRFD 2014 (2016).

2.5.2.10.2 Materiales

Concreto

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) indican que la resistencia a la compresión especificada para el concreto y los tableros pretensados no deberá ser menor que 28 MPa (280 kg/cm²).

Asimismo las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que en ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para concretos cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (5.4.2.4 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

γ_c = densidad del concreto (kg/m³)

f'_c = resistencia especificada del concreto (MPa)

También las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) consideran que a menos que se determine mediante ensayos físicos, el módulo de rotura, f_r , en MPa, se puede tomar, para concretos de densidad normal, como:

$$0.63\sqrt{f'_c}$$

En los Comentarios de las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) indican que la resistencia a la tracción directa se puede estimar como $f_r = 0.62\sqrt{f'_c}$.

Acero de las Armaduras

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen que solo se podrán utilizar barras con tensiones menores que 420 MPa con aprobación del Propietario.

Siguiendo lo recomendado por las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) el módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s , se deberá asumir igual a 200 000 MPa.

Acero de Pretensado

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que la resistencia a la tracción y la tensión de fluencia se pueden tomar como se especifica en la Tabla 10.

Tabla 10:

Propiedades de los cables de pretensado.

Material	Grado o Tipo	Diámetro (mm)	Resistencia a la tracción, f_{pu} (MPa)	Tensión de fluencia, f_{py} (MPa)
Cables	1725 MPa (Grado 250)	6,35 a 15,24	1725	85% de f_{pu} , excepto 90% de f_{pu} para cables de baja relajación
	1860 MPa (Grado 270)	9,53 a 15,24	1860	
Barras	Tipo 1, Lisas	19 a 35	1035	85% de f_{pu}
	Tipo 2, Conformadas	16 a 35	1035	80% de f_{pu}

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

El módulo de elasticidad de aceros pretensados considerado por las Especificaciones AASHTO LRFD (2004), en base al área nominal de la sección transversal, en ausencia de datos más precisos, se puede tomar como:

$$\text{para cables: } E_p = 197\,000 \text{ MPa}$$

2.5.2.10.3 Esfuerzos Permisibles

Vallecilla (2009) señala que los elementos presforzados se encuentran sometidos a su peso propio, a las cargas muertas sobreimpuestas y a la carga viva, normalmente móvil, además de la fuerza de presfuerzo.

Esta situación se ve reflejada en la manera como las normas vigentes determinan los esfuerzos admisibles sobre los materiales.

Además en la definición de los esfuerzos admisibles del concreto y del acero de presfuerzo

es necesario distinguir entre los esfuerzos admisibles estipulados durante la transferencia de la fuerza de presfuerzo ($t = 0$) y aquellos que se prescriben durante la vida útil de la estructura ($t = \infty$).

Puesto que la fuerza de presfuerzo disminuye con el tiempo, no basta con verificar el estado final de esfuerzos sobre los materiales sino que también es necesario comprobar los esfuerzos durante el tensionamiento, momento en que la fuerza de presfuerzo es máxima y no actúan todas las cargas sobre la estructura.

2.5.2.10.3.1 Límites para las Tensiones en los Tendones de Presforzado

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen que las tensiones en los tendones debido al pretensado o en el estado límite de servicio no deberá ser mayor que los siguientes valores:

Los valores especificados en la Tabla 11, o.

Los valores recomendados por el fabricante de los tendones o anclajes.

Tabla 11:

Límites de tensión para los tendones de presforzado.

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

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

En el caso de postesado se puede permitir un valor de $0.90f_{py}$ admisible a corto plazo para periodos de tiempo breves previos al acuñamiento para contrarrestar las pérdidas por acuñamiento y fricción, siempre que no se superen los demás valores indicados en la Tabla 11.

La tensión en los tendones en los estados límites de resistencia y evento extremo no deberá ser mayor que el límite de resistencia a la tracción especificado en la Tabla 11.

2.5.2.10.3.2 Límites para la Tensión en el Concreto

2.5.2.10.3.2.1 Antes de las Pérdidas

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen que el límite para la tensión de compresión en los elementos de concreto pretensado y postensado será de $0.60f'_{ci}$. Asimismo para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la Tabla 12.

Tabla 12:

Límites para la tensión de tracción antes de las pérdidas.

Tipo de puente	Ubicación	Tensión límite
Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos	• En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
	• En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0,25 \sqrt{f'_c} \leq 1,38$ (MPa)
	• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_p$, no mayor que 210 MPa	$0,63 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	• Para tensiones de manipulo en pilares pretensados	$0,415 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
Puentes construidos por segmentos	Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida	
	• Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_p$ con tendones internos o tendones externos	$0,25 \sqrt{f'_c}$ tracción máxima (MPa)
	• Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones	Tracción nula
	Tensiones transversales a través de las uniones	
	• Para cualquier tipo de unión	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Tensiones en otras áreas	
	• Para áreas sin armadura adherente no pretensada	Tracción nula
• En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_p$, no mayor que 210 MPa	$0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa)	
Esfuerzo de tracción principal en el eje neutro del alma		
• Todos los tipos de puentes de concreto segmentales con tendones internos y/o externos, a menos que el propietario señale otros criterios para estructuras críticas	$0,29 \sqrt{f'_c}$ (MPa)	

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

2.5.2.10.3.2.2 Después de las Pérdidas (Estado Límite de Servicio)

Las Especificaciones AASHTO (2004) señalan que para las tensiones de compresión se aplicaran los límites indicados en la Tabla 13. El factor de reducción, ϕ_w , se deberá tomar igual a 1.0 si las relaciones de esbeltez de las almas y alas, son menores o iguales a 15.

Tabla 13:

Límites para las tensiones de compresión después de las pérdidas.

Ubicación	Tensión límite
<ul style="list-style-type: none"> Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo 	$0,60 \phi_w f_c$ (MPa)

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Las Especificaciones AASHTO (2004) indican que para las tensiones de tracción se aplicaran los límites indicados en la Tabla 14.

Tabla 14:

Límites para las tensiones de tracción después de las pérdidas.

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

Fuente: AASHTO, Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

2.5.2.10.4 Resistencia de los Elementos Solicitados a Flexión

Las Especificaciones AASHTO (2004) establecen que para secciones rectangulares o con alas para las cuales $f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$, la tensión media en el acero de presforzado f_{ps} se puede tomar como:

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

Siendo:

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

Para comportamiento de sección rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1 - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

A_{ps} = Área del acero de presforzado

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de presforzado

f_{py} = Tensión de fluencia del acero de presforzado

A_s = Área de la armadura de tracción del acero no presforzado

A'_s = Área de la armadura de compresión

f_y = Tensión de fluencia de tracción del acero no presforzado

f'_y = Tensión de fluencia de compresión del acero no presforzado

f'_c = Resistencia especificada a la compresión del concreto

b = Ancho del ala comprimida

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de presforzado

c = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida

β_1 = Factor para el diagrama de tensiones, especificado en el artículo 5.7.2.2

La resistencia a la flexión se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n \quad (5.7.3.2.1 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

M_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de resistencia especificado en el Artículo 5.5.4.2 AASHTO LRFD

Para secciones con alas cuando los tendones son adheridos, si la altura del ala comprimida es menor que c :

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (5.7.3.2.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

a es la altura del diagrama de tensión equivalente y es igual a:

$$a = \beta_1 c$$

En cualquier sección, la armadura de tracción presforzada y no presforzada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor:

1.2 veces el momento de figuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del concreto.

1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia.

Se investigara en el centro del tramo: el momento de figuración se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \quad (5.7.3.3.2 - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Siendo:

f_{cpe} = tensión de compresión en el concreto debido exclusivamente a las fuerzas de presforzado efectivas (una vez que han ocurrido todas las perdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones de tracción.

f_r = módulo de rotura (5.4.2.6 AASHTO LRFD)

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección compuesta.

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones de tracción.

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones por tracción.

2.5.2.10.5 Corte

De acuerdo al Art. 5.8.3.3 AASHTO LRFD (2004) la resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{Art. 5.8.3.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{Art. 5.8.3.3} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

En la cual la resistencia nominal del concreto al corte es:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal en la sección investigada es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{Art. 5.8.3.3} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Para estribos verticales $\alpha = 90^\circ$ la ecuación 4 se modifica:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (\text{C 5.8.3.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

b_v = mínimo ancho del alma, medido paralelo al eje neutro, entre la resultante de las fuerzas de tensión y compresión debido a la flexión, modificado por la presencia de los ductos (cm).

d_v = altura de corte efectivo tomado como la distancia, medido perpendicular al eje neutro, entre la resultante de las fuerzas de tracción y compresión debido a la flexión; se necesita no tener menos del menor valor de $0.9d_e$ o $0.72h$ (cm).

s = separación entre estribos.

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

θ = ángulo de inclinación de la armadura transversal.

A_v = área de la armadura de corte a una distancia s (cm^2).

V_p = componente de la fuerza de presfuerzo efectiva en la dirección del corte aplicado; positivo si se opone al corte aplicado (ton).

$$\phi_v = 0.9$$

(Art. 5.5.4.2.1 AASHTO LRFD)

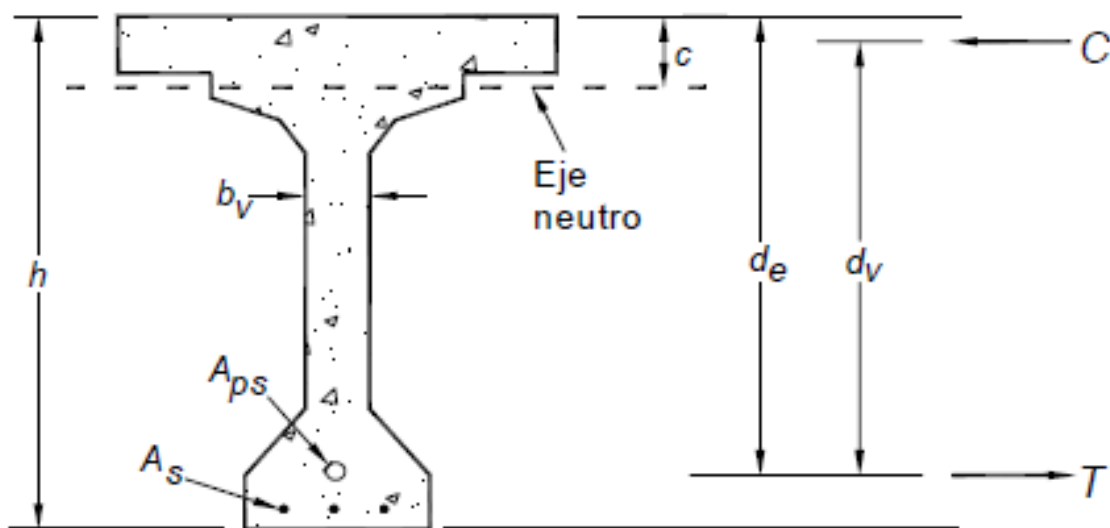


Figura 18: Ilustración de los términos b_v y d_v . Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Para la determinación de β y θ , se empleara el procedimiento general que establecen las Especificaciones AASHTO LRFD.

Procedimiento General

(Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD)

Para secciones que contienen refuerzo transversal los valores de β y θ serán como se especifican a continuación:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 3 AASHTO LRFD})$$

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo por tracción como se muestra en la Figura 19. En lugar de un procedimiento laborioso, ε_s se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2} \\ - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

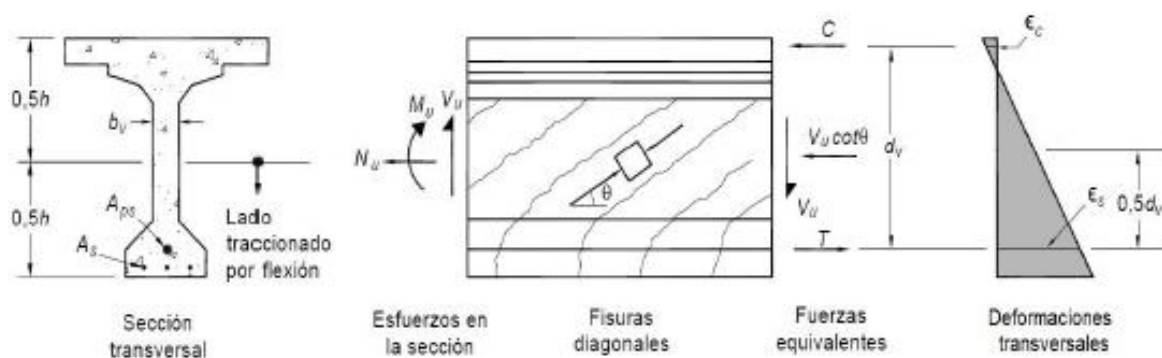


Figura 19: Ilustración de los parámetros para el corte. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Cuando el valor de ε_s es negativo el Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD señala que se tomara como cero.

El refuerzo transversal será necesario donde:

$$V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (\text{Art. 5.8.2.4} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

La máxima separación admisible, s_{max} , de la armadura transversal se determinara de acuerdo a lo establecido en el Art. 5.8.2.7 AASHTO LRFD.

$$\text{si } v_u/f'_c \leq 0.125$$

Entonces el $s_{m\acute{a}x}$ será el mínimo de los siguientes valores:

$$s_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{matrix} 0.8d_v \\ 60 \text{ cm} \end{matrix}$$

Siendo:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (\text{Art. 5.8.2.9} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Teniendo en cuenta que:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} \quad (\text{C 5.8.3.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición (Art. 5.8.3.5-1 AASHTO LRFD):

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

En la cual V_s es la resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección investigada, que se determina previamente, A_s es el área de la armadura longitudinal que en este caso es igual a cero ($A_s = 0$).

En la interface entre dos concretos colocados en diferentes momentos la resistencia nominal al corte se considera como:

$$V_{nh} = c A_{cv} + \mu (A_{vf} f_y + P_c) \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

V_{nh} deberá ser el menor de:

$$V_{nh} \leq 0.2 f'_c A_{cv} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_{nh} \leq 5.5 A_{cv} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

A_{cv} = área del concreto que participa en la transferencia de corte (ancas).

A_{vf} = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte (estribos).

Para concretos de peso normal intencionalmente rugosa:

c = factor de cohesión (Art. 5.8.4.2 AASHTO LRFD).

μ = factor de fricción (Art. 5.8.4.2 AASHTO LRFD).

P_c = fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte.

Se debe cumplir que:

$$\phi_v V_{nh} \geq \eta V_{uh}$$

Siendo:

V_{uh} = cortante horizontal debido a la acera, barandas, futura superficie de desgaste, PL y $LL+IM$.

$$V_{uh} = \frac{V_u}{d_v} \quad (C 5.8.4.1 - 1 AASHTO LRFD)$$

V_u = fuerza cortante factorada debido a la superposición de las cargas en la sección compuesta

$$V_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL$$

Se asumirá que la sección crítica para cortante horizontal es en la misma ubicación que la sección crítica para cortante vertical.

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

Mínima armadura por corte:

$$A_{vf} \geq \frac{0.35b_v}{f_y} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

2.5.2.10.6 Zona de Anclaje

Como señalan las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) los anclajes serán diseñados para el Estado Limite de Resistencia I. Las tensiones de compresión del concreto delante del dispositivo de anclaje, la ubicación y magnitud de la fuerza de desgarramiento, y las fuerzas de tracción en los bordes se pueden estimar usando las Ecuaciones 5.10.9.6.2-1 a 5.10.9.6.3-2, siempre que satisfaga lo siguiente:

El elemento tiene sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal.

El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma.

La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que 1.5 veces la correspondiente dimensión lateral, a , del dispositivo de anclaje.

Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados.

El ángulo de inclinación del tendón, según lo especificado en las Ecuaciones 5.10.9.6.3-1 y 5.10.9.6.3-2, está comprendido entre -5.0° y $+20.0^\circ$.

Tensiones de Compresión en la Zona General (Art. 5.10.9.6.2 AASHTO LRFD)

Determinar los esfuerzos permisibles de compresión en el concreto con:

$$f_{ca} = \frac{0.6P_u K}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Para lo cual:

si $a \leq s < 2a_{eff}$, entonces:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

si $s \geq 2a_{eff}$, entonces:

$$K = 1 \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

K = factor de corrección para anclajes poco separados.

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal.

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal.

P_u = fuerza mayorada en el tendón.

t = espesor del elemento.

s = separación entre centros de los anclajes.

n = número de anclajes en una fila.

l_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe

tomar mayor que el mayor valor entre $1.15a_{eff}$ o $1.15b_{eff}$.

A_b = área de apoyo efectiva

El área de apoyo efectiva, A_b , se deberá tomar como:

$$A_b = \max \begin{cases} A_{plate} \\ A_{conf.} \end{cases}$$

Con las siguientes limitaciones:

Si A_{plate} (área de la placa) es el valor determinante,

$$A_{plate} \leq \frac{4}{\pi A_{conf}}$$

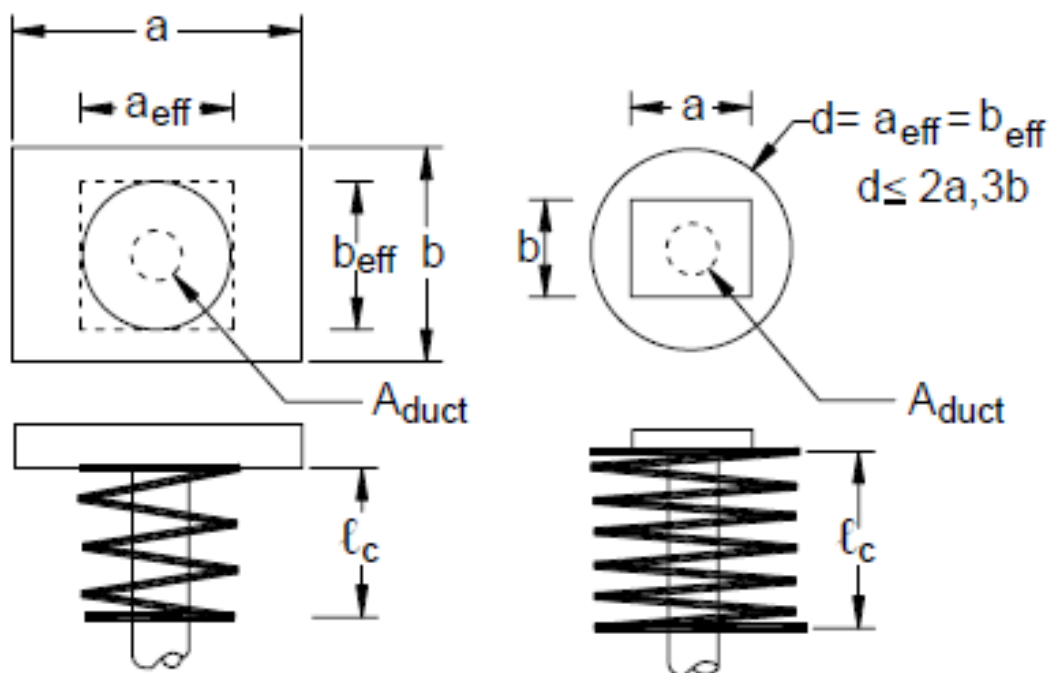


Figura 20: Área de apoyo efectiva. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Si A_{conf} es el valor determinante,

$$b_{conf} \text{ ó } a_{conf} \leq 2a$$

$$b_{conf} \text{ ó } a_{conf} \leq 3b$$

A_{conf} = área de apoyo del concreto confinado en la zona local (Art. 5.10.9.7.1 AASHTO LRFD).

Las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el valor mayor entre:

El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más dos veces el mínimo recubrimiento de concreto requerido para la aplicación y ambientes particulares, y

La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de concreto requerido para la armadura de confinamiento para la aplicación y ambiente particulares.

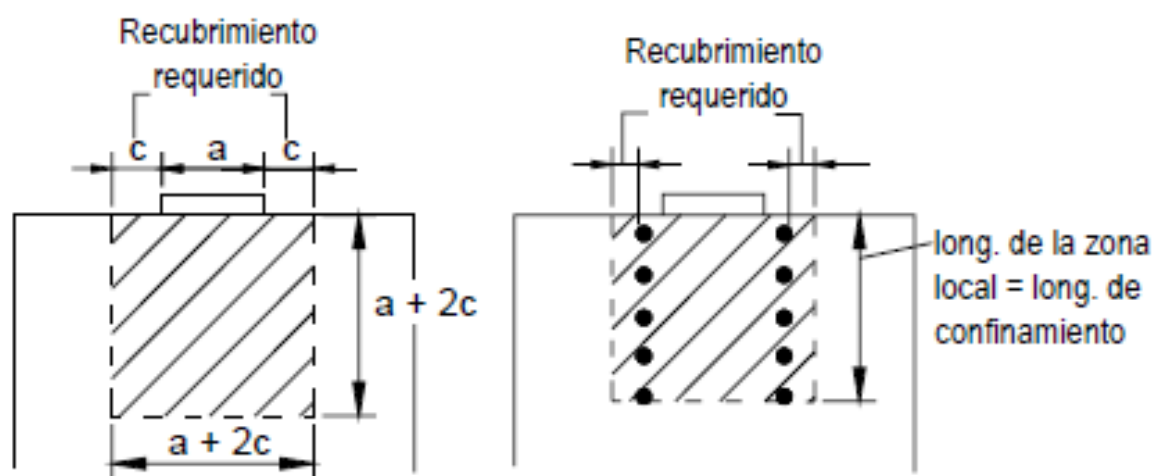


Figura 21: Geometría de la Zona Local. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

La fuerza de tesado (fuerza en el gato hidráulico), en un tendón es:

$$F_{pj} = f_{pj} \cdot \text{No. strands}_{T_{12}} \cdot A_{strand}$$

La fuerza del tendón factorizada para el diseño del anclaje es de acuerdo al Art. 3.4.3.2 AASHTO LRFD lo siguiente:

$$P_u = 1.2F_{pj}$$

La resistencia a la compresión del concreto calculado para la zona general no deberá exceder a:

$$0.7\phi f'_c \quad (\text{Art. 5.10.9.3.1 AASHTO LRFD})$$

Siendo:

$$\phi = 0.80$$

Fuerza de Desgarramiento por Tracción (Art. 5.10.9.6.3 AASHTO LRFD)

La fuerza de desgarramiento en el anclaje se calcula de acuerdo con el Art. 5.10.9.6.3-1 AASHTO LRFD, como:

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right|$$

Dónde:

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada.

a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

La ubicación de la fuerza de desgarramiento, d_{burst} , se puede tomar como lo específica el Art. 5.10.9.6.3-2 AASHTO LRFD:

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

Dónde:

e = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del

baricentro de la sección transversal; siempre positiva (cm).

El espaciamiento, s , de la armadura de desgarramiento deberá ser el menor de:

$$s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 24d_{barra} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad (\text{Art. 5.10.9.3.2 AASHTO LRFD})$$

El Art. 5.10.9.3.2 AASHTO LRFD establece que esta armadura se deberá distribuir delante de la superficie cargada a una distancia tomada igual al menor valor entre:

$$2.5d_{burst}$$

$$1.5h$$

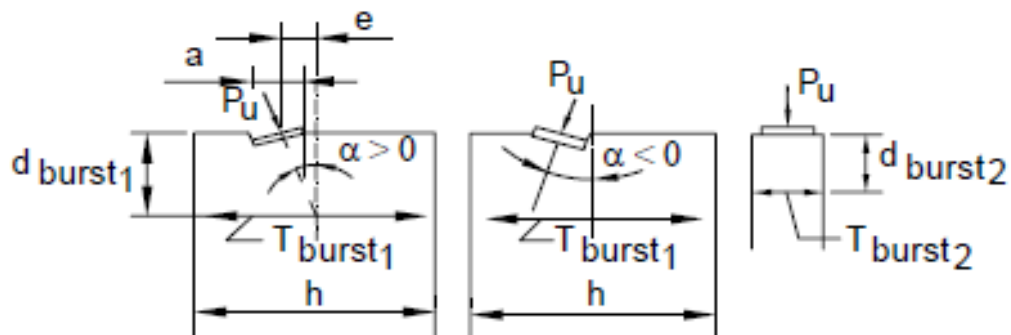


Figura 22: Simbología usada para hallar la fuerza de desgarramiento. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

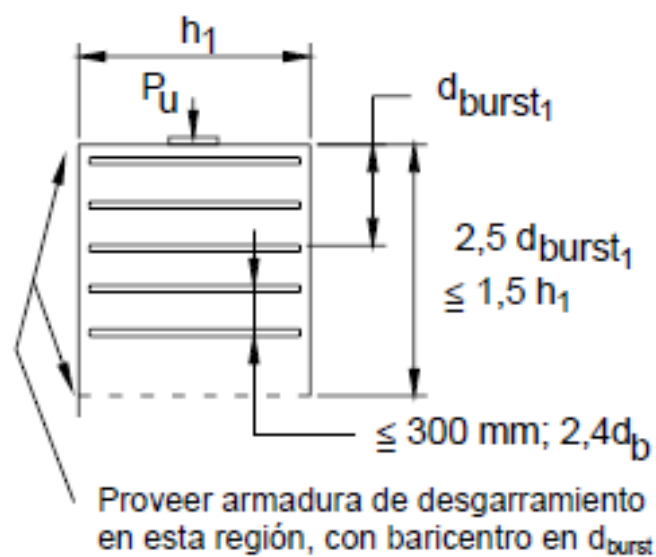


Figura 23: Disposición de la armadura de desgarramiento (AASHTO LRFD. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

2.5.2.10.7 Pérdidas en la Fuerza de Presforzado

Rodríguez Serquén (2016) señala que la magnitud de la fuerza de presforzado de un miembro de concreto no es constante sino que toma diferentes valores durante la vida del miembro. Algunos de los cambios son instantáneos o casi instantáneos, otros dependen del tiempo, y otras más suceden en función de la carga superpuesta. Deben considerarse todos estos cambios en el diseño.

Las pérdidas en la fuerza de presforzado se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del miembro, y aquellas que ocurren a través un extenso periodo de tiempo. La fuerza de presfuerzo del gato (F_j) puede reducirse inmediatamente debido a las pérdidas por fricción, deslizamiento del anclaje, y el acortamiento elástico del concreto comprimido.

La fuerza de presfuerzo después de ocurridas estas pérdidas se denomina fuerza de presfuerzo inicial F_i .

A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce más, gradualmente, primero rápidamente y luego más lentamente, debidos a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido al relajamiento del acero altamente esforzado.

Después de un periodo de muchos meses, o aun años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza de presfuerzo casi constante. Esto se define como la fuerza de presfuerzo efectiva F_f .

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que en lugar de un análisis más detallado las pérdidas de presforzado se pueden tomar, para elementos Postensados, como:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (\text{Art. 5.9.5.1} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$\Delta f_{pT} = \text{pérdida total (kg/cm}^2\text{)}$

$\Delta f_{pF} = \text{pérdida por fricción (kg/cm}^2\text{)}$

$\Delta f_{pA} = \text{pérdida por acuíñamiento de los anclajes (kg/cm}^2\text{)}$

$\Delta f_{pES} = \text{pérdida por acortamiento elástico (kg/cm}^2\text{)}$

$\Delta f_{pLT} = \text{pérdida por contracción y fluencia lenta del concreto (kg/cm}^2\text{)}$

Pérdidas Instantáneas

(Art. 5.9.5.2 AASHTO LRFD)

a.1) Fricción

(Art. 5.9.5.2.2 AASHTO LRFD)

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (\text{Art. 5.9.5.2.2b - 1 AASHTO LRFD})$$

f_{pj} = tensión en el acero de presforzado en el gato (kg/cm²).

x = longitud de un tendón de presforzado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (cm).

k = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de presforzado (cm de tendón).

μ = coeficiente de fricción.

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de presforzado (radianes).

e = base de los logaritmos neperianos

$K = 0.0000066 \text{ 1/cm}$

(Tabla 5.5.9.5.2b-1 AASHTO LRFD)

$\mu = 0.25$

(Tabla 5.5.9.5.2b-1 AASHTO LRFD)

a.2) Acuñaamiento de los anclajes

(Art. 5.9.5.2.1 AASHTO LRFD)

Como señala el Minnesota Department of Transportation (2017) para el diseño, se supone un desplazamiento de asiento típico (un valor estándar es 10 mm). La tensión efectiva en el extremo de los tendones de post-tensión en el gato se reduce debido al acortamiento del tendón. Los efectos del acuñaamiento de anclaje se representan en la Figura 24:

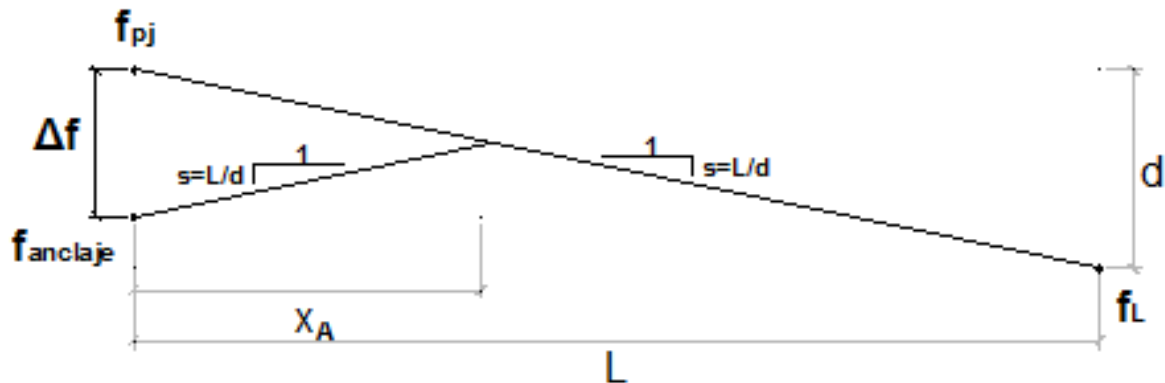


Figura 24: Acuñaamiento de anclaje. Fuente: Minnesota Department of Transportation (2017).

Asumiendo que el acuñaamiento de anclaje es 10 mm y utilizando las pérdidas por fricción en el anclaje pasivo del tendón para calcular d . La tensión en el gato en el anclaje pasivo después de las pérdidas por fricción es:

$$f_L = f_{pj} - \Delta f_{pFL}$$

Con,

$$\Delta f_{pFL} = f_{pj} \left(1 - e^{-[K \cdot (x=L) + \mu \cdot (\alpha + \alpha)]} \right)$$

Entonces,

$$d = \Delta f_{pFL}$$

d representa la pérdida de fricción entre dos puntos extremos.

Con L y d conocidos, la pendiente de la línea de fricción puede ser determinada. Se supone que el aumento de la tensión en el tendón a medida que se aleja del extremo del gato tiene la misma pendiente. Con esta suposición, la relación entre la pérdida de esfuerzo en el ancla y el lugar donde se disipa la pérdida de anclaje se puede encontrar:

$$x_A = \left(\frac{\Delta f}{2}\right) \left(\frac{L}{d}\right)$$

El cambio en el esfuerzo debido al sistema de anclaje se encuentra con la Ley de Hooke.

$$\sigma = \frac{\Delta f}{2} = E \cdot \varepsilon = E \left(\frac{\Delta L}{12x_A}\right)$$

Que puede ser sustituido en la ecuación anterior

$$x_A = \left(E \frac{\Delta L}{12x_A}\right) \left(\frac{L}{d}\right)$$

Lo que lleva a

$$x_A = \sqrt{\frac{E_p \Delta L L}{12d}}$$

Cuando se reemplaza el valor de x_A en la Ley de Hooke, determina el cambio en el esfuerzo debido al acuñaamiento de anclaje.

$$\Delta f = \Delta f_{pA} = 2 \left(\frac{E_p \Delta L}{12x_A}\right) = \left(\frac{E_p \Delta L}{6x_A}\right)$$

La tensión en el ancla es:

$$f_{pA} = f_{pj} - \Delta f_{pA}$$

La tensión en el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñaamiento del anclaje, el punto x_A , se puede encontrar por interpolación:

$$f_{px_A} = f_{pj} - (f_{pj} - f_L) \left(\frac{x_A}{L}\right)$$

a.3) Acortamiento Elástico

(Art. 5.9.5.2.3 AASHTO LRFD)

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{Art. 5.9.5.2.3b} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

E_p = módulo de elasticidad del acero de presforzado.

E_{ci} = módulo de elasticidad del concreto inicial.

N = número de tendones de presforzado idénticos.

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del concreto en el centro de gravedad de los tendones debidos a F_i después del tesado y M_{dg} en el centro del tramo (kg/cm^2).

Para propósitos de estimar f_{cgp} , la fuerza de presforzado inmediatamente después de la transferencia se puede asumir que es igual a 0.9 de la fuerza justo antes de la transferencia (f_{pj}).

$$f_{pbt} = 0.90 f_{pj}$$

Se corrige el valor asumido para f_{pbt} después que Δf_{pES} se determina. Para evitar iteración la ecuación alternativa C 5.9.5.2.3b-1 AASHTO LRFD es usado.

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_{dg} A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

Dónde:

A_{ps} = área del acero de presforzado (cm^2).

e_m = excentricidad promedio en el centro (cm).

A_g = área bruta de la viga (cm^2).

I_g = momento de inercia de la sección bruta de la viga (cm^4).

M_{dg} = momento en la mitad del tramo debido al peso propio de la viga ($\text{kg}\cdot\text{cm}$).

Como se utilizan tendones con diferente número de cables por tendón, N se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp1}}{A_{sp2}} \quad (\text{C 5.9.5.2.3b} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

N_1 = número de tendones del grupo mayor.

N_2 = número de tendones del grupo menor.

A_{sp1} = área transversal de un tendón en el grupo mayor.

A_{sp2} = área transversal de un tendón en el grupo menor.

Estimación Aproximada de las Perdidas Dependientes del Tiempo

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (\text{Art. 5.9.5.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad (\text{Art. 5.9.5.3} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} \quad (\text{Art. 5.9.5.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

f_{pi} = tensión en el acero de presforzado inmediatamente antes de la transferencia (KSi).

H = humedad relativa ambiental anual media (%).

γ_h = factor de corrección por humedad

γ_{st} = factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia del presforzado al concreto del elemento.

Δf_{pR} = estimación de las pérdidas por relajación tomadas como 2.4 KSi para strands de baja relajación.

Pérdidas Totales

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

2.5.2.10.8 Ecuaciones Básicas

Barker y Puckett (2013) indican que el mínimo valor de la fuerza de presforzado F_f para asegurar que la tracción en la fibra inferior no exceda el límite de f_{ts} en la sección compuesta bajo la condición final de servicio se puede expresar como:

$$f_{bg} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_g}{S_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{bg}} + \frac{M_{da} + M_L}{S_{bc}} \leq f_{ts}$$

Dónde:

M_{dg} = momento debido solamente al peso de la viga

M_{ds} = momento debido a la carga muerta del concreto fresco + diafragma

M_{da} = momento debido a la carga muerta adicional después que el concreto ha endurecido

M_L = momento debido a la carga viva + impacto y la sobrecarga peatonal (Servicio III)

e_g = distancia desde el centro de gravedad de la viga al centroide del strand de presforzado

$$e_g = y_{bg} - \bar{y}_{ps} \quad \bar{y}_{ps} = 10\% \text{ altura de la viga}$$

En el centro del tramo, las tensiones de tracción durante la transferencia en la parte superior de la viga son:

$$f_{ti} = -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_m}{S_{tg}} - \frac{M_{dg}}{S_{tg}}$$

Al centro del tramo, las tensiones de compresión durante la transferencia son verificadas en la fibra inferior de la viga:

$$f_{bi} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_m}{S_{bg}} + \frac{M_{dg}}{S_{bg}}$$

Al centro del tramo (fibra superior de la viga), después de todas las perdidas, es:

$$f_{tf} = -\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f e_m}{S_{tg}} - \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{tg}} - \frac{M_{da} + M_L}{S_{tc}}$$

Al centro del tramo (fibra inferior de la viga), después de todas las perdidas, es como se muestra en la siguiente ecuación:

$$f_{bf} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_m}{S_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{bg}} + \frac{M_{da} + M_L}{S_{bc}}$$

Al centro del tramo (superior del tablero), después de todas las perdidas, es:

$$f_{tc} = -\frac{M_{da} + M_L}{S_{tc}}$$

Siendo:

A_g = área de la viga.

S_g = módulo de sección de la viga.

S_c = módulo de sección compuesta.

2.5.2.11 Puentes de Sección Compuesta

2.5.2.11.1 Introducción

Segui (1999) señala que la construcción compuesta emplea a los miembros estructurales formados de dos materiales: acero estructural y concreto reforzado. Estrictamente hablando, cualquier miembro formado por dos o más materiales es compuesto. Sin embargo, en edificios y puentes, esto, de manera usual, significa acero estructural y concreto reforzado y eso, por lo común, quiere decir vigas o columnas compuestas.

Este comportamiento unificado es posible solo si el deslizamiento horizontal entre las dos componentes es impedido. Esto puede lograrse si la fuerza cortante horizontal en la interfaz es resistida por los dispositivos de conexión, conocidos como conectores de cortante. Estos dispositivos (pueden ser conectores de cabeza o pernos de cabeza redonda, acero de refuerzo en espiral, o longitudes cortas de canales pequeños) se sueldan al patín superior de la viga de acero a intervalos prescritos y proporcionan la conexión en forma mecánica por anclaje en el concreto endurecido.

2.5.2.11.2 Acero Estructural

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) establecen que los aceros estructurales deberán satisfacer ciertos requisitos establecidos en la misma, y el diseño se deberá realizar en base a las propiedades mínimas indicadas.

El acero AASHTO M 270M, Grado 250, (ASTM A 709M, Grado 250) se puede utilizar en espesores mayores que 10 cm para aplicaciones no estructurales o componentes de

elementos de apoyo.

Los conectores de corte tipo perno se deberán fabricar de barras estiradas en frío, Grados 1015, 1018 o 1020, y sea semicalmado o calmado, conforme a la Especificación Estándar AASHTO M 169 (ASTM A 108), Barras de Acero al Carbono, Acabadas en Frío, Calidad Estándar, y su resistencia a la fluencia y a la tracción deberán como mínimo ser iguales a 345 MPa y 415 MPa, respectivamente.

2.5.2.11.2.1 Ventajas del Acero Estructural

McCormac y Csernak (2013) señalan que la perfección de este metal, tal vez el más versátil de todos los materiales estructurales, parece más razonable cuando se considera su gran resistencia, poco peso, facilidad de producción y otras propiedades convenientes. Estas y otras propiedades se analizarán con más detalle en los párrafos siguientes.

Alta Resistencia

La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será relativamente bajo el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes de la cimentación.

Uniformidad

Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.

Ductilidad

La ductilidad es la propiedad que tiene un material para soportar grandes deformaciones sin fallar bajo esfuerzos de tensión altos. Cuando se prueba a tensión un acero dulce o con bajo contenido de carbono, ocurre una reducción considerable de la sección transversal y un gran alargamiento en el punto de falla, antes de que se presente la fractura. Un material que no

tenga esta propiedad por lo general es inaceptable y probablemente será duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino.

La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose allí fallas prematuras.

Elasticidad

El acero se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, debido a que sigue a la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos.

Durabilidad

Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pinturas.

Tenacidad

Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presenten grandes deformaciones será aun capaz de resistir grandes fuerzas. La propiedad de un material de absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

2.5.2.11.2.2 Desventajas del Acero Estructural

McCormac y Csernak (2013) señalan que en general, el acero tiene las siguientes desventajas:

Corrosión

La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. Sin embargo, el uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones, tiende a eliminar este coste.

Susceptibilidad al Pandeo

Cuanto más largos y esbeltos son los miembros a compresión, tanto mayor es el peligro de pandeo. En la mayoría de las estructuras, el uso de columnas de acero es muy económico debido a sus relaciones elevadas de resistencia a peso. Sin embargo, en forma ocasional, se necesita algún acero adicional para rigidizarlas y que no se pandeen. Esto tiende a reducir su economía.

Fatiga

Otra característica inconveniente del acero es que su resistencia se puede reducir si se somete a un gran número de inversiones del sentido del esfuerzo, o bien, a un gran número de cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión. (Se tienen problemas de fatiga solo cuando se presentan tensiones). En la práctica actual se reducen las resistencias estimadas de tales miembros, si se sabe de antemano que estarán sometidos a un número mayor de ciclos de esfuerzo variable, que cierto número límite.

Fractura Frágil

Bajo ciertas condiciones, el acero puede perder su ductilidad y la fractura frágil puede ocurrir en lugares de concentración de esfuerzos. Las cargas que producen fatiga y muy bajas temperaturas agravan la situación. Las condiciones de esfuerzo triaxial también pueden conducir a la fractura frágil.

2.5.2.11.2.3 Perfiles de Acero

McCormac y Csernak (2013) indican que el acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T, y C, que son de uso tan común se sitúan en esta clase.

Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, se tienen perfiles en ángulos, tes, zetas y placas. Sin embargo, es necesario

hacer una distinción clara entre las vigas estándar americanas (llamadas vigas *S*) y las vigas de patín ancho (llamadas vigas *W*), ya que ambas tienen la forma de *I*. La superficie interna de una del patín de una sección *W* es paralela a la superficie externa o bien, casi paralela con una pendiente máxima de 1 a 20 en el interior, dependiendo del fabricante.

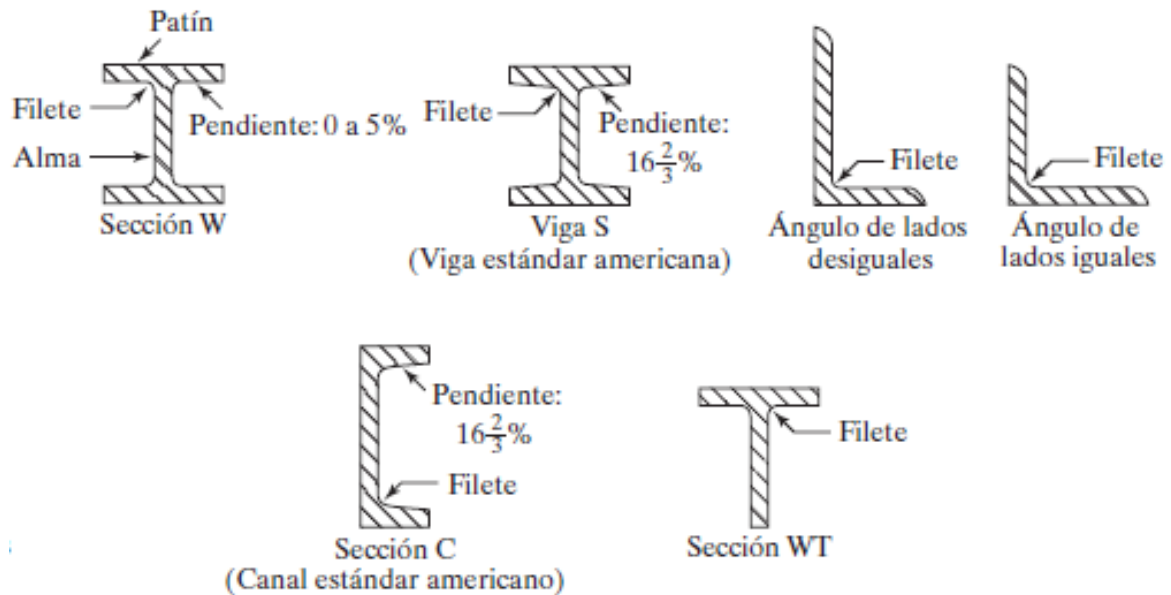


Figura 25: Perfiles laminados de acero. Fuente: McCormac y Csernak, Diseño de Estructuras de Acero (2013).

2.5.2.11.2.4 Relaciones Esfuerzo-Deformación

McCormac y Csernak (2013) argumentan que el mayor esfuerzo para el que todavía es válida la ley de Hooke o el punto más alto de la porción recta del diagrama esfuerzo-deformación se denomina *límite proporcional*. El mayor esfuerzo que un material puede resistir sin deformarse permanentemente se llama *límite elástico*. Este valor rara vez se mide realmente y para la mayoría de los materiales de ingeniería, incluido el acero estructural, es sinónimo del límite proporcional. Por esta razón, se usa a veces el término de *límite proporcional elástico*.

El esfuerzo en el que se presenta un incremento brusco en el alargamiento o deformación sin un incremento en el esfuerzo, se denomina esfuerzo de *fluencia*. Es el primer punto del diagrama esfuerzo-deformación para el cual la tangente a la curva es horizontal. Más allá del esfuerzo de fluencia hay un intervalo en el que ocurre un incremento considerable de la

deformación sin incremento del esfuerzo, la deformación que se presenta antes del esfuerzo de fluencia se denomina *deformación elástica*; la deformación que ocurre después del esfuerzo de fluencia, sin incremento de esfuerzo, se denomina *deformación plástica*. Esta última deformación es generalmente igual en magnitud a 10 o 15 veces la deformación elástica.

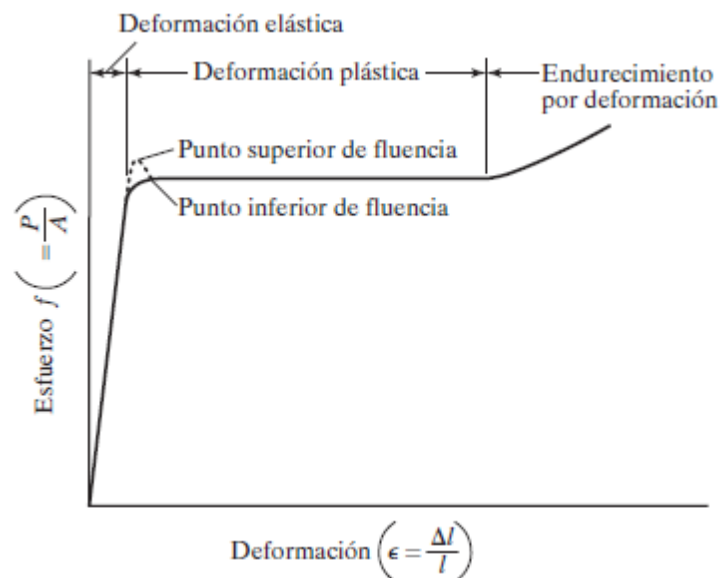


Figura 26: Diagrama esfuerzo deformación. Fuente: McCormac y Csernak, Diseño de Estructuras de Acero (2013).

Después de la deformación plástica, existe un rango en el cual es necesario un esfuerzo adicional, a esto se lo denomina *endurecimiento por deformación*. En el punto de falla los aceros dulces tienen deformaciones unitarias que oscilan entre 150 y 200 veces los correspondientes a la deformación elástica. Se presenta una marcada reducción de la sección transversal del miembro (que se denomina *estricción del elemento*) justo antes de que el miembro se fracture.

2.5.2.11.3 Teoría del Análisis Plástico

McCormac y Csernak (2013) señalan que la teoría plástica básica tiene que ver con la distribución de esfuerzos en una estructura, después de que en ciertos puntos de esta se ha alcanzado el esfuerzo de fluencia. Según la teoría plástica, aquellas partes de una estructura que han alcanzado el esfuerzo de fluencia no pueden resistir esfuerzos adicionales. Más bien,

estas partes fluirán la cantidad necesaria para permitir que la carga o esfuerzos adicionales sean transferidos a otras partes de la estructura donde los esfuerzos se encuentran por debajo del esfuerzo de fluencia y son capaces de absorber esfuerzos adicionales. Se puede decir que la plasticidad sirve para igualar los esfuerzos en caso de sobrecargas.

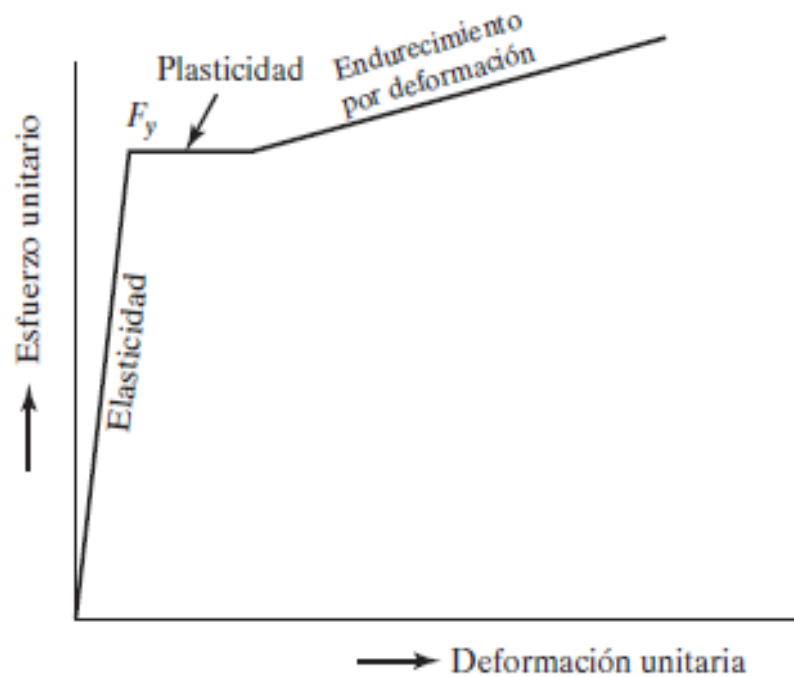


Figura 27: Teoría plástica. Fuente: McCormac y Csernak, Diseño de Estructuras de Acero (2013).

Para esta exposición, se considera que el diagrama esfuerzo-deformación, tiene la forma ideal mostrada en la Figura 27. Se supone que para este acero coinciden en el mismo punto tanto el punto de fluencia como el límite de proporcionalidad, y que el diagrama esfuerzo-deformación es una línea recta en la zona plástica. Más allá de la zona plástica esta la zona de endurecimiento por deformación. En esta última zona, teóricamente podría permitirse que los miembros de acero soporten esfuerzos adicionales, pero desde el punto de vista práctico, las deformaciones ocasionadas serían tan grandes que no puede considerarse. Además, el pandeo inelástico limitaría la habilidad de una sección para desarrollar un momento mayor que M_p , aun si el endurecimiento por deformación es apreciable.

2.5.2.11.4 Resistencia a la Flexión

Las Especificaciones AASHTO LRFD (2004) señalan que las secciones en momento

positivo podrán ser clasificadas como secciones compuestas compactas si satisfacen los siguientes requisitos:

La resistencia mínima a la fluencia de las alas no son mayores que 4850 kg/cm².

El alma satisface el Art. 6.10.2.1.1 AASHTO LRFD, el cual se vio en cálculos previos.

La sección debe satisfacer el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Art. 6.10.6.2.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico determinada como se especifica en el Art. D6.3.2.

El Artículo 6.10.2.1.1 AASHTO LRFD señala que las almas sin rigidizadores longitudinales deberán satisfacer lo siguiente:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (\text{Art. 6.10.2.1.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Si la sección cumple con todos estos requisitos la sección es compacta.

En el Estado Limite la sección deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} f_t S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (\text{Art. 6.10.7.1.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Siendo:

M_n = resistencia nominal a la flexión.

M_u = momento en el estado límite de resistencia.

La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como:

$$\text{Si: } D_p \leq 0.1D_t$$

Entonces:

$$M_n = M_p \quad (\text{Art. 6.10.7.1.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Caso contrario será:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (\text{Art. 6.10.7.1.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$D_p = \text{ENP} \quad D_t = D + t_c + t_f + t_s + 2.5 \text{ cm}$$

El requerimiento por ductilidad es:

$$D_p \leq 0.42D_t$$

La resistencia de las vigas durante la construcción debe ser verificada. El comportamiento de fluencia nominal o la resistencia post-pandeo no está permitido durante la construcción.

Pandeo Local del Ala

$$f_{bu} + f_l \leq \phi_f R_h F_{yc} \quad (\text{Art. 6.10.3.2.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$\phi_F = 1.00 \quad (\text{Art. 6.5.4.2 AASHTO LRFD})$$

$$R_h = 1.00 \text{ (factor de híbridez)} \quad (\text{Art. 6.10.1.10.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Se comparara la resistencia bajo los efectos de las cargas de construcción:

$$f_{bu} = \frac{M_{\text{construcción}}}{S_c}$$

El arriostramiento lateral del ala en compresión no está disponible cuando el concreto vaciado está fresco y se deberá y se deberá verificar a asegurar que el soporte lateral es adecuado.

En este caso se tiene ala con arriostramiento discreto solicitado a compresión.

$$f_{bu} + \frac{1}{3} f_t \leq \phi_f F_{nc} \quad (\text{Art. 6.10.8.1.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión del ala de compresión (Art. 6.10.8.2 AASHTO LRFD)

Pandeo Local del Ala de Compresión (Art. 6.10.8.2.2 AASHTO LRFD)

Esto depende de la esbeltez del ala, debiendo determinarse si es compacta o no compacta.

Determinando la relación de esbeltez del ala de compresión.

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.2} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Relación de esbeltez límite para un ala compacta:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.2} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ entonces el ala es compacta.

Por lo tanto:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Como se está verificando la construibilidad, se tiene:

$$R_b = 1.00 \quad (\text{Art. 6.10.1.10.2 AASHTO LRFD})$$

$$\text{Pandeo Lateral Torsional} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 AASHTO LRFD})$$

La resistencia al pandeo lateral torsional es dependiente de la longitud arriostrada. Los dos puntos de anclaje asociados con el pandeo inelástico L_p y el pandeo elástico son:

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 - 4 AASHTO LRFD})$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 - 5 AASHTO LRFD})$$

Siendo:

r_t = mínimo radio de giro del ala en compresión de la sección de acero.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 - 9 AASHTO LRFD})$$

L_b = longitud no arriostrada.

El comentario C6.10.8.2.1 de las Especificaciones AASHTO LRFD da a entender que todas las ecuaciones para determinar la resistencia a la flexión de las alas de compresión de las secciones doble se Te basan consistentemente en la lógica de identificar los dos puntos de anclaje ilustrados en la Figura 28. El punto de anclaje 1 está ubicado en la longitud $L_b = L_p$

para pandeo lateral torsional (*LTB*) o la esbeltez del ala $b_{fc}/2t_{fc}$ para el pandeo local del ala (*FLB*) correspondiente al desarrollo de la máxima resistencia potencial a la flexión, indicada en la figura como $F_{m\acute{a}x}$ o $M_{m\acute{a}x}$. El punto de anclaje 2 está ubicado en la menor longitud $L_b = L_r$ o esbeltez del ala λ_{rf} para la cual la resistencia para pandeo lateral torsional o pandeo local del ala son determinados por el pandeo elástico.

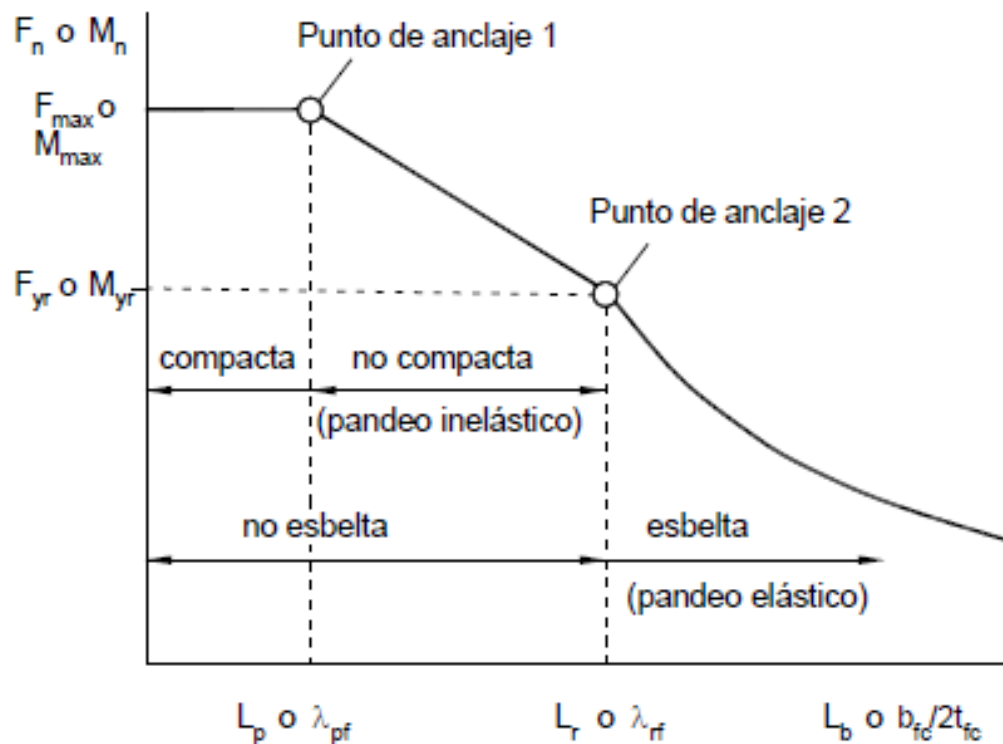


Figura 28: Forma básica de todas las ecuaciones para determinar la resistencia a la flexión de las alas de compresión de las secciones doble Te. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Si:

$$L_b > L_r$$

Entonces:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3} - 8 \text{ AASHTO LRFD})$$

C_b se determina conservadoramente de la siguiente manera (Art. 6.10.8.2.3-6 AASHTO LRFD):

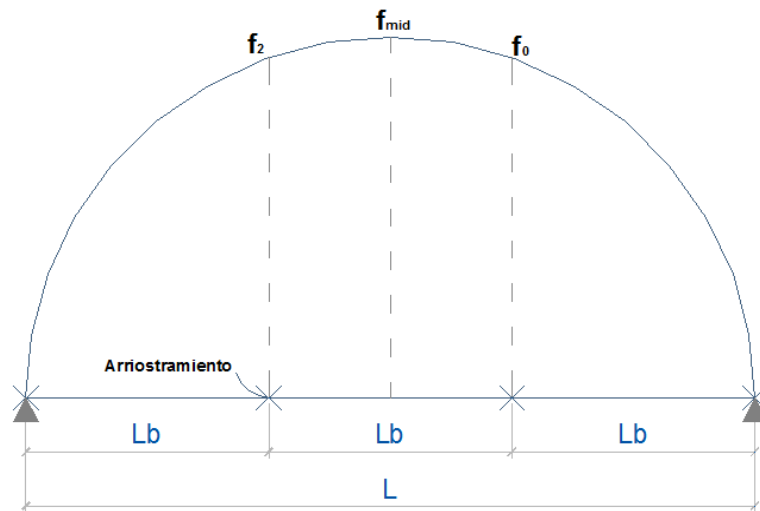


Figura 29: Ilustración del significado de L_b y f_{mid} . Fuente: Elaboración propia.

Como $f_{mid} > f_2$, entonces:

$$C_b = 1.0$$

Siendo:

$$f_{mid} = \frac{M_{Construcción}}{S_x}$$

De acuerdo con el Art. 6.10.8.2.3-3 AASHTO LRFD, se tiene:

$$F_{nc(LTB)} \leq R_b R_h F_{yc} \quad OK$$

Se tomara como la resistencia:

$$F_{nc} = \min[F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}]$$

Deformaciones Permanentes

(Art. 6.10.4.2 AASHTO LRFD)

Para tensión en el ala de acero superior de la sección compuesta

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (\text{Art. 6.10.4.2.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

f_f = tensión elástica en el ala causada por cargas factoradas.

Para tensión en el ala de acero inferior de la sección compuesta

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (\text{Art. 6.10.4.2.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Fatiga (Art. 6.10.5.1 y 6.6.1 AASHTO LRFD)

El rango de tensiones admisibles por fatiga depende del ciclo de cargas y detalles de las conexiones. La fractura depende del grado del material y la temperatura.

Esfuerzos Cíclicos

Siendo una carretera departamental y considerando el valor limitante establecido en el C3.6.1.4.2 AASHTO LRFD, se asumirá lo siguiente:

$$ADT = 20\,000 \text{ vehículos por carril/día} \quad (\text{C 3.6.1.4.2 AASHTO LRFD})$$

$$ADT = \text{Tráfico medio diario}$$

Entonces:

$$ADTT = \text{Fracción de Camiones en el Tráfico}(ADT) \times n^\circ \text{ de carriles}$$

Siendo:

$$\text{Fracción de Camiones en el Tráfico} = 0.15 \quad (\text{T. C3.6.1.4.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Rango de Esfuerzos Admisibles por Fatiga

La resistencia nominal a la fatiga se tomara como:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \quad (\text{Art. 6.6.1.2.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (\text{Art. 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$A = 8.2 \times 10^{12} \text{ MPa}^3 \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$n = 1.0 \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$(\Delta F)_{TH} = 110.0 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$f = \frac{M_{Fatiga I}}{S^b_{ST}}$$

Donde S^b_{ST} es el módulo de sección de la sección compuesta a corto plazo.

Fractura (Art. 6.10.5.2 y 6.6.2 AASHTO LRFD)

El acero especificado deberá cumplir los requisitos establecidos en el Artículo 6.6.2 AASHTO LRFD.

Calculo del Momento Plástico (Apéndice D6.1 AASHTO LRFD)

Fuerza Plástica

Tablero de Concreto

$$P_s = 0.85 f'_c b_e t_s$$

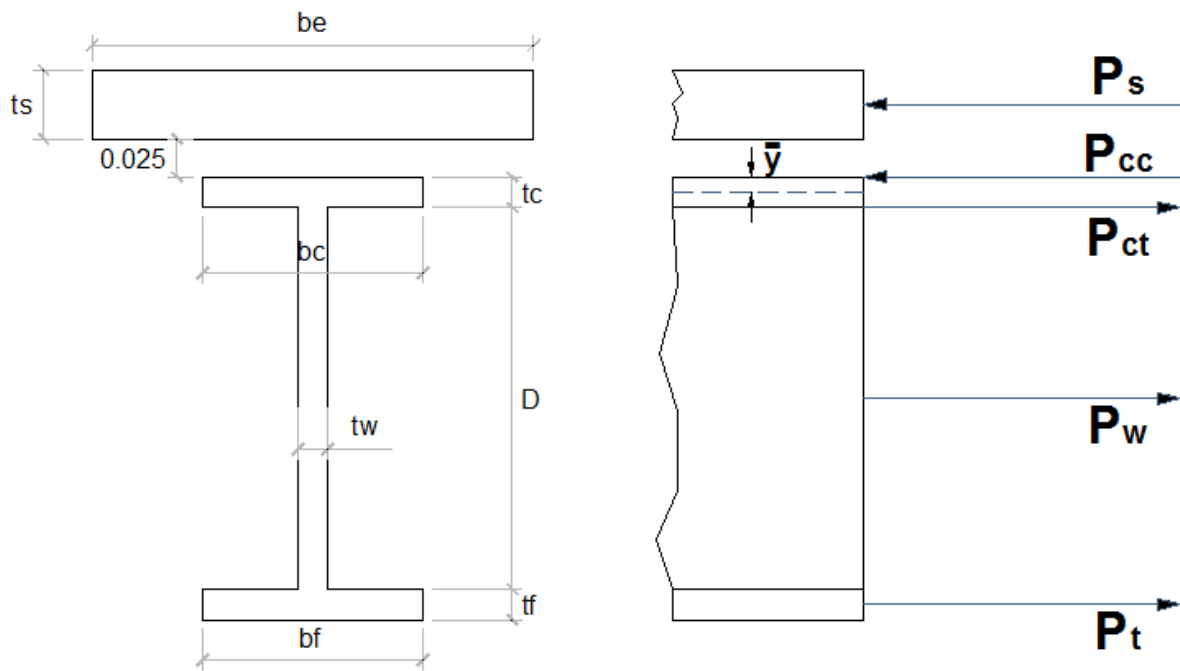


Figura 30: Fuerzas plásticas por momento positivo en sección compuesta. Fuente: Elaboración propia.

Ala Superior

$$P_c = F_y b_c t_c$$

Alma

$$P_w = F_y D t_w$$

Ala Inferior

$$P_t = F_y b_t t_t$$

c.6.2) Ubicación del Eje Neutro Plástico (ENP)

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

Si la sumatoria de fuerzas de compresión es mayor que la sumatoria de fuerzas de tracción

entonces el ENP estará situado en el ala superior:

$$P_s + P_c > P_w + P_t$$

Solamente la porción del ala superior es requerida en el equilibrio de fuerzas plásticas en la viga de acero. Equilibrando las fuerzas de fluencia de compresión y tensión se tiene:

$$P_s + F_y b_c \bar{y} = P_w + P_t + F_y b_c (t_c - \bar{y})$$

$$\bar{y} = \frac{P_w + P_t + F_y b_c t_c - P_s}{2F_y b_c}$$

Calculo del Momento de Fluencia

(Apéndice D6.2 AASHTO LRFD)

Los esfuerzos alcanzan la primera fluencia en la fibra inferior de la viga con la siguiente ecuación:

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (\text{Apéndice D6.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

S_{NC} = modulo resistente de la sección no compuesta.

S_{LT} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo.

S_{ST} = modulo resistente de la sección compuesta a corto plazo.

M_{D1} y M_{D2} = momentos factorados positivos.

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo.

M_{AD} = momento adicional.

Despejando en función de momento adicional, M_{AD} , se tiene:

$$M_{AD} = S_{ST} \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

El momento de fluencia, M_y , será:

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

Profundidad Comprimida del Alma (Apéndice D6.3 AASHTO LRFD)

Rango Elástico (Apéndice D6.3.1 AASHTO LRFD)

Las tensiones en la fibra superior del acero de la sección dada son tal como se especifican en la siguiente ecuación:

$$f_t = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^t} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}^t} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}^t} + \frac{M_{PL}}{S_{ST}^t}$$

Dónde:

S_{NC}^t = modulo resistente de la sección no compuesta superior.

S_{LT}^t = modulo resistente de la sección compuesta a largo plazo superior.

S_{ST}^t = modulo resistente de la sección compuesta a corto plazo superior.

Las tensiones en la fibra inferior del acero para los momentos y propiedades de la sección dada son:

$$f_b = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^b} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}^b} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}^b} + \frac{M_{PL}}{S_{ST}^b}$$

Dónde:

S_{NC}^b = módulo resistente de la sección no compuesta superior.

S^b_{LT} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo superior.

S^b_{ST} = módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo superior.

Usando la proporción de la sección en compresión y restando el espesor del ala en compresión se tiene:

$$D_c = d \frac{f_t}{f_t + f_b} - t_c$$

Siendo d :

$$d = D + t_c + t_f$$

Rango Plástico

(Apéndice D6.3.2 AASHTO LRFD)

La profundidad del alma en compresión es determinada una vez que el ENP es localizado.

2.5.2.11.5 Resistencia al Corte

En las almas no rigidizadas el corte ya está limitado a la resistencia a la fluencia por corte o bien a la resistencia al pandeo por corte en el Estado Límite de Resistencia. La resistencia por corte es:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} = C V_p \quad (\text{Art. 6.10.9.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (\text{Art. 6.10.9.2 - 2 AASHTO LRFD})$$

C se determina como se especifica a continuación:

$$\text{si, } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (\text{Art. 6.10.9.2 - 4 AASHTO LRFD})$$

Entonces: $C = 1.0$

Para el caso de paneles de alma no rigidizadas: $k = 5.0$

Comparando la sollicitación por cortante con la resistencia al corte de la sección se tiene:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad OK$$

2.5.3 Marco Conceptual: Terminología Básica

Acero de Baja Relajación: Cable de presforzado en el cual las pérdidas por relajación del acero se han reducido sustancialmente por estiramiento a temperatura elevada.

Ala con Apoyo Lateral Continuo: Ala con revestimiento de concreto o anclada mediante conectores de corte de manera tal que no es necesario considerar los efectos de la flexión lateral sobre dicha ala. También se supone que un ala con apoyo lateral continuo comprimida no está sujeta a pandeo local o lateral torsional.

Ala con Arriostramiento Discreto: Ala con apoyos a intervalos discretos.

Ala Compacta: En el caso de una sección compuesta en flexión negativa o de una sección no compuesta, ala de compresión con arriostramiento discreto que tiene una esbeltez para o por debajo de la cual el ala puede soportar deformaciones suficientes tales que se alcanza la máxima resistencia potencial a la flexión antes que el pandeo local del ala tenga un efecto estadísticamente significativo sobre la respuesta, siempre que se satisfagan los requisitos sobre arriostramiento lateral necesarios para desarrollar la máxima resistencia potencial a la flexión.

Alma Compacta: En el caso de una sección compuesta en flexión negativa o de una sección no compuesta, alma con una esbeltez para o por debajo de la cual la sección puede alcanzar una resistencia máxima a la flexión igual al momento plástico antes que el pandeo flexional del alma tenga un efecto estadísticamente significativo sobre la respuesta, siempre que se

satisfagan los requisitos sobre calidad del acero, ductilidad, esbeltez de las alas y/o arriostramiento lateral necesarios.

Análisis Elástico: Determinación de las solicitaciones que actúan sobre los elementos y uniones en base a la hipótesis de que la respuesta tensión-deformación del material es lineal y que la deformación del material desaparece al cesar la fuerza que lo produjo.

Análisis Plástico: Determinación de las solicitaciones sobre los elementos y conexiones en base a la hipótesis de comportamiento correspondiente a un sólido plástico, es decir, que el equilibrio se satisface en la totalidad de la estructura y que en ningún punto se excede la tensión de fluencia. Puede ser necesario considerar efectos de segundo orden.

Anclaje: En postensado, dispositivo mecánico que se utiliza para anclar el tendón al concreto; en pretensado, dispositivo que se utiliza para anclar el tendón hasta que el concreto alcanza una resistencia predeterminada y la fuerza del pretensado se transfiere al concreto; para barras de armadura, longitud de la armadura, o anclaje o gancho mecánico, o una combinación de estos elementos, en el extremo de una barra que se utiliza para transferir al concreto la fuerza soportada por la barra.

Anclaje de Confinamiento: Anclaje para un tendón de postensado que funciona conteniendo el concreto en la zona de anclaje local mediante armadura especial.

Armadura: Barras de armadura y/o acero de presforzado.

Armadura Transversal: Armadura que se utiliza en un elemento estructural para resistir corte, torsión y esfuerzos laterales o bien para confinar el concreto. Los términos “estribos” y “armadura de alma” generalmente se aplican a la armadura transversal de elementos flexionados, mientras que los términos “zunchos”, “estribos cerrados” y “espirales” se aplican a la armadura transversal de elementos comprimidos.

Carga Mayorada: Producto de la carga nominal por un factor de carga.

Carga de Pandeo: Carga bajo la cual un elemento o componente idealmente recto solicitado

a compresión asume una posición deformada.

Cargas de Servicio: Carga que se anticipa soportara la estructura bajo condiciones de uso normal.

Comportamiento Elástico: Respuesta estructural en la cual la tensión es directamente proporcional a la deformación y al retirar la carga no queda deformación permanente.

Concreto Armado: Concreto estructural con armadura no presforzada.

Concreto Colado In Situ: Concreto que se coloca en el lugar que ocupara definitivamente en la estructura mientras aún se encuentra en estado plástico.

Concreto Parcialmente Presforzado: Concreto en el cual se combinan cables de presforzado y barras de armadura.

Concreto Presforzado: Elementos de concreto en los cuales se introducen tensiones y deformaciones mediante la aplicación de fuerza de presforzado.

Conectores de Corte: Dispositivo mecánico que impide movimientos relativos tanto normales como perpendiculares a una interfase.

Construcción Compuesta: Componentes de concreto o componentes de acero y concreto interconectados de manera que respondan a las solicitaciones como si fueran una unidad.

Diafragma: Elemento transversal macizo, orientado verticalmente, que conecta componentes adyacentes longitudinales que trabajan a flexión o que se encuentran dentro de una sección tipo cajón cerrado o tipo omega invertido.

Diseño: Dimensionamiento y detallado de los elementos y conexiones de un puente.

Ductilidad: Propiedad de un elemento o conexión que permite una respuesta inelástica.

Elástico: Comportamiento de un material estructural caracterizado por una relación tensión-

deformación constante; al retirar las cargas el material regresa a su condición no cargada original.

Elemento de Arriostamiento/Riostra: Elemento cuya intención es arriostar un elemento principal o una parte del mismo contra el desplazamiento lateral.

Elementos Prefabricados o Premoldeados: Elementos de concreto colados en un lugar diferente al de su ubicación definitiva en la estructura.

En el Momento de la Carga: Madurez del concreto cuando se aplican las cargas. Estas cargas incluyen las fuerzas de presforzado y las cargas permanentes, pero en general no incluyen las sobrecargas.

En el Momento de la Transferencia: Inmediatamente después de transferir la fuerza de presforzado al concreto.

En el Momento del Tesado: En el momento de tesar los tendones de presforzado.

Equilibrio: Estado en la cual la sumatoria de fuerzas y momentos respecto de cualquier punto en el espacio es 0.0.

Estado Límite: Condición más allá de la cual el puente o elemento deja de satisfacer los requisitos para los cuales fue diseñado.

Estados Límites de Resistencia: Estados límites relacionados con la resistencia y la estabilidad.

Estados Límites de Servicio: Estados límites relacionados con las tensiones, deformaciones y fisuración.

Fatiga: Iniciación y/o propagación de fisuras debido a una variación repetida de una tensión normal que tiene una componente de tracción.

Fluencia Lenta: Deformación dependiente del tiempo que sufre el concreto bajo carga permanente.

Fricción por Desviación de la Vaina de Presforzado: Fricción provocada por la desviación de la vaina de un tendón respecto de su trazado especificado o previsto.

Fuerza de Desgarramiento por Tracción: Fuerza de tracción en el concreto en la proximidad de la transferencia o anclaje de la fuerza de presforzado.

Fuerza de Tesado: Fuerza ejercida por el dispositivo que tesa los tendones.

Incremento por Carga Dinámica: Aumento de las solicitaciones estáticas aplicadas que toma en cuenta la interacción dinámica entre el puente y los vehículos en movimiento.

Inelástico: Cualquier comportamiento estructural en el cual la relación tensión-deformación no es constante, y parte de la deformación permanece luego de retirar las cargas.

Ingeniero: Persona responsable por el diseño del puente.

Ley de Momentos: Sumatoria estática de los momentos respecto de un punto para calcular la reacción en un segundo punto.

Longitud no Arriostrada Compacta: En el caso de una sección compuesta en flexión negativa o de una sección no compuesta, longitud no arriostrada límite de un ala de compresión con arriostramiento discreto para o por debajo de la cual se puede alcanzar la máxima resistencia potencial a la flexión antes que el pandeo lateral torsional tenga un efecto estadísticamente significativo sobre la respuesta, siempre que se satisfagan los requisitos sobre arriostramiento lateral necesarios para desarrollar la máxima resistencia potencial a la flexión.

Momento Plástico: Momento resistente de una sección transversal completamente en fluencia.

Pandeo Lateral Torsional: Pandeo de un componente que involucra tanto deformación lateral como rotación.

Pandeo Local: Pandeo de un elemento tipo placa solicitado a compresión.

Periodo de Diseño: Periodo de tiempo en el cual se basa el cálculo estadístico de las cargas transitorias.

Plastificación: Proceso de fluencia sucesiva de las fibras de la sección transversal de un elemento a medida que aumenta el momento flector.

Relajación: Reducción de la tensión en los tendones de presforzado que depende del tiempo.

Resistencia a la Fatiga: Máximo rango de tensiones que puede soportar un detalle sin fallar para un número de ciclos especificado.

Resistencia Nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las solicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales.

Resistencia al Pandeo Flexional: Máxima carga que puede soportar una placa de alma sin experimentar pandeo local elástico teórico debido a la flexión.

Sección Compacta: Sección compuesta en flexión positiva que satisface requisitos específicos en cuanto a calidad del acero, esbeltez del alma y ductilidad, y que además es capaz de desarrollar una resistencia nominal superior al momento en primera fluencia pero no mayor que el momento plástico.

Solicitación: Deformación, tensión o esfuerzo resultante (es decir, fuerza axial, esfuerzo de corte, momento torsor o flector) provocado por las cargas aplicadas, deformaciones impuestas o cambios volumétricos.

Superestructura: Componentes estructurales del puente que constituyen el tramo horizontal.

Tablero: Elemento con o sin superficie de rodamiento que soporta las cargas de rueda en forma directa y es soportado por otros componentes.

Tendón: Elemento de acero de alta resistencia que se utiliza para presforzar el concreto.

Tensión de Flexión Lateral: Tensión normal provocada por la flexión lateral de un ala.

Tensión de Fluencia: Tensión de fluencia especificada de la armadura.

Transferencia: Operación de impartir la fuerza de un dispositivo de anclaje para presforzado al concreto.

Vaina de Postensado: Conducto que se utiliza para proveer un recorrido a los tendones y barras de postensado dentro del concreto endurecido.

Vida de Diseño a Fatiga: Número de años que se anticipa un detalle resistirá las cargas debidas al tráfico supuestas en el diseño sin sufrir fisuración por fatiga. Estas especificaciones suponen una vida de diseño a fatiga de 75 años.

Viga: Elemento estructural cuya función principal es resistir cargas de flexión y corte.

Viga Compuesta: Viga de acero conectada a un tablero de manera que respondan a las sollicitaciones como si se tratara de un único elemento.

Viga Híbrida: Viga de acero fabricada en la cual el alma tiene una resistencia a la fluencia mínima especificada menor que la de una o ambas alas.

Zona de Anclaje: Parte de la estructura en la cual la fuerza de presforzado se transmite del dispositivo de anclaje a la zona local del concreto, para luego distribuirse más ampliamente hacia la zona general de la estructura.

Zona General: Región adyacente a un anclaje de postensado, dentro de la cual se distribuye la fuerza de presforzado, generando una distribución de tensiones esencialmente lineal en la sección transversal del componente.

Zona Local: Volumen de concreto que rodea un dispositivo de anclaje y esta inmediatamente delante del mismo; esta zona está sujeta a elevadas tensiones de compresión.

2.5.4 Marco Histórico

Leonhard (1987) señala que desde los tiempos más remotos, se encuentran en los pueblos primitivos, puentes rústicos de madera o de sogas en forma de vigas simples, vigas atirantadas o colgantes. Desde épocas tempranas, los pueblos civilizados ya construían puentes artísticos; así, los chinos tendían vigas de granito con luces de algo más de 18 m; carpinteros alemanes y suizos llevaron; en el siglo XVIII, la construcción de puentes de madera a un elevado grado de perfección. El puente de madera sobre el río Rin en Schaffhausen, construido en 1758 por el maestro carpintero J. U. Grubenmann, tenía la considerable luz de 118 m.

Los puentes de hierro fundido, con forma de arco, surgieron a fines del siglo XVIII. Ya en 1750 los chinos construían los primeros puentes de cadenas. Como nuevos materiales se usaron el hierro forjado y el acero. En 1846, Robert Stephenson, el hijo del inventor de la locomotora, erigió el puente Britannia, siendo este el primer gran puente de vigas (cajones huecos de hierro forjado) con 141 m de vano central sobre el estrecho de Menai en Gales, Inglaterra.

Poco después se construyeron grandes puentes con vigas de enrejado de acero como, por ejemplo, en 1850, el puente sobre el Vístula en Dirschau, con 6 tramos de 124 m de luz cada uno. Empezaron a surgir puentes colgantes y de armaduras de reticulado.

Leonhardt (1987) aporta que a partir de 1900 se construyeron los primeros puentes con el nuevo material: concreto. Al principio se ejecutaron arcos de tres articulaciones, en los cuales el concreto solo reemplazo al material “piedra”.

Los puentes de concreto presforzado surgieron a partir de, aproximadamente, 1938. Recién después de 1948 el concreto presforzado conquistó la construcción de puentes donde, de preferencia, se utilizaron vigas de hasta 230 m de luz. Con cables inclinados, en 1977 ya se alcanzaron luces de aproximadamente 300 m (Puente Pasco-Kennewick, sobre el río Columbia, proyecto Leonhardt, y puente Brotonne sobre el río Sena, proyecto Jean Muller). Leonhardt (1984) añade que la idea del presforzado es antiquísima, solo basta recordar los zunchos de los toneles y las llantas metálicas de las ruedas de madera. La primera propuesta de pretensar el concreto fue hecha en 1886 por P.H. Jackson de San Francisco. En 1888 W.

Döring, de Berlín, solicitó una patente referida al pretensado en banco de tesado. En 1906 M. Koenen, de Berlín, realizó los primeros ensayos con una armadura, colocada y hormigonada con tensiones previas. En 1919 K. Wettstein, de Bohemia, fabricó tablas delgadas de concreto, llamadas Wettstein-Bretter (Tablas-Wettstein), usando cuerdas para piano fuertemente tesadas. Fue el primero en utilizar acero de alta resistencia con tensiones elevadas sin darse cuenta de que estas constituyen las premisas determinantes para el éxito del concreto pretensado. Probablemente, R. H. Dill, de Alexandria, Nebraska, USA, en 1923, haya sido el primero en darse cuenta de que debían emplearse alambres de alta resistencia con tensiones elevadas.

Sin embargo las premisas requeridas para asegurar el éxito del concreto pretensado recién fueron fundamentadas en forma inobjetable por el francés Eugène Freyssinet quien, en 1928, hizo patentar a su nombre el pretensado con tensiones en el acero de más de 400 N/mm^2 . El mérito principal de Freyssinet es el de haber investigado la esencia de la fluencia lenta y de la contracción del concreto, extrayendo de la misma las conclusiones correctas para el concreto pretensado. Freyssinet también construyó las primeras estructuras de concreto presforzado. En 1941 proyectó el puente en pórtico de dos articulaciones, sumamente audaz y muy rebajado, sobre el río Marne cerca de Lucancy que, sin embargo, recién pudo ser terminado después de la guerra. Luego se construyeron otros cinco puentes de iguales características sobre el mismo río.

2.6 Hipótesis a Demostrar

El análisis estructural comparativo de dos materiales de construcción sobre la superestructura del puente Shunte nos permitirá determinar cuál de ellos presenta mayor resistencia ante las sollicitaciones obtenidas.

III. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 Materiales

3.1.1 Recursos Humanos

Autor del proyecto o tesista.

Asesor Metodológico.

3.1.2 Recursos Materiales

Textos especializados y materiales de oficina.

3.1.3 Recursos de Equipo

Equipos de Oficina y de cómputo.

3.1.4 Recursos Informáticos

Información de Internet.

3.2 Metodología

3.2.1 Universo, Población, Muestra

3.2.1.1 Universo

Diversos tipos de puentes de la Provincia de Tocache.

3.2.1.2 Población

Se toma como población a los puentes de dos vigas simplemente apoyados.

3.2.1.3 Muestra

Se toma como muestra el puente Shunte.

3.2.2 Sistema de Variables

3.2.2.1 Variable Independiente

Análisis Estructural.

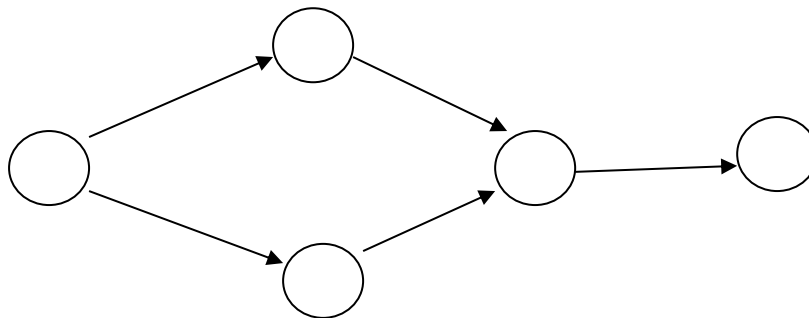
3.2.2.2 Variable Dependiente

Material de Construcción.

3.2.3 Diseño Experimental de la Investigación

Tipo Aplicativo – Comparativo.

El diseño de la investigación es el siguiente esquema:



Dónde:

X: situación de la investigación en la fase inicial sin las propuestas de análisis estructural de la superestructura del puente Shunte a compararlas posteriormente.

A: equivale a la acción desarrollada para realizar el análisis estructural de la superestructura del puente para la alternativa 1, de un puente de vigas de sección compuesta.

B: equivale a la acción desarrollada para realizar el análisis estructural de la superestructura del puente para la alternativa 2, de un puente de vigas de concreto presforzado.

D: equivale a la acción desarrollada para realizar la comparación del análisis estructural de la superestructura del puente Shunte para las dos alternativas y tomar decisiones.

Y: corresponde a los logros de la investigación, la obtención de resultados, su contrastación, el diseño de la superestructura de la alternativa óptima y elaboración del informe final.

3.2.4 Diseño de Instrumentos

Con la finalidad de que esta investigación tenga el soporte científico, técnico y tecnológico se efectuó lo siguiente:

Primero se recopiló textos especializados sobre el análisis y diseño de puentes de acero y concreto presforzado. Asimismo textos en análisis y diseño de estructuras de acero y concreto presforzado.

Segundo se revisó los conceptos sobre análisis estructural de puentes, métodos a emplear, las cargas aplicables, el comportamiento de los materiales constitutivos de los elementos de la superestructura de un puente presentes en las Especificaciones AAHSTO LRFD y el Manual de Puentes.

Por otro lado se ha efectuado el análisis con métodos aproximados.

3.2.5 Procesamiento de la Información

Todos los cálculos se han efectuado usando hojas de Excel, y el desarrollo de la secuencia de análisis y diseño se ha hecho siguiendo lo recomendado en el Apéndice A de la Sección 5 de las Especificaciones AASHTO LRFD para el caso de la superestructura de vigas de concreto presforzado y el Apéndice C de la Sección 6 para el caso de la superestructura de vigas de sección compuesta. La superestructura tendrá una luz de 35.00 m.

3.2.5.1 Superestructura de Vigas de Concreto Presforzado

3.2.5.1.1 Datos Generales

Luz del puente $L = 35.00 \text{ m}$

Ancho del tablero $w = 3.60 \text{ m}$

Ancho de la acera $c = 1.00 \text{ m}$

Espesor del asfalto $e = 0.05 \text{ m}$

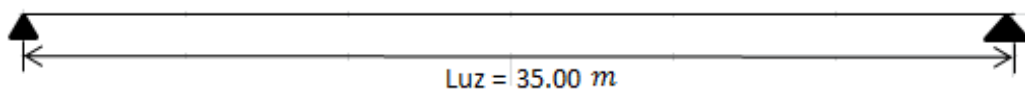


Figura 31: Esquema Longitudinal. Fuente: Elaboración propia.

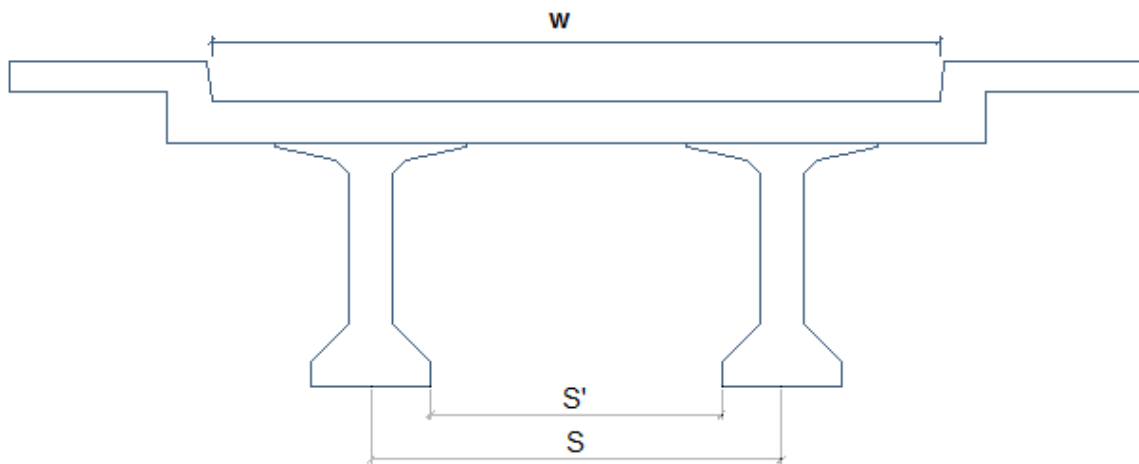


Figura 32: Sección transversal Viga Prefabricada. Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.1.2 Materiales

Concreto Armado (Tablero de Concreto)

Resistencia a la compresión $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.2.1 AASHTO LRFD)

Peso Específico $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Módulo de Elasticidad $E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (Art. 5.4.2.4 AASHTO LRFD)

Con, $f'_c = 28 \text{ MPa}$

→ $E_c = 267\,525 \text{ kg/cm}^2$

Concreto Presforzado (Vigas Prefabricadas)

Resistencia a la compresión inicial

$$f'_{ci} = 0.90f'_c \quad (\text{Art. 5.4.2.1 AASHTO LRFD})$$

Para este caso se adoptara:

$$f'_{ci} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión final

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad inicial

$$E_{ci} = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_{ci}} \text{ MPa}$$

Siendo $1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$

$$E_{ci} = 279\,213 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de Elasticidad final

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

$$E_c = 299\,102 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de Refuerzo

Esfuerzo de Fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.3.1 AASHTO LRFD)

Módulo de Elasticidad $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.3.2 AASHTO LRFD)

Acero para Presforzado

Módulo de Elasticidad $E_p = 1\,970\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.4.2 AASHTO LRFD)

Resistencia a la Tracción $f_{pu} = 18\,984 \text{ kg/cm}^2$ (Tabla 5.4.4.1-1 AASHTO LRFD)

Tensión de Fluencia $f_{py} = 90\%f_{pu}$ (Tabla 5.4.4.1 – 1 AASHTO LRFD)

$$f_{py} = 17\,086 \text{ kg/cm}^2$$

Asfalto

$$\gamma_a = 2250 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRFD})$$

3.2.5.1.3 Determinación de la Sección de Prueba

1. Ancho del Carril de Tráfico del Puente

$$w = 3.60 \text{ m}$$

2. Predimensionamiento de la Acera

a. Ancho de la Acera (Art 13.7.1.1 AASHTO LRFD)

$$c = 1.00 \text{ m}$$

b. Peralte de la Acera

(Art. 13.7.1.1 AASHTO LRFD)

$j = 0.15 \text{ m}$

$n = 0.05 \text{ m}$

$z = 0.025 \text{ m}$

$u = 0.20 \text{ m}$

$i = 0.78 \text{ m}$

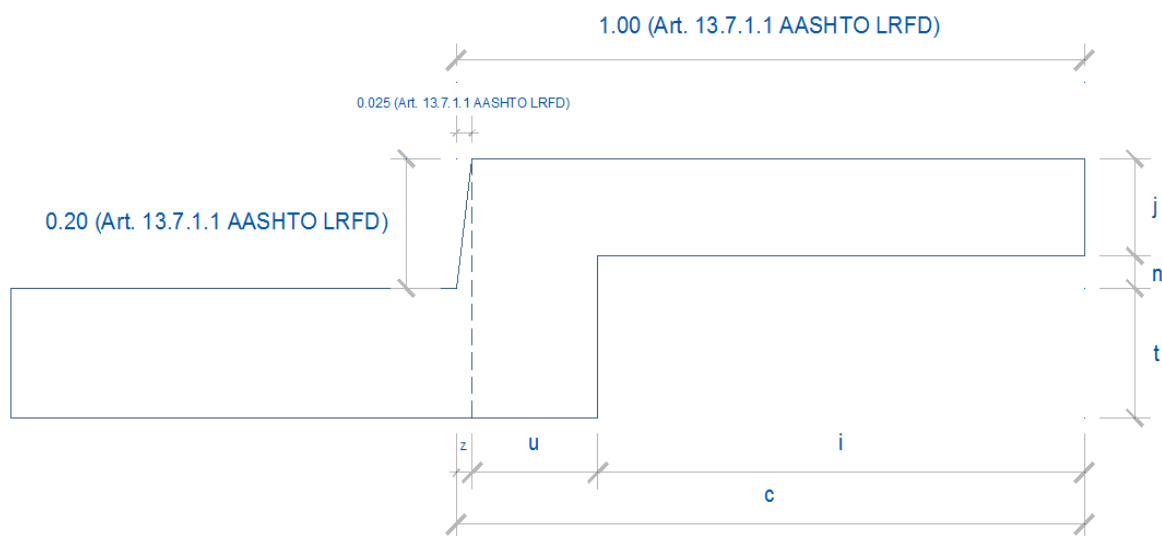


Figura 33: Sección de la Acera. Fuente: Elaboración propia.

3. Número y Separación de Viga Longitudinal**a. Numero de vigas**

Número de carriles de diseño

(Art. 3.6.1.1.1 AASHTO LRFD)

$$N.C.D. = \frac{w}{3600}$$

Dónde:

$w = 3600 \text{ mm} \rightarrow$

$N.C.D. = 1$

$$N.Vigas = N.C.D. + 1$$

Por lo que: $N.Vigas = 2$

b. Separación de Vigas (S)

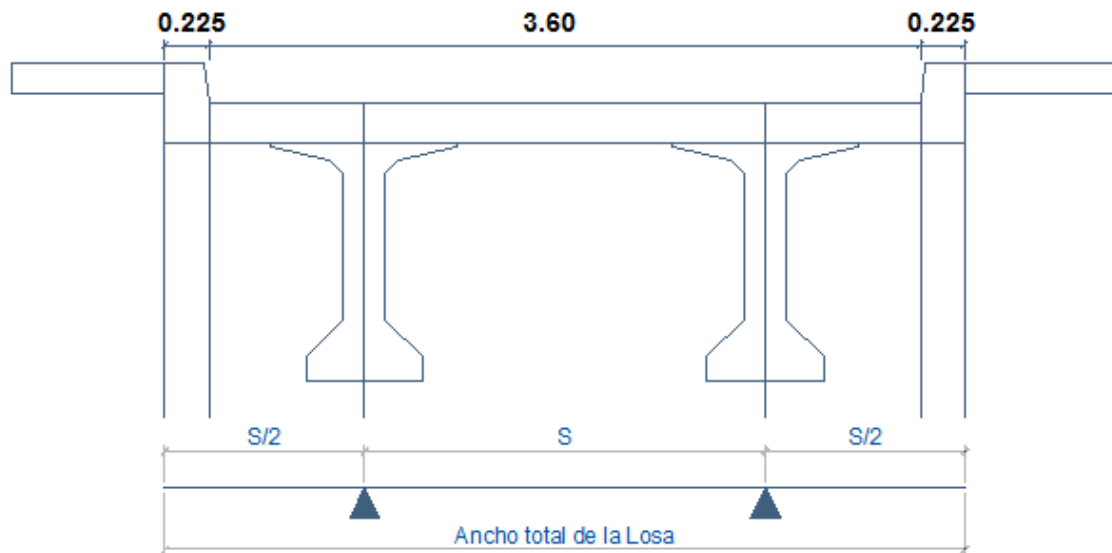


Figura 34: Separación de Vigas. Fuente: Elaboración propia.

$$S/2 + S + S/2 = \text{Ancho Total del tablero}$$

$$\text{Ancho Total de Tablero} = 4.05 \text{ m}$$

$$2S = 4.05 \text{ m}$$

$$S = 2.03 \text{ m}$$

$$\text{Volado} = S/2 = 1.01 \text{ m}$$

c. Predimensionamiento de la Viga Longitudinal

Altura de la Viga (h)

Johannes Johansson (s.f.) propone en su libro *Diseño y Cálculo de Estructuras Pretensadas* la siguiente fórmula:

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

Con $L = 35.00 \text{ m}$

$$L/15 = 2.33 \text{ m}$$

$$L/20 = 1.75 \text{ m}$$

Adoptamos, $h = 2.11 \text{ m}$

Ancho de la Viga ($B2$)

$$B2 = 0.71 \text{ m}$$

$$S' = 1.32 \text{ m}$$

$S' =$ luz libre de la losa

d. Predimensionamiento del Tablero

$$t_{min} = 175 \text{ mm} \quad (\text{Art. 9.7.1.1 AASHTO LRFD})$$

$$t_{min} = \frac{S' + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm} \quad (\text{Tabla 2.5.2.6.3 - 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$S' = 1315 \text{ mm}$$

$$t_{min} = 144 \text{ mm} < 165 \text{ mm}$$

$$\therefore t_{min} = 165 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad t_{min} = 175 \text{ mm}$$

Luego:

$$t_s = t_{min} + \text{Deterioro}$$

Se añade el deterioro de $\frac{1}{2}$ " en el supuesto de que no se le vaya a añadir la superficie de rodadura en el momento de la puesta en servicio del puente sino posteriormente.

Con: $t_{min} = 0.175 \text{ m}$ *Deterioro* = 0.0125 m

$t_s = 0.19 \text{ m}$, *se adoptara* $t_s = 0.20 \text{ m}$

e. Predimensionamiento de Vigas Diafragmas

Numero de Diafragmas

Se colocaran diafragmas a cada tercio de luz del puente, por lo que:

$$L/3 = 11.67 \text{ m}$$

$$N^{\circ} = \frac{L}{L/3} + 1 \quad \rightarrow \quad N^{\circ} = 4 \text{ diafragmas}$$

Se emplearan 4 diafragmas espaciadas 11.67 m.

Ancho de la Viga Diafragma

$$b_d = 0.30 \text{ m}$$

Altura Viga Diafragma (h_d)

$$h_d = D7$$

$$h_d = 1.10 \text{ m}$$

3.2.5.1.4 Análisis y Diseño de la Superestructura

A. Desarrollo de la Sección General

1. Ancho de la Carretera

$$w = 3.60 \text{ m}$$

2. Disposición del Tramo

Simplemente apoyado.

$$L = 35.00 \text{ m}$$

3. Seleccionar Tipo de Puente

Puente de dos vigas y losa, la viga será prefabricada postensada fabricada en obra, el tablero se vaciara luego de colocado y tensado las vigas.

B. Desarrollo de la Sección Típica

Se usara una viga prefabricada postensada de características geométricas similares a la viga AASHTO Tipo VI de construcción compuesta con el tablero.

Dimensiones

$$D1 = 1.86 \text{ m}$$

$$D2 = 0.13 \text{ m}$$

$$D3 = 0.08 \text{ m}$$

$$D4 = 0.10 \text{ m}$$

$$D5 = 0.25 \text{ m}$$

$$D6 = 0.20 \text{ m}$$

$$D7 = 1.10 \text{ m}$$

$$B1 = 1.07 \text{ m}$$

$$B2 = 0.71 \text{ m}$$

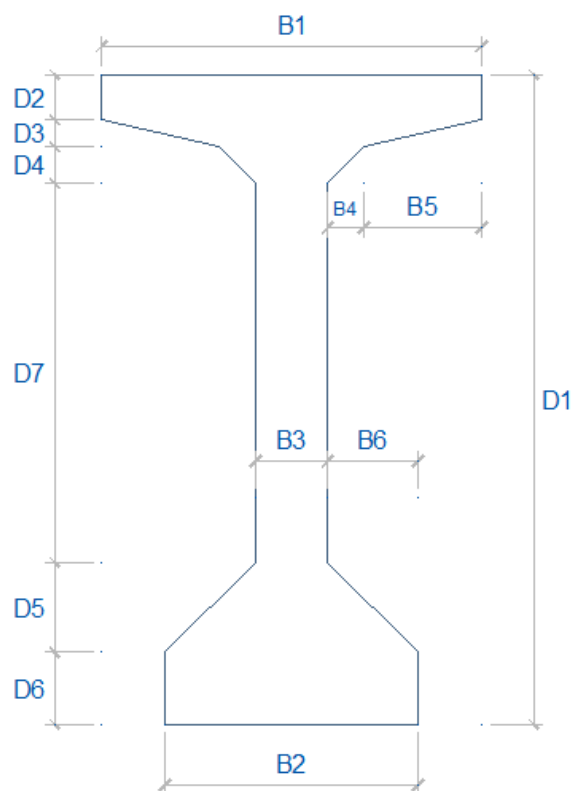
$$B3 = 0.25 \text{ m}$$

$$B4 = 0.10 \text{ m}$$

$$B5 = 0.31 \text{ m}$$

$$B6 = 0.23 \text{ m}$$

$$A_g = 0.772 \text{ m}^2$$



1. Espesor Mínimo

(Art. 5.14.1.3.1 AASHTO LRFD)

Ala superior (tablero)

$$t_s = 0.20 \text{ m}$$

Ala inferior (D6)

$$D6 = 20 \text{ cm}$$

$$D6 \geq 14 \text{ cm}$$

OK

$$D6 \geq \frac{1}{30} S''$$

Donde,

$$S'' = S - B1 = 95.50 \text{ cm}$$

∴

$$D6 = 20 \text{ cm} \geq 1/30 S'' = 3.18 \text{ cm}$$

OK

Alma

Se deberá controlar en obra el correcto vaciado del concreto.

2. Altura Mínima

(Art. 2.5.2.6.3 AASHTO LRFD)

Para la altura mínima se incluirá el espesor del tablero.

$$h_{min} = 0.045L$$

$$h_{min} = 1.58 \text{ m}$$

La sección de prueba es,

$$h = D1 + t_s + 0.050 \text{ m}$$

$$h = 2.11 \text{ m}$$

Comparando la altura mínima con la altura de la sección de prueba, se tiene:

$$h_{min} = 1.58 \text{ m} < h = 2.11 \text{ m} \quad OK$$

3. Ancho de Ala Efectivo

(Art. 4.6.2.6.1 AASHTO LRFD)

El ancho de ala efectivo (b_e) al ser una viga exterior se puede tomar como la mitad del espaciamiento entre vigas (S) más el menor valor entre:

$$\frac{1}{8}L = 4.38 \text{ m}$$

$$6t_s + \text{máx} \left(\frac{1}{2}B3, \frac{1}{4}B1 \right) = 1.47 \text{ m}$$

$$\text{Volado} = 1.01 \text{ m}$$

Dónde:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$t_s = 0.20 \text{ m}$$

$$S = 2.03 \text{ m}$$

→

$$b_e = 2.03 \text{ m}$$

C. Diseño del Tablero de Concreto Armado

No se mostrara el diseño de la cubierta al no ser parte de los propósitos de la presente investigación.

D. Selección de Factores de Resistencia

1. Estado Limite de Resistencia	ϕ	(Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD)
Flexión y Tracción	1.00	
Corte y Torsión	0.90	
Compresión en zonas de anclaje	0.80	

2. Otros Estados Limites 1.00 (Art. 1.3.2.1 AASHTO LRFD)

E. Seleccionar Modificadores de Carga

		<u>Resistencia</u>	<u>Servicio</u>	<u>Fatiga</u>	
Ductilidad	η_D	1.0	1.0	1.0	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
Redundancia	η_R	1.0	1.0	1.0	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
Importancia	η_I	1.0	N/A	N/A	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I$		1.0	1.0	1.0	

F. Selección de Combinaciones de Carga y Factores de Carga

1. Estado Limite de Resistencia I

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

2. Estado Limite de Servicio I

$$U = \eta[1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 1.0PL]$$

3. Estado Limite de Servicio III

$$U = \eta[1.0(DC + DW) + 0.8(LL + IM) + 0.8PL]$$

4. Estado Limite de Fatiga I

$$U = \eta[1.5(LL + IM)]$$

G. Calculo de las Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga

1. Número de Carriles (Art. 3.6.1.1.1 AASHTO LRFD)

$$N_L = w/360$$

$$N_L = 1$$

2. Presencia de Múltiples Sobrecargas

(Art. 3.6.1.1.2 AASHTO LRFD)

<u>N° de Carriles Cargados</u>	<u>m</u>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

3. Incremento por Carga Dinámica

(Art. 3.6.2 AASHTO LRFD)

<u>Componente</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas del Tablero	75
Fatiga	15
Los demás Estados	33

4. Factores de Distribución para Momento

Viga Exterior

(Art. 4.6.2.2.2d AASHTO LRFD)

Un carril de diseño cargado – Ley de Momentos (Regla de la Palanca)

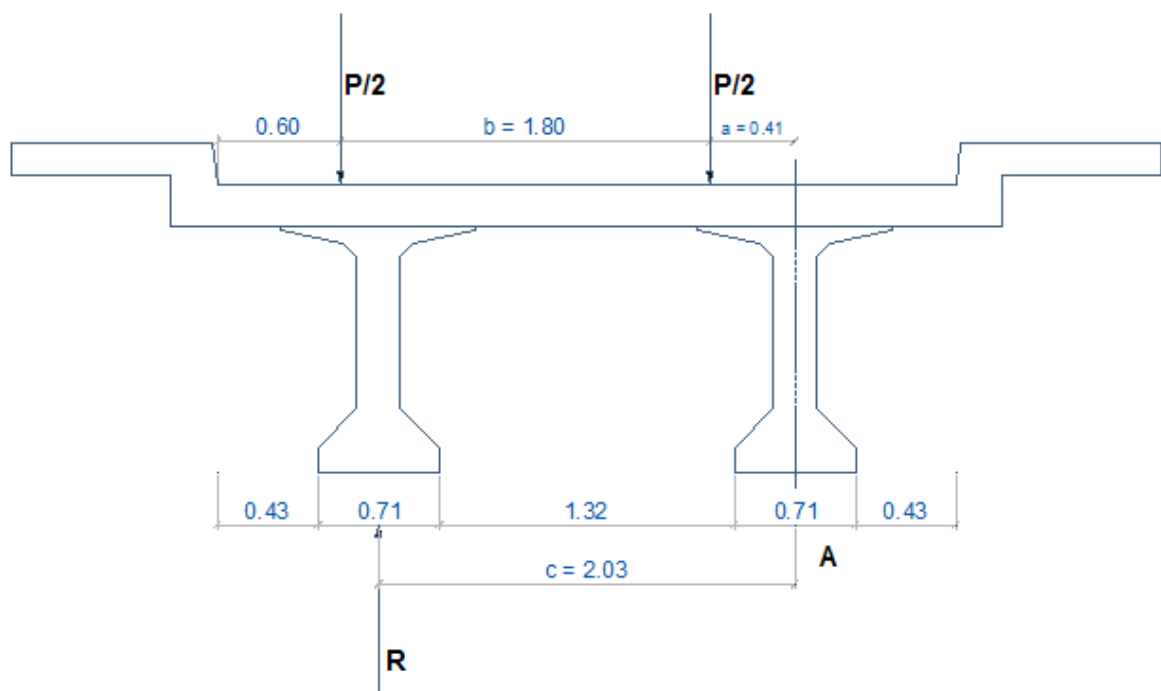


Figura 35: Ley de momentos (concreto presforzado). Fuente: Elaboración propia.

$$\sum M_{eje A} = 0$$

$$c \cdot R = a \left(\frac{P}{2} \right) + (a + b) \left(\frac{P}{2} \right)$$

$$R = 0.6481P$$

Luego $g = 0.6481$, para los estados límites de resistencia y servicio. Incluyendo el factor de presencia múltiple $m = 1.20$:

$$mg_M = 0.778$$

5. Factor de Distribución para Corte

Viga Exterior

(Art. 4.6.2.2.3b AASHTO LRFD)

Un carril de diseño cargado – Ley de Momentos (Regla de la Palanca)

$$mg_V = 0.778$$

6. Calculo de Cortantes y Momentos debidos a la Sobrecarga

Los cálculos se realizaran para las ubicaciones 100, 101, 102, 103, 104 y 105 con Líneas de Influencia.

a) Momentos

a.1) Camión de Diseño

De acuerdo a la Figura 36 se tiene:

$$z = \frac{ab}{a + b}$$

$$y_1 = \frac{z \cdot x_1}{b}$$

$$y_2 = \frac{z \cdot x_2}{b}$$

$$b = L - a$$

$$x_1 = b - (l_1 + l_2)$$

$$x_2 = b - l_2$$

$$M_{L/10} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 z$$

Siendo:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$l_1 = 4.27 \text{ m}$$

$$l_2 = 4.27 \text{ m}$$

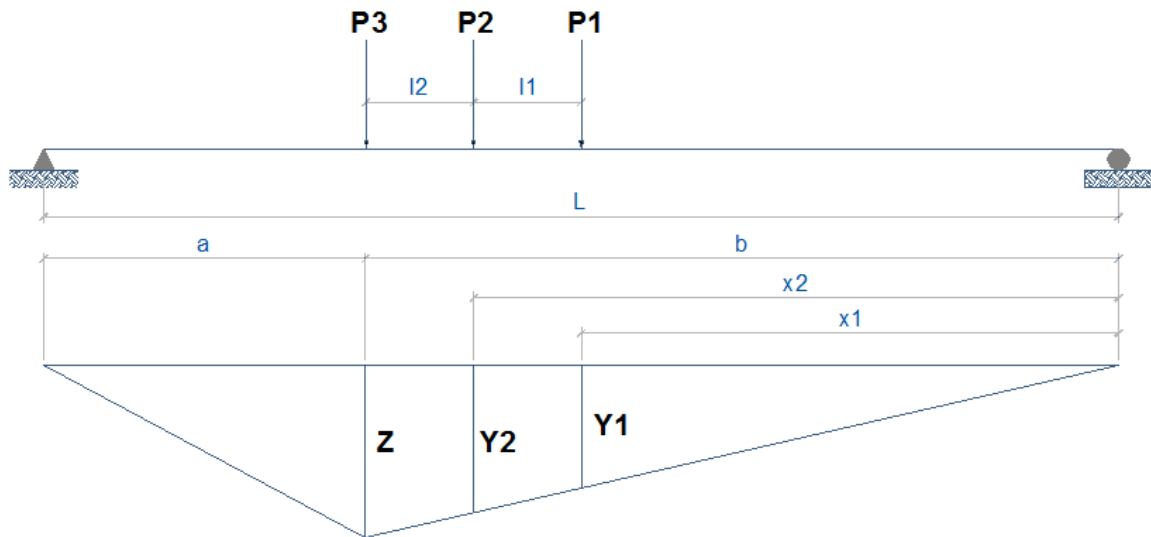


Figura 36: Línea de influencia para momento por camión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 15:

Momento camión de diseño.

Posc.	a (m)	b (m)	x ₁ (m)	x ₂ (m)	z (m)	y ₁ (m)	y ₂ (m)	P ₃	P ₂	P ₁	M (ton-m)
100	0.00	35.00	26.46	30.73	0.00	0.00	0.00	14.55	14.55	3.63	0.00
101	3.50	31.50	22.96	27.23	3.15	2.30	2.72	14.55	14.55	3.63	93.79
102	7.00	28.00	19.46	23.73	5.60	3.89	4.75	14.55	14.55	3.63	164.66
103	10.50	24.50	15.96	20.23	7.35	4.79	6.07	14.55	14.55	3.63	212.63
104	14.00	21.00	12.46	16.73	8.40	4.98	6.69	14.55	14.55	3.63	237.68

Fuente: Elaboración propia.

Momento Máximo por Camión (Ubicación 105)

Aplicando el Teorema de Barrè, primero se determinara la posición de la resultante de la sobrecarga vehicular, ver Figura 37.

$$P = P_{eje_1} + P_{eje_2} + P_{eje_3}$$

$$P = 32.73 \text{ ton}$$

$$\sum M_{\text{en el tercer eje (derecha)}} = 0$$

$$r = \frac{P(l_1 + l_2) - P_{eje_1}(l_1 + l_2) - P_{eje_2}(l_2)}{P}$$

$$\rightarrow r = 5.69 \text{ m}$$

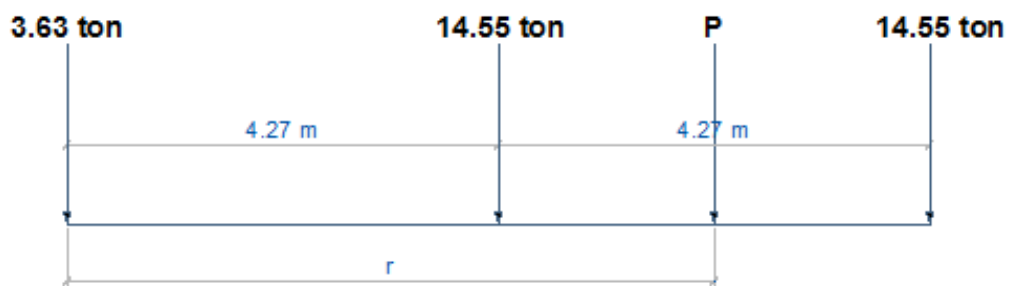


Figura 37: Ubicación de la resultante (camión). Fuente: Elaboración propia.

La Figura 38 muestra la posición de las cargas para obtener el momento máximo absoluto de acuerdo al Teorema de Barrè, realizando sumatoria de momentos en B, se obtiene:

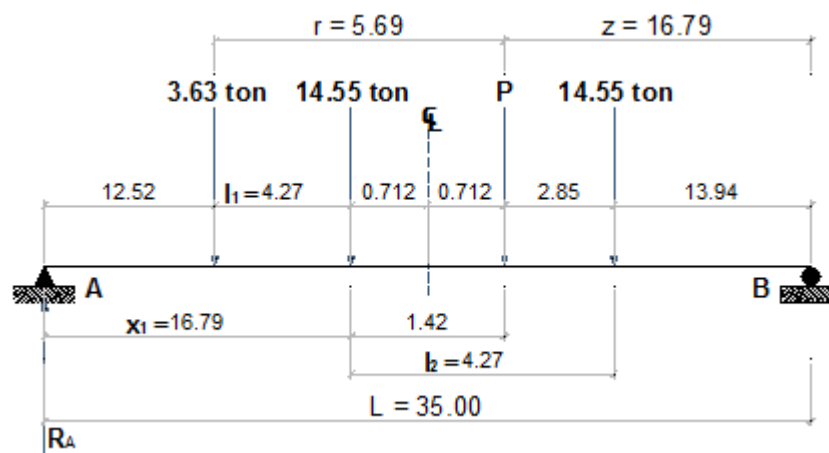


Figura 38: Máximo momento por Camión. Fuente: Elaboración propia.

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{z \cdot P}{L} \quad \rightarrow \quad R_A = 15.70 \text{ ton}$$

$$\sum M_{\text{en la carga a la izquierda del centro de luz}} = 0$$

$$M_{\text{m}á\text{x.}} = x_1 \cdot R_A - l_1 \cdot P_{\text{eje } 1} \quad \therefore \quad M_{\text{m}á\text{x.}} = 248.95 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

a.2) Tándem de Diseño

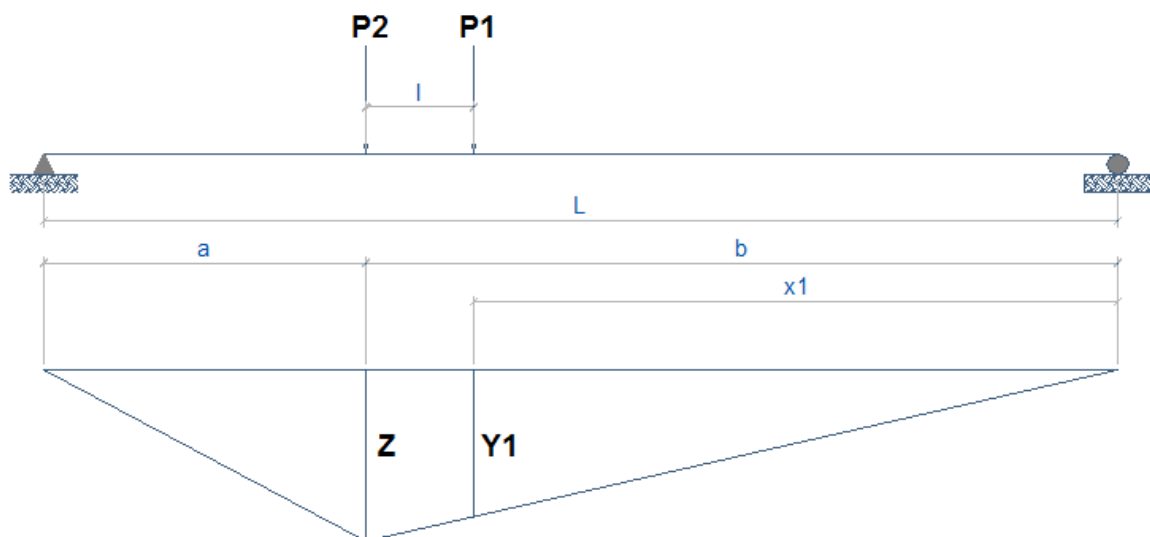


Figura 39: Línea de Influencia para momento de tándem. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con la Figura 39 se tiene:

$$z = \frac{ab}{a+b}$$

$$y_1 = \frac{z \cdot x_1}{b}$$

$$x_1 = b - L$$

$$b = L - a$$

$$M_{L/10} = P_1 y_1 + P_2 z$$

Con: $L = 35.00 \text{ m}$ $l = 1.20 \text{ m}$

Tabla 16:

Momento tándem de diseño.

Posc.	a (m)	b (m)	x ₁ (m)	z (m)	y ₁ (m)	P ₂	P ₁	M (ton·m)
100	0.00	35.00	33.80	0.00	0.00	11.40	11.40	0.00
101	3.50	31.50	30.30	3.15	3.03	11.40	11.40	70.45
102	7.00	28.00	26.80	5.60	5.36	11.40	11.40	124.94
103	10.50	24.50	23.30	7.35	6.99	11.40	11.40	163.48
104	14.00	21.00	19.80	8.40	7.92	11.40	11.40	186.05

Fuente: Elaboración propia.

Momento Máximo por Tándem (Ubicación 105)

Aplicando el Teorema de Barrè, primero se determinara la posición de la resultante de la sobrecarga vehicular, ver Figura 40:

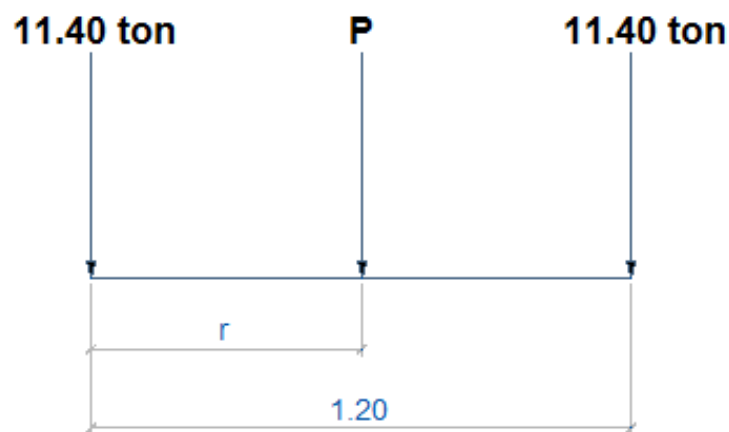


Figura 40: Ubicación de la resultante tándem. Fuente: Elaboración propia.

$$P = 2P_{Tandem} \quad \rightarrow \quad P = 22.80 \text{ ton}$$

$$r = \frac{l_{Tandem}}{2} \quad \rightarrow \quad r = 0.60 \text{ m}$$

La figura 41 muestra la posición de las cargas para obtener el momento máximo absoluto de

acuerdo al Teorema de Barrè, realizando sumatoria de momentos en B , se obtiene:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{z \cdot P}{L} \quad \rightarrow \quad R_A = 11.20 \text{ ton}$$

$$\sum M_{\text{en la carga a la izquierda del centro de luz}} = 0$$

$$M_{\text{m}\acute{a}\text{x.}} = x_1 \cdot R_A \quad \therefore \quad M_{\text{m}\acute{a}\text{x.}} = 192.72 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

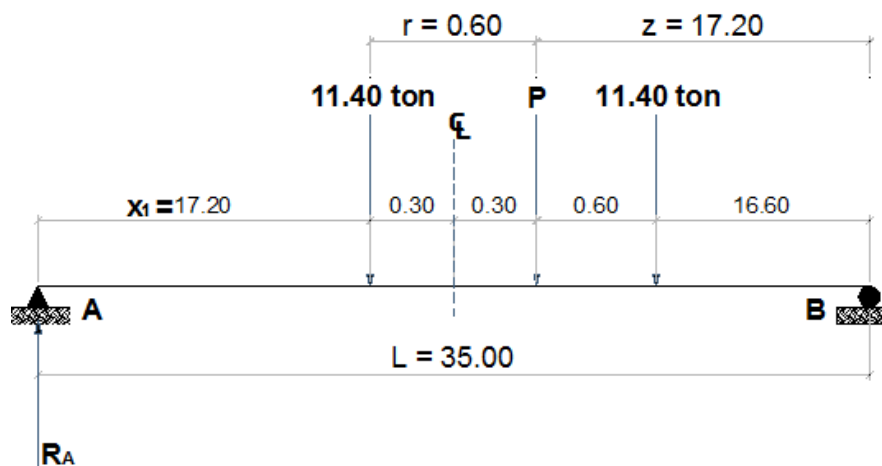


Figura 41: Máximo momento por tándem. Fuente: Elaboración propia.

a.3) Carga de Carril

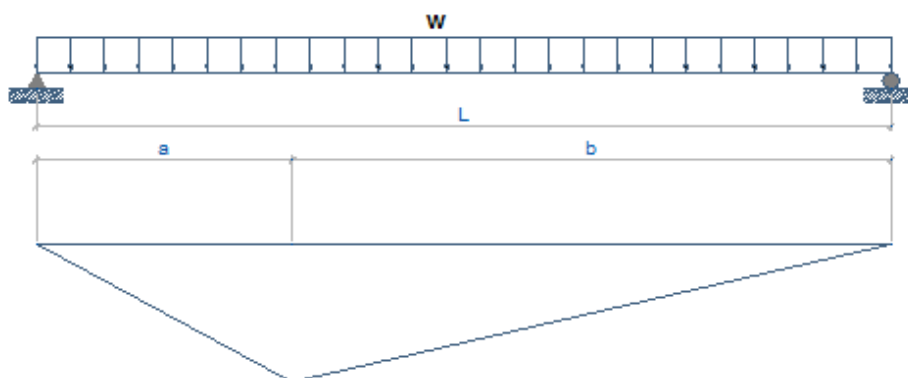


Figura 42: Línea de Influencia para momento por carga de carril. Fuente: Elaboración propia.

Siendo, $L = 35.00 \text{ m}$ $b = L - a$ $M_{L/10} = (w \cdot a \cdot b)/2$

Tabla 17:

Momento carril de diseño.

Ubicación	a (m)	b (m)	w (ton/m)	M (ton·m)
100	0.00	35.00	0.95	0.00
101	3.50	31.50	0.95	52.59
102	7.00	28.00	0.95	93.49
103	10.50	24.50	0.95	122.71
104	14.00	21.00	0.95	140.24

Fuente: Elaboración propia.

Momento Máximo por Carril de Diseño (Ubicación 105)

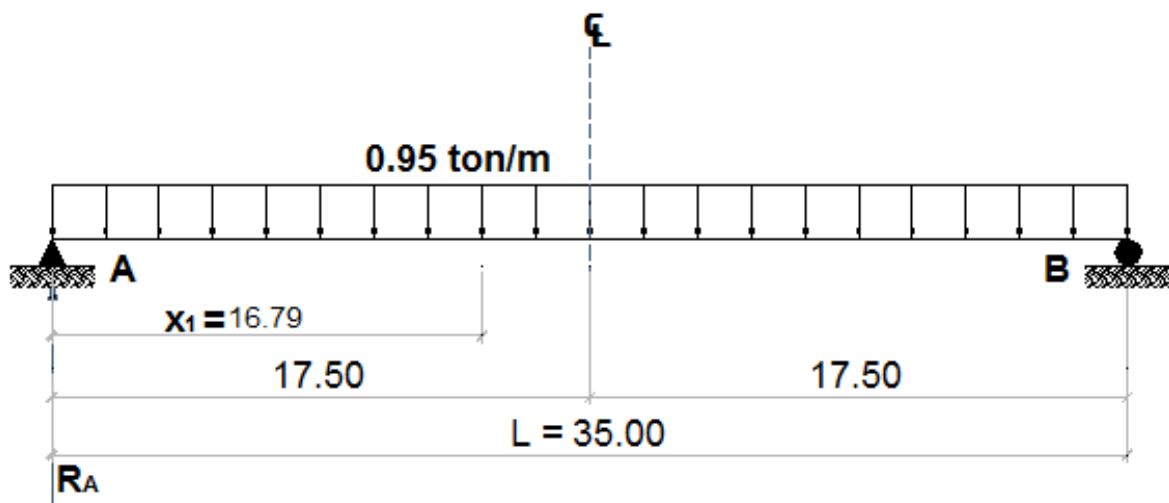


Figura 43: Máximo momento por carga de carril. Fuente: Elaboración propia.

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q \cdot L}{2}$$

→

$$R_A = 16.70 \text{ ton}$$

Momento en la posición:

$$x_1 = 16.79 \text{ m} \quad \sum M = 0$$

$$M_{\text{carril}} = x_1 \cdot R_A - \frac{q \cdot x_1^2}{2}$$

$$M_{\text{carril}} = 145.84 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

a.4) Carga de Fatiga

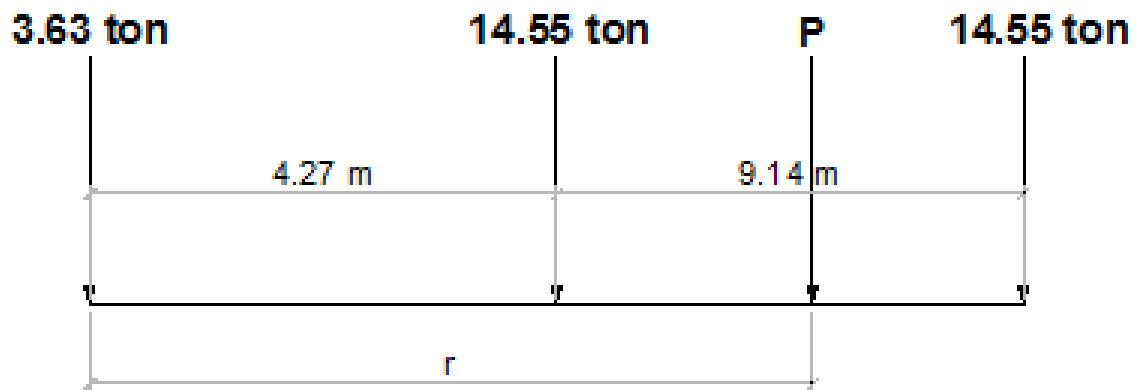


Figura 44: Ubicación de la resultante (fatiga). Fuente: Elaboración propia.

$$P = P_{eje_1} + P_{eje_2} + P_{eje_3}$$

$$P = 32.73 \text{ ton}$$

Con: $l_1 = 4.27 \text{ m}$ y $l_2 = 9.14 \text{ m}$

$$\sum M_{\text{en el tercer eje (derecha)}} = 0$$

$$r = \frac{P(l_1 + l_2) - P_{eje_1}(l_1 + l_2) - P_{eje_2}(l_2)}{P}$$

$$\rightarrow r = 7.86 \text{ m}$$

La figura 45 muestra la posición de las cargas para obtener el momento máximo absoluto de acuerdo al Teorema de Barrè, realizando sumatoria de momentos en B, se obtiene:

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A = \frac{z \cdot P}{L}$$

$$\rightarrow R_A = 14.69 \text{ ton}$$

$$\sum M_{\text{en la carga a la izquierda del centro de luz}} = 0$$

$$M_{\text{m}á\text{x.}} = x_1 \cdot R_A - l_1 \cdot P_{e_{j_1}}$$

$$M_{\text{m}á\text{x.}} = 215.16 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

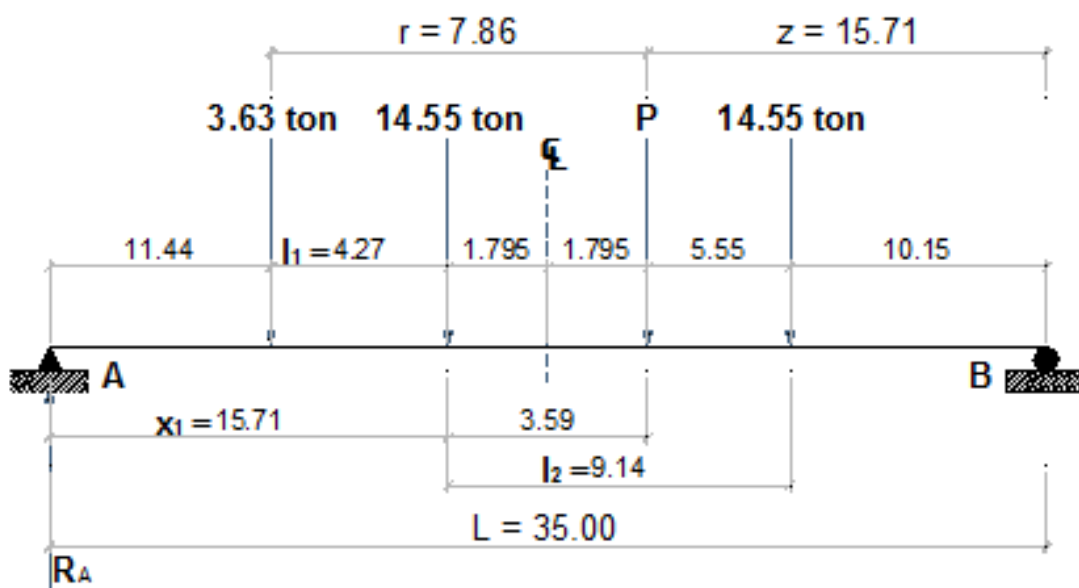


Figura 45: Momento máximo por camión de fatiga. Fuente: Elaboración propia.

b) Cortantes

b.1) Camión de Diseño

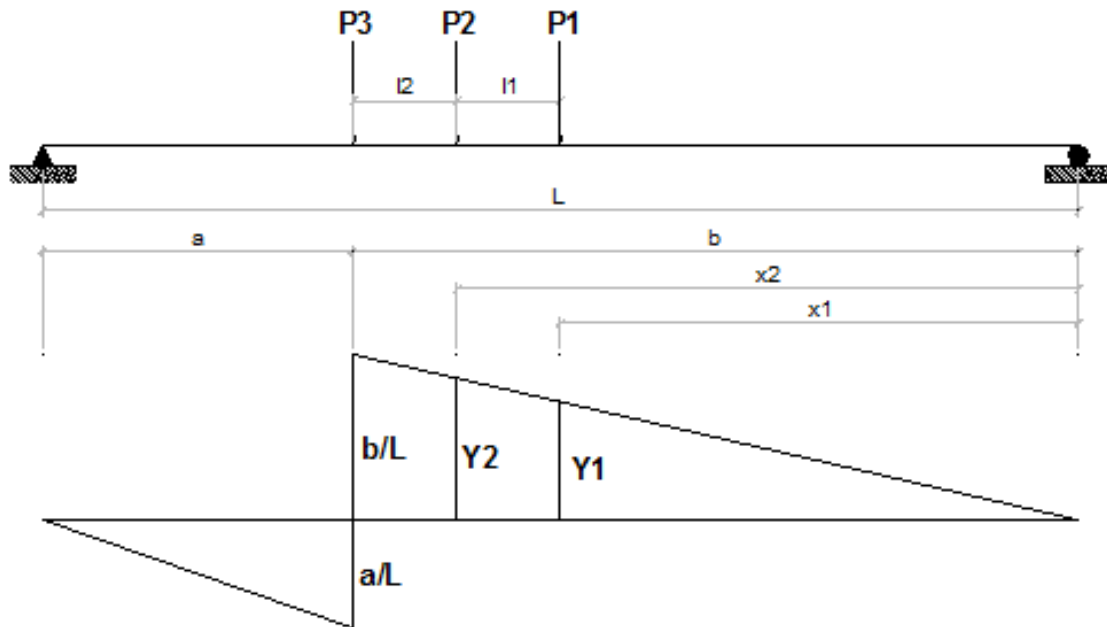


Figura 46: Línea de Influencia para cortante de camión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 18:

Cortante de camión de diseño.

Ubicación	a (m)	b (m)	x ₁ (m)	X ₂ (m)	a/L	b/L
100	0.00	35.00	26.46	30.73	0.00	1.00
101	3.50	31.50	22.96	27.23	0.10	0.90
102	7.00	28.00	19.46	23.73	0.20	0.80
103	10.50	24.50	15.96	20.23	0.30	0.70
104	14.00	21.00	12.46	16.73	0.40	0.60
105	17.50	17.50	8.96	13.23	0.50	0.50

Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Figura 46 se tiene:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$l_1 = 4.27 \text{ m}$$

$$l_2 = 4.27 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{(b/L) \cdot x_1}{b} \quad y_2 = \frac{(b/L) \cdot x_2}{b} \quad x_1 = b - (l_1 + l_2) \quad x_2 = b - l_2 \quad b = L - a$$

$$V_{L/10} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 \frac{b}{L}$$

Tabla 18:

Continuación de cortante de camión de diseño.

Ubicación	y_1	y_2	P_3 (ton)	P_2 (ton)	P_1 (ton)	V (ton)
100	0.76	0.88	14.55	14.55	3.63	30.07
101	0.66	0.78	14.55	14.55	3.63	26.80
102	0.56	0.68	14.55	14.55	3.63	23.52
103	0.46	0.58	14.55	14.55	3.63	20.25
104	0.36	0.48	14.55	14.55	3.63	16.98
105	0.26	0.38	14.55	14.55	3.63	13.70

Fuente: Elaboración propia.

b.2) Tándem de diseño

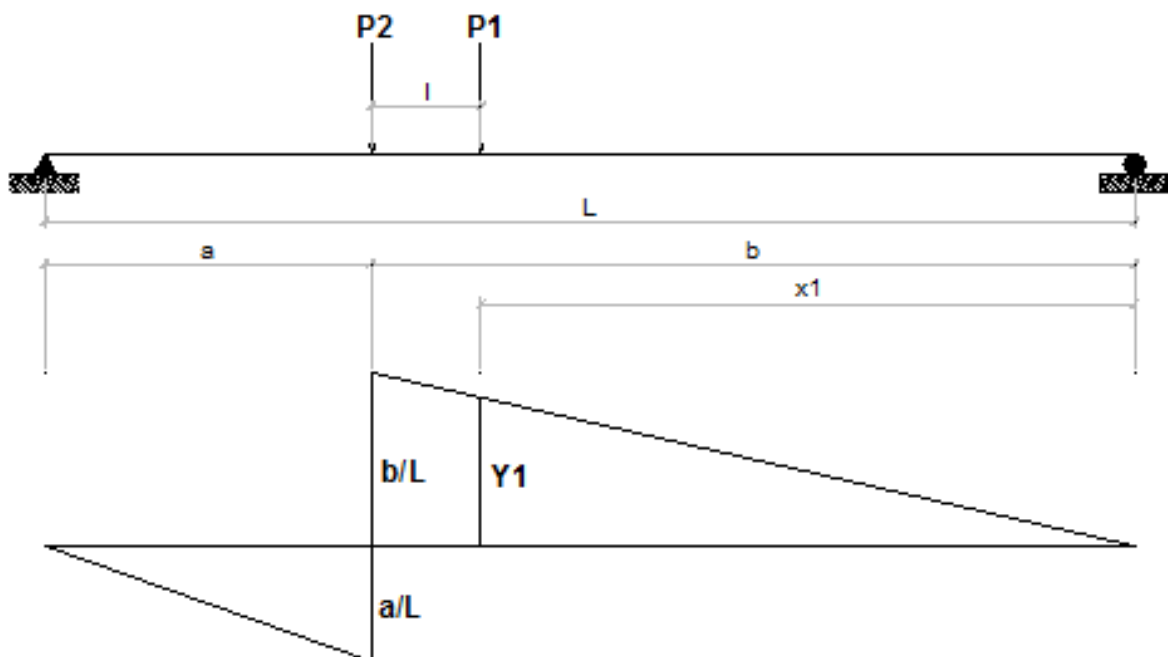


Figura 47: Línea de Influencia para cortante tándem. Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo a la Figura 47, se tiene:

$$y_1 = \frac{(b/L) \cdot x_1}{b} \qquad x_1 = b - l \qquad b = L - a$$

$$V_{L/10} = P_1 y_1 + P_2 \frac{b}{L}$$

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$l = 1.20 \text{ m}$$

Tabla 19:

Cortante de tándem de diseño.

Ubicación	L (m)	a (m)	b (m)	x₁ (m)	a/L	b/L
100	35.00	0.00	35.00	33.80	0.00	1.00
101	35.00	3.50	31.50	30.30	0.10	0.90
102	35.00	7.00	28.00	26.80	0.20	0.80
103	35.00	10.50	24.50	23.30	0.30	0.70
104	35.00	14.00	21.00	19.80	0.40	0.60
105	35.00	17.50	17.50	16.30	0.50	0.50

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 19:

Continuación de cortante de tándem de diseño.

Ubicación	y₁	P₂ (ton)	P₁ (ton)	V (ton)
100	0.97	11.40	11.40	22.41
101	0.87	11.40	11.40	20.13
102	0.77	11.40	11.40	17.85
103	0.67	11.40	11.40	15.57
104	0.57	11.40	11.40	13.29
105	0.47	11.40	11.40	11.01

Fuente: Elaboración propia.

b.3) Carga de Carril

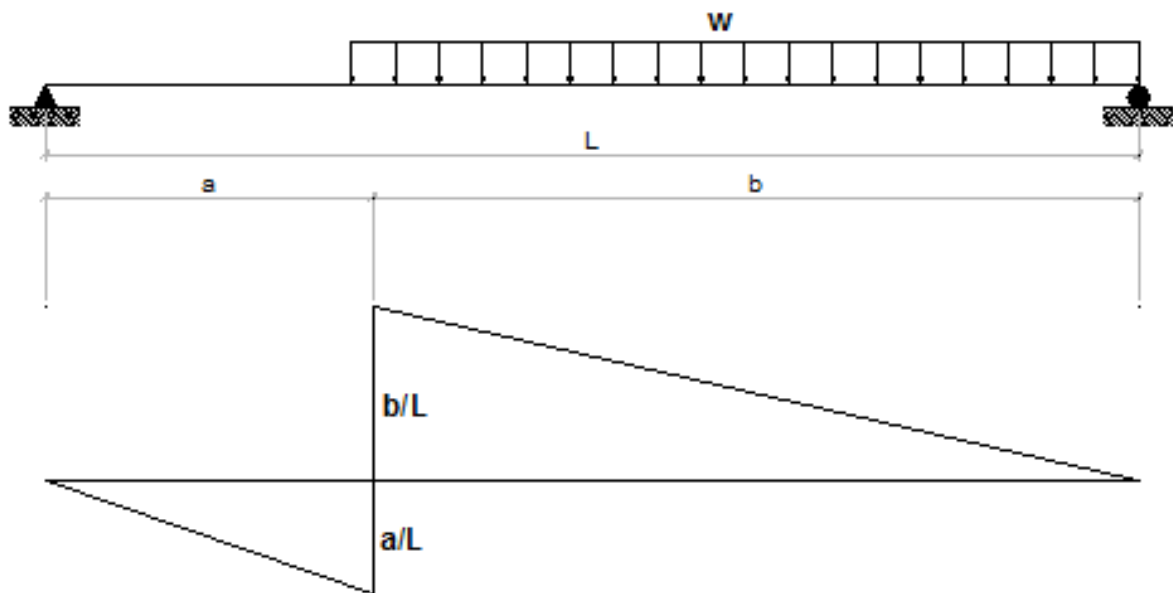


Figura 48: Línea de Influencia para cortante carga de carril. Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 48 se tiene:

$$b = L - a \quad V_{L/10} = \frac{w \cdot b/L \cdot b}{2} \quad L = 35.00 \text{ m}$$

Tabla 20:

Cortante de carril de diseño.

Ubicación	a (m)	b (m)	a/L	b/L	w(ton/m)	V (ton)
100	0.00	35.00	0.00	1.00	0.95	0.00
101	3.50	31.50	0.10	0.90	0.95	0.17
102	7.00	28.00	0.20	0.80	0.95	0.67
103	10.50	24.50	0.30	0.70	0.95	1.50
104	14.00	21.00	0.40	0.60	0.95	2.67
105	17.50	17.50	0.50	0.50	0.95	4.17

Fuente: Elaboración propia.

b.4) Carga de Fatiga

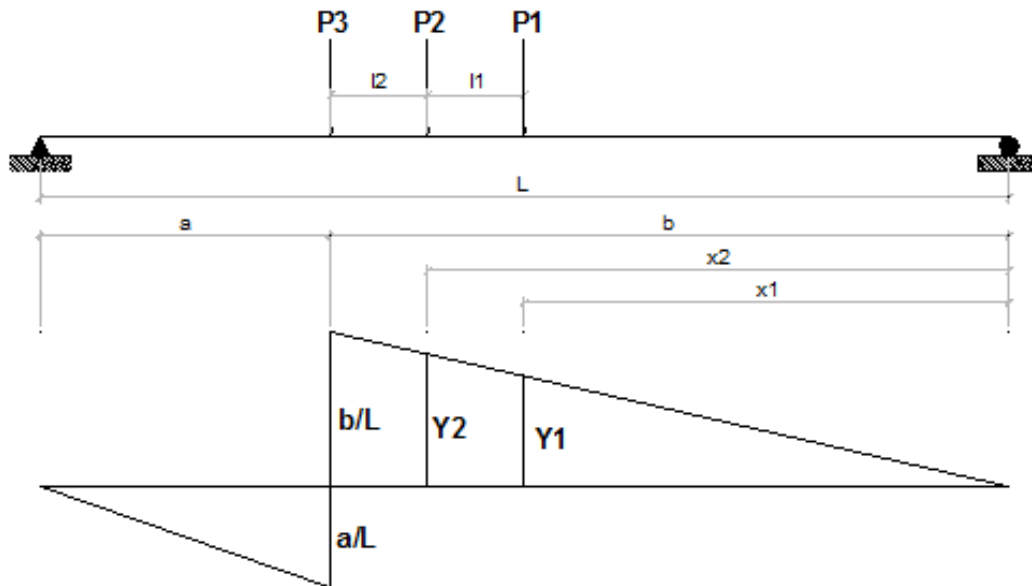


Figura 49: Línea de Influencia para cortante de camión. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 21:

Línea de influencia para cortante de camión de fatiga.

Ubicación	a (m)	b (m)	x_1 (m)	x_2 (m)	a/L	b/L
100	0.00	35.00	21.59	25.86	0.00	1.00
101	3.50	31.50	18.09	22.36	0.10	0.90
102	7.00	28.00	14.59	18.86	0.20	0.80
103	10.50	24.50	11.09	15.36	0.30	0.70
104	14.00	21.00	7.59	11.86	0.40	0.60
105	17.50	17.50	4.09	8.36	0.50	0.50

Fuente: Elaboración propia.

De la Figura 49 se tiene:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$l_1 = 4.27 \text{ m}$$

$$l_2 = 9.14 \text{ m}$$

$$V_{L/10} = P_1 y_1 + P_2 y_2 + P_3 \frac{b}{L}$$

$$y_1 = \frac{(b/L) \cdot x_1}{b} \quad y_2 = \frac{(b/L) \cdot x_2}{b} \quad x_1 = b - (l_1 + l_2) \quad x_2 = b - l_2 \quad b = L - a$$

Tabla 21:

Continuación de línea de influencia para cortante de fatiga.

Ubicación	y_1	y_2	P_3 (ton)	P_2 (ton)	P_1 (ton)	V (ton)
100	0.62	0.74	14.55	14.55	3.63	27.54
101	0.52	0.64	14.55	14.55	3.63	24.27
102	0.42	0.54	14.55	14.55	3.63	20.99
103	0.32	0.44	14.55	14.55	3.63	17.72
104	0.22	0.34	14.55	14.55	3.63	14.45
105	0.12	0.24	14.55	14.55	3.63	11.17

Fuente: Elaboración propia.

H. CALCULO DE LAS SOLICITACIONES DEBIDAS A OTRAS CARGAS

DC1

Viga Prefabricada:

$$w_{viga} = A_{viga} \cdot \gamma_c$$

Dónde:

$$A_{viga} = 0.77m^2$$

$$w_{viga} = 1.85 \text{ ton/m}$$

Ancas de Concreto:

Se colocaran ancas de concreto de un promedio de 1.07 m x 0.05 m por viga de concreto prefabricada.

$$b = 1.07 \text{ m} \qquad h = 0.05 \text{ m}$$

$$w_{Ancas} = b \cdot h \cdot \gamma_c$$

$$w_{Ancas} = 0.13 \text{ ton/m}$$

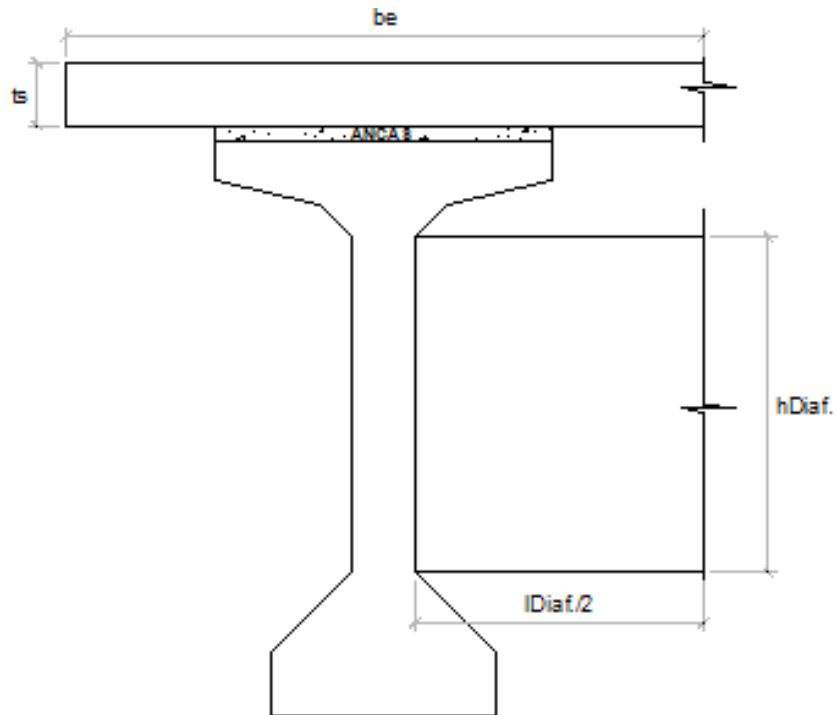


Figura 50: Sección Superestructura Viga Prefabricada. Fuente: Elaboración propia.

Tablero de Concreto:

Con: $b_e = 2.03 \text{ m} \qquad t_s = 0.20 \text{ m}$

$$w_{Tablero} = b_e \cdot t_s \cdot \gamma_c$$

$$w_{Tablero} = 0.97 \text{ ton/m}$$

Diafragmas:

Se colocaran cuatro diafragmas a lo largo de todo el tramo, uno en cada apoyo y en los tercios de la luz del puente, se tiene:

$$P_{Diaf.} = h_D \cdot b_D \cdot \frac{l_{Diaf.}}{2} \cdot \gamma_c$$

Siendo: $h_D = 1.10 \text{ m}$ $b_D = 0.30 \text{ m}$ $l_{Diaf.}/2 = 0.89 \text{ m}$

$$P_{Diaf.} = 0.70 \text{ ton}$$

DC2

Acera:

$$w_{Acera} = (A_1 + A_2 + A_3) \cdot \gamma_c$$

$$A_1 = 0.0025 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.12 \text{ m}^2$$

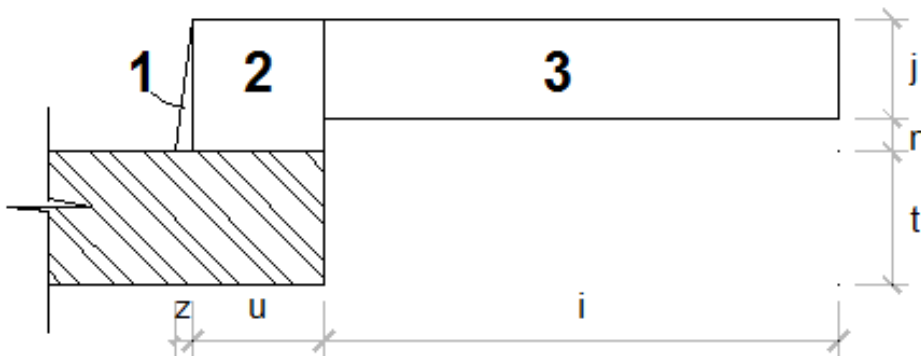


Figura 51: Esquema de sección de acera. Fuente: Elaboración propia.

$$w_{Acera} = 0.38 \text{ ton/m}$$

Baranda:

$$w_{Baranda} = 0.10 \text{ ton/m}$$

DW

Asfalto:

$$w_{asf.} = e \cdot \frac{w}{2} \cdot \gamma_{asf.}$$

Siendo: $e = 0.05 \text{ m}$ $\gamma_{asf.} = 2.25 \text{ ton/m}^3$ $w/2 = 1.80 \text{ m}$

$$w_{asf.} = 0.20 \text{ ton/m}$$

PL

Carga Peatonal:

$$w_{PL} = 0.37 \text{ ton/m}$$

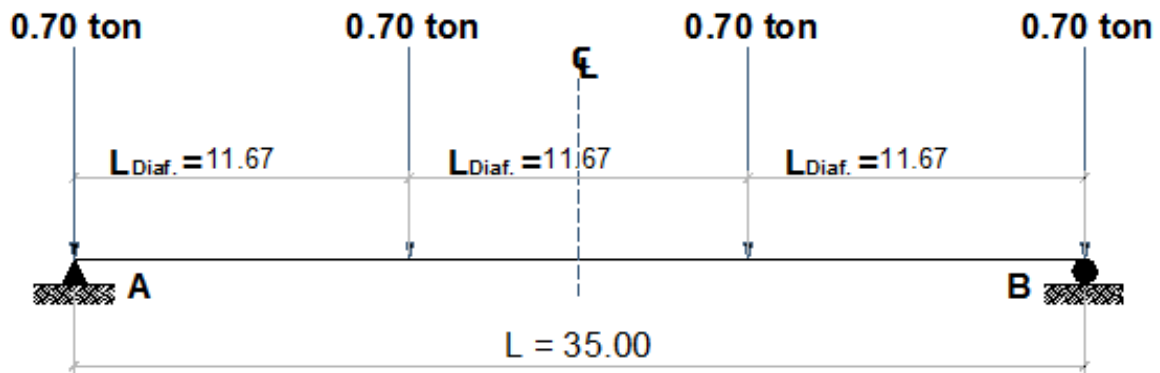


Figura 52: Carga puntual de diafragmas de concreto. Fuente: Elaboración propia.

$$w_{\text{Diaf.}} = \frac{\sum P_{\text{Diaf.}}}{L} \quad \rightarrow \quad w_{\text{Diaf.}} = 0.040 \text{ ton/m}$$

Los momentos y cortantes debido a una carga uniforme a cada 1/10 de la longitud del tramo (Tabla 23), se obtienen con:

$$V_x = w \left(\frac{L}{2} - x \right) = wL(0.5 - \xi) \quad \xi = \frac{x}{L}$$

$$M_x = \frac{w}{2} x(L - x) = 0.5wL^2(\xi - \xi^2) \quad w = 1.0 \text{ ton/m}$$

Los cortantes y momentos debidos a las diafragmas se encuentran a cada 1/10 del tramo

(Tabla 24).

Tabla 22:

Cortantes y momentos para $w = 1.0 \text{ ton/m}$.

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
V_x (ton)	17.50	14.00	10.50	7.00	3.50	0.00
M_x (ton·m)	0.00	55.13	98.00	128.63	147.00	153.13

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23:

Cortantes y momentos debidos a las cargas puntuales de las vigas diafragmas.

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
V_x (ton)	0.70	0.56	0.42	0.28	0.14	0.00
M_x (ton·m)	0.00	2.21	3.94	5.17	5.90	6.15

Fuente: Elaboración propia.

I. Investigar el Estado Limite de Servicio

1. Limitaciones para la Tensión en los Tendones de presforzado

$$f_{pu} = 18\,984 \text{ kg/cm}^2 \text{ strands de baja relajación} \quad (\text{Art. 5.9.3 AASHTO LRFD})$$

$$f_{py} = 17\,086 \text{ kg/cm}^2$$

Postensado

(Tabla 5.9.3-1 AASHTO LRFD)

Antes del acuanamiento

$$f_s = 0.90f_{py}$$

$$f_s = 15\,377 \text{ kg/cm}^2$$

En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acañamiento de los anclajes

$$(f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}) = 0.70 f_{pu}$$

$$(f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}) = 13\,289 \text{ kg/cm}^2$$

En el extremo de la zona de perdida por asentamiento inmediatamente después del acañamiento del anclaje

$$(f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}) = 0.74 f_{pu}$$

$$(f_{pt} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}) = 14\,048 \text{ kg/cm}^2$$

En estado límite de servicio después de las perdidas

$$f_{pe} = 0.80 f_{py}$$

$$f_{pe} = 13\,668 \text{ kg/cm}^2$$

2. Limitaciones para la Tensión en el Concreto Presforzado

$$f'_c$$

$$= 350 \text{ kg/cm}^2$$

(Art. 5.9.4 AASHTO LRFD)

$$f'_{ci} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

Iniciales (transferencia)

(Art. 5.9.4.1 AASHTO LRFD)

Fibra superior (tensiones de tracción)

$$f_{ti} = 0.25 \sqrt{f'_{ci}} \leq 1.38 \text{ MPa}$$

(S.I.)

(Tabla 5.9.4.1.2 – 1 AASHTO LRFD)

Resumen de las Solicitaciones de las Cargas

$$mg_M = 0.778 \quad mg_V = 0.778 \quad IM = 33\% \quad Diafragma = 0.70 \text{ ton} \quad DC1 = 2.95 \text{ ton/m} \quad DC2 = 0.48 \text{ ton/m} \quad DW = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$PL = 0.37 \text{ ton/m} \quad M_{(LL+IM)} = mg_M[(\text{máx. } M_{\text{camión}}, M_{\text{tándem}})IM + M_{\text{carril}}] \quad V_{(LL+IM)} = mg_V[(\text{máx. } V_{\text{camión}}, V_{\text{Tándem}})IM + V_{\text{carril}}]$$

Tabla 24:

Resumen de solicitudes de momento por servicio.

Solicitaciones	Tipo de Carga	Distancia desde el soporte					
		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
<u>Cargas de Servicio I</u>							
M_s (ton·m)	Peso propio de la viga	0.00	102.12	181.55	238.29	272.33	283.67
	DC1 (incl. Diaf.) solamente sobre la viga	0.00	165.00	293.33	384.99	439.99	458.32
	DC2 (acera y baranda) en sección compuesta	0.00	26.52	47.14	61.87	70.71	73.65
	DW en sección compuesta	0.00	11.16	19.85	26.05	29.77	31.01
	mg_M (LL+IM)	0.00	137.92	243.05	315.39	354.94	370.02
	PL	0.00	20.23	35.97	47.21	53.95	56.20

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 25:

Resumen de solicitaciones de cortante por servicio.

Solicitaciones	Tipo de Carga	Distancia desde el soporte					
		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
<u>Cargas de Servicio I</u>							
V_s (ton)	DC1 (incl. Diaf.) solamente sobre la viga	52.38	41.90	31.43	20.95	10.48	0.00
	DC2 (acera y baranda) en sección compuesta	8.42	6.73	5.05	3.37	1.68	0.00
	DW en sección compuesta	3.54	2.84	2.13	1.42	0.71	0.00
	mg_v (LL+IM)	44.09	38.24	32.64	27.31	22.24	17.42
	PL	6.42	5.14	3.85	2.57	1.28	0.00

Tabla 26:

Solicitaciones de cortante y momento por resistencia.

Solicitaciones	Tipo de Carga	Distancia desde el soporte					
		0.0L	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
<u>Cargas de Resistencia I</u>							
M_u (ton·m)	η (1.25DC+1.50DW+1.75 (LL+IM)+1.75PL)	0.00	532.90	943.63	1232.19	1398.58	1457.36
V_u (ton)	η (1.25DC+1.50DW+1.75 (LL+IM)+1.75PL)	169.71	140.96	112.66	84.81	57.42	30.49

Fuente: Elaboración propia.

$$f_{ti} = 0.80\sqrt{f'_{ci}} \leq 14 \text{ kg/cm}^2 \quad (M.K.S)$$

$$f_{ti} = 13.97 \text{ kg/cm}^2 \leq 14 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior (tensiones de compresión) (Art. 5.9.4.1.1 AASHTO LRFD)

$$f_{ci} = -0.60f'_{ci} \text{ (MPa)}$$

$$f_{ci} = -18.30 \text{ MPa}$$

$$f_{ci} = -183 \text{ kg/cm}^2$$

Aplicados (en servicio) (Art. 5.9.4.2 AASHTO LRFD)

Fibra superior (tensiones de compresión): (Art. 5.9.4.2.1 AASHTO LRFD)

Caso I: presforzado + cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.45f'_c \quad (\text{Tabla 5.9.4.2.1 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$f_{cs} = -15.75 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = -158 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio I}$$

Caso II: sobrecarga y semisuma de presforzado + cargas permanentes

$$f_{cs} = -0.40f'_c \quad (\text{Tabla 5.9.4.2.1 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$f_{cs} = -14.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = -140 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio I}$$

Fibra inferior (tensiones de tracción): (Art. 5.9.4.2.2 AASHTO LRFD)

$$f_{cs} = 0.50\sqrt{f'_c} \quad (\text{Tabla 5.9.4.2.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$f_{cs} = 2.96 \text{ MPa}$$

$$f_{cs} = 29.58 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Servicio III}$$

3. Preliminar Selección de Tendones de Presforzado

Estará controlada por las tensiones en el concreto entre las cargas del estado límite de servicio o por la resistencia de la sección bajo cargas factoradas. Para las cargas en la condición final, las propiedades de la sección compuesta son necesarias. Para transformar el tablero de concreto vaciado in situ en una viga de concreto equivalente, la relación modular es incluido como:

$$n_c = \sqrt{\frac{f'_{c\text{tablero}}}{f'_{c\text{viga}}}}$$

$$\text{Siendo:} \quad f'_{c\text{tablero}} = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_{c\text{viga}} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_c = 0.89$$

a) Propiedades de la Sección de Prueba

a.1) Propiedades de la Viga Prefabricada

Tomando como referencia para el cálculo de y el ala superior.

$$y_1 = \frac{D2}{2} \quad y_2 = D2 + \frac{D1 - D2 - D6}{2} \quad y_3 = D1 - D6 + \frac{D6}{2} \quad y_4 = D2 + \frac{D3}{2}$$

$$y_5 = D2 + \frac{D3}{2} \quad y_6 = D2 + D3 + \frac{D4}{3} \quad y_7 = D1 - D6 - D5 + \frac{2}{3}D5$$

$$I_{0(1)} = \frac{B1(D2)^3}{12} \quad I_{0(2)} = \frac{B3(D1 - D2 - D6)^3}{12} \quad I_{0(3)} = \frac{B2(D6)^3}{12} \quad I_{0(4)} = \frac{B4(D3)^3}{12}$$

$$I_{0(5)} = \frac{B5(D3)^3}{36} \quad I_{0(6)} = \frac{B4(D4)^3}{36} \quad I_{0(7)} = \frac{B6(D5)^3}{36}$$

$$D1 = 186.00 \text{ cm}$$

$$D2 = 13.00 \text{ cm}$$

$$D3 = 8.00 \text{ cm}$$

$$D4 = 10.00 \text{ cm}$$

$$D5 = 25.00 \text{ cm}$$

$$D6 = 20.00 \text{ cm}$$

$$D7 = 110.00 \text{ cm}$$

$$B1 = 107.00 \text{ cm}$$

$$B2 = 71.00 \text{ cm}$$

$$B3 = 25.00 \text{ cm}$$

$$B4 = 10.00 \text{ cm}$$

$$B5 = 31.00 \text{ cm}$$

$$B6 = 23.00 \text{ cm}$$

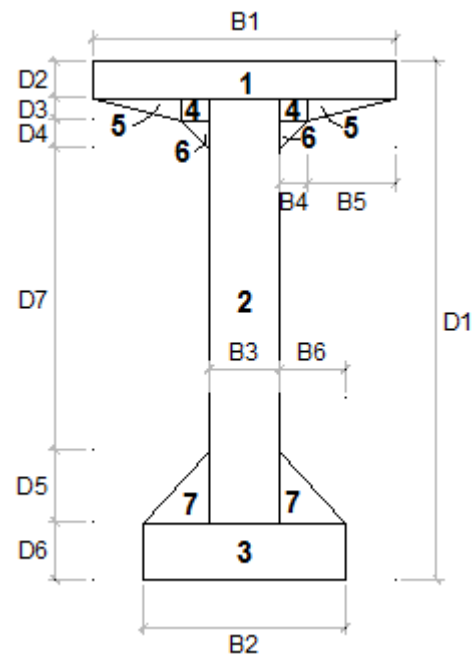


Figura 53: Sección de Viga Fuente: Elaboración propia.

$$y_{tg} = \bar{y} = \frac{\sum Ay}{\sum A}$$

$$y_{bg} = D1 - y_{tg}$$

$$y_{tg} = 90.81 \text{ cm}$$

$$y_{bg} = 95.19 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_g = \sum A(y - \bar{y})^2 + \sum I_0$$

$$I_g = 33\,034\,313 \text{ cm}^4$$

Tabla 27:

Propiedades de viga prefabricada.

Componente	A (cm ²)	y (cm)	Ay (cm ³)	y - \bar{y}	A(y - \bar{y}) ²	I ₀ (cm ⁴)
1 (B1xD2)	1391	6.50	9042	84.31	9888494	19590
2 (B3x(D1-D2-D6))	3825	89.50	342338	1.31	6608	7461619
3 (B2xD6)	1420	176.00	249920	85.19	10304364	47333
4 (B4xD3)	160	17.00	2720	73.81	871769	853
5 (B5xD3/2)	248	15.67	3885	75.15	1400499	882
6 (B4xD4/2)	100	24.33	2433	66.48	441973	556
7 (B6xD5/2)	575	157.67	90658	66.85	2569808	19965
Σ	7719		700996		25483516	7550798

Fuente: Elaboración propia.

Módulos de Sección:

Superior de la VigaInferior de la Viga

$$S_{tg} = \frac{I_g}{y_{tg}}$$

$$S_{bg} = \frac{I_g}{y_{bg}}$$

$$S_{tg} = 363\,756.52\text{cm}^3$$

$$S_{bg} = 347\,051.42\text{cm}^3$$

a.2) Propiedades de la Sección Compuesta

Tomando como referencia para el cálculo de y el tablero superior.

$$y_{\text{tablero}} = t_s/2$$

$$y_{\text{ancas}} = t_s + h/2$$

$$y_{\text{viga}} = t_s + h + y_{tg}$$

$$I_{0(\text{tablero})} = \frac{n_c \cdot b_e (t_s^3)}{12}$$

$$I_{0(\text{ancas})} = \frac{n_c \cdot b (h^3)}{12}$$

Siendo:

$$t_s = 20 \text{ cm}$$

$$b_e = 203 \text{ cm}$$

$$b = 107 \text{ cm}$$

$$h = 5 \text{ cm}$$

$$n_c \cdot b_e = 181.12 \text{ cm}$$

$$n_c \cdot b = 95.70 \text{ cm}$$

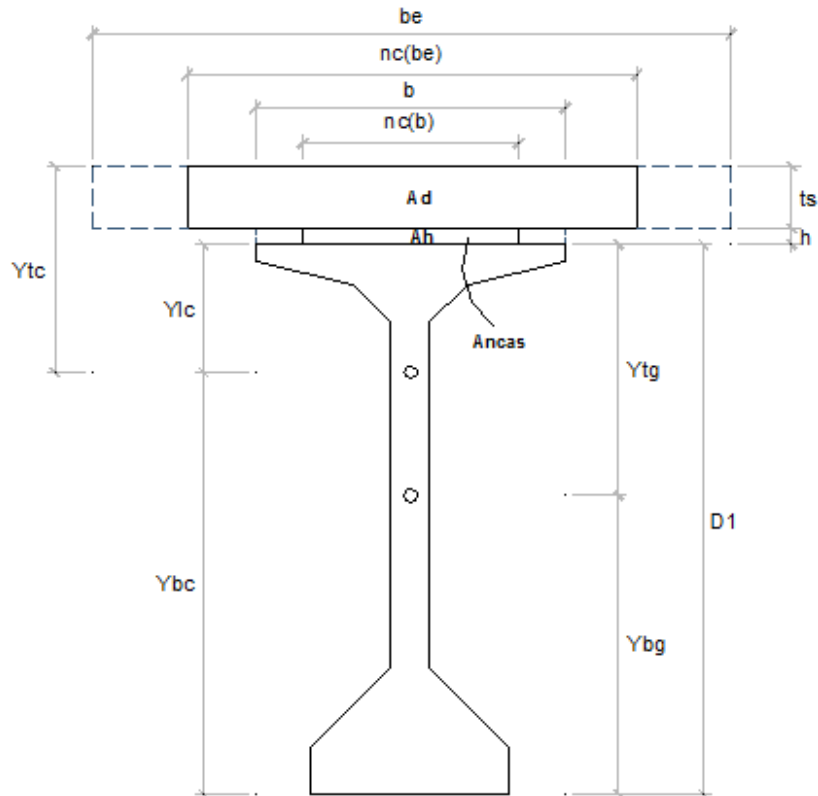


Figura 54: Sección compuesta. Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 028:

Propiedades de la sección compuesta.

Componente	A (cm ²)	y (cm)	Ay (cm ³)	y - \bar{y}	A(y - \bar{y}) ²	I ₀ (cm ⁴)
Tablero ($n_c \cdot b_e \times t_s$)	3622	10	36224	69.61	17551644	120748
Ancas ($n_c \cdot b \times h$)	479	22.50	10767	57.11	1560602	997
Viga Prefabricada	7719	115.81	893971	36.21	10118862	33034313
Σ	11820		940962		29231107	33156058

Fuente: Elaboración propia.

$$y_{tc} = \bar{y} = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A}$$

$$y_{bc} = D1 + t_s + h - y_{tc}$$

$$y_{ic} = D1 - y_{bc}$$

$$y_{tc} = 79.61 \text{ cm}$$

$$y_{bc} = 131.39 \text{ cm}$$

$$y_{ic} = 54.61 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_c = \sum A(y - \bar{y})^2 + \sum I_0$$

$$I_c = 62\,387\,165 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

Superior del Tablero

Inferior de la Viga

Superior de la Viga

$$S_{tc} = \frac{I_c}{y_{tc}}$$

$$S_{bc} = \frac{I_c}{y_{bc}}$$

$$S_{ic} = \frac{I_c}{y_{ic}}$$

$$S_{tc} = 783\,680 \text{ cm}^3$$

$$S_{bc} = 474\,817 \text{ cm}^3$$

$$S_{ic} = 1\,142\,456 \text{ cm}^3$$

b) Análisis Preliminar en el Centro del Tramo

El mínimo valor de la fuerza de presforzado F_f para asegurar que la tracción en la fibra inferior no exceda el límite de f_{ts} en la sección compuesta bajo la condición final de servicio se puede expresar como:

$$f_{bg} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_g}{S_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{bg}} + \frac{M_{da} + M_L}{S_{bc}} \leq f_{ts}$$

Dónde:

M_{dg} = momento debido solamente al peso de la viga

$$M_{dg} = 28\,367\,325 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

M_{ds} = momento debido a la carga muerta del concreto fresco + diafragma

$$M_{ds} = M_{DC1} - M_{viga}$$

$$M_{ds} = 17\,464\,913 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

M_{da} = momento debido a la carga muerta adicional después que el concreto ha endurecido

$$M_{da} = M_{DC2} + M_{DW}$$

$$M_{da} = 10\,466\,094 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

M_L = momento debido a la carga viva + impacto y la sobrecarga peatonal (Servicio III)

$$M_L = 0.80M_{mGM(LL+IM)} + 0.80M_{PL}$$

$$M_L = 34\,097\,515 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

e_g = distancia desde el centro de gravedad de la viga al centroide del strand de presforzado

$$e_g = y_{bg} - \bar{y}_{ps} \qquad \bar{y}_{ps} = 10\%D1$$

$$e_g = 76.59 \text{ cm} \qquad \bar{y}_{ps} = 18.60 \text{ cm}$$

$$f_{ts} = 29.58 \text{ kg/cm}^2$$

Equiparando los cálculos estimados de las tensiones de tracción a la tensión límite para determinar la fuerza de presforzado:

$$F_f \geq \frac{\frac{M_{dg}+M_{ds}}{S_{bg}} + \frac{M_{da}+M_L}{S_{bc}} - f_{ts}}{\frac{S_{bg}+A_g e_g}{A_g S_{bg}}}$$

$$F_f = 560\,598 \text{ kg}$$

$$F_f = 560.60 \text{ ton}$$

Asumiendo que las tensiones en el strand después de todas las pérdidas es:

$$0.6f_{pu} = 11\,390 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{ps} \geq \frac{F_f}{0.6f_{pu}} \quad \rightarrow \quad A_{ps} = 49.22 \text{ cm}^2$$

De acuerdo con Collins y Mitchell (1991), en orden de satisfacer los requerimientos de resistencia (Resistencia I), la siguiente expresión aproximada se puede usar:

$$\phi M_n = \phi(0.95f_{pu}A_{ps} + f_yA_s)(0.9h) \geq M_u$$

Dónde:

$$\phi = 1.0$$

h = peralte total de la sección compuesta

$$h = 211.00 \text{ cm}$$

M_u = momento factorado de Resistencia I

$$M_u = 145\,736\,423 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$A_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi 0.95f_{pu}(0.9h)}$$

$$A_{ps} \geq 42.55 \text{ cm}^2 < 49.22 \text{ cm}^2$$

El estado límite de resistencia no es probablemente crítico.

Numero de strands de $\emptyset \frac{1}{2}$ ":

$$A_{strand} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ}_{strands} = \frac{A_{ps}}{A_{strand}} \rightarrow N^{\circ}_{strands} = 50$$

Probar 55 strands de $\varnothing 1/2''$; $A_{ps} = N^{\circ}_{strands}A_{strand}$

Con 55 strands, $A_{ps} = 54.29 \text{ cm}^2$

El número de strands así obtenidos deberán agruparse en tendones de manera que las vainas que las contengan cumplan el requisito del Art. 5.4.6 AASHTO LRFD:

$$\varnothing_{vaina} \leq 0.4 \text{ veces el menor espesor de concreto en la vaina}$$

El menor espesor de concreto es $B3 = 25 \text{ cm}$, por lo tanto el diámetro de la vaina debe ser menor que:

$$\varnothing_{vaina} \leq 10 \text{ cm}$$

Tabla 29:

Dimensiones de Anclaje de Tensión VSL Tipo EC.

Tendones	Strands	A (cm)	ØF (cm)	ØG (cm)	X (cm)	X_R (cm)
1	7	16.51	6.35	22.86	24.13	17.07
4	12	22.56	7.95	29.85	31.75	20.88
5	55					

Fuente: VSL Multistrand Systems *Strand and Tendon Properties* (s.f.).

Se adoptara los tendones comerciales *Multistrand Postensado VSL Tipo EC* (strand tipo 1/2 pulgada). En la Tabla 29 se dan algunos datos de los *Anclajes de Tensión Tipo EC* de las dimensiones de la vaina, de los tendones y de los anclajes que son proporcionados por la empresa VSL:

Se considerara un recubrimiento de 5 cm de acuerdo con la Tabla 5.12.3 – 1 AASHTO LRFD.

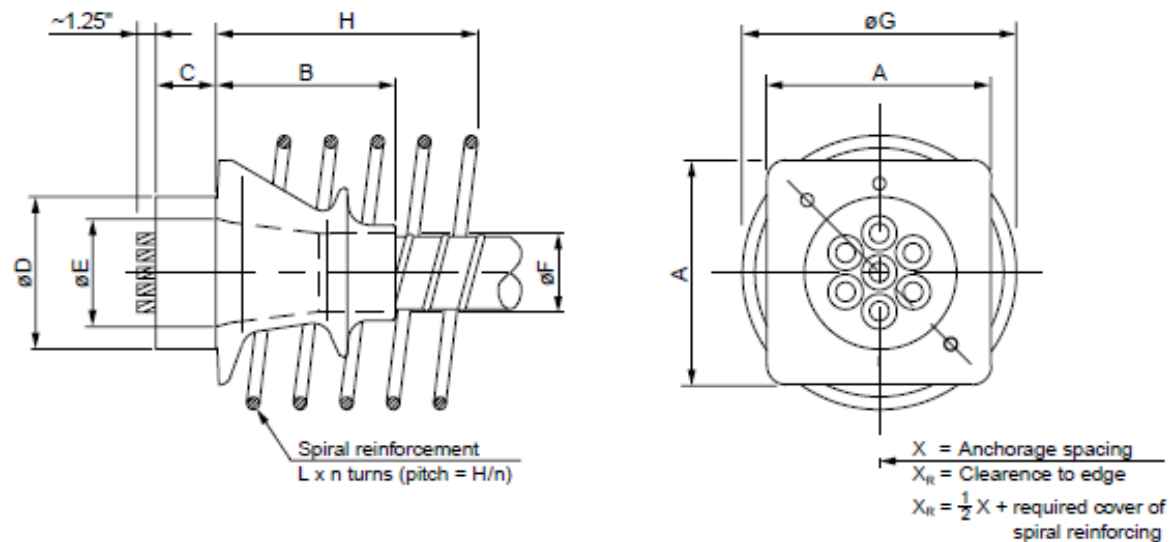


Figura 55: Anclaje de Tensión VSL Tipo EC. Fuente: VSL Multistrand Systems Strand and Tendon Properties (s.f.).

Los anclajes tensionados deberán cumplir los requisitos establecidos en el Art. 5.10.9.6.1 AASHTO LRFD sobre distancias con respecto al borde de la estructura.

$$X_{R12} = 20.88 \text{ cm} \geq 1.5A_{12} = 33.83 \text{ cm} \quad (\text{Art. 5 .10.9.6.1 AASHTO LRFD})$$

Siendo X_{R12} la distancia del centro de gravedad del tendón con respecto al borde de la estructura especificado por el proveedor del anclaje. A_{12} es la dimensión de una de las caras de la placa de anclaje para un tendón de 12 strands.

$$\therefore X_{R12} = 33.83 \text{ cm}$$

Como:

$$\phi F = 7.95 \text{ cm} < 0.4 \cdot B3 = 10 \text{ cm} \quad OK$$

Estos 55 strands, tensionados al máximo esfuerzo admisible, resisten la siguiente fuerza:

Para tendones de 7 strands

no.strands = 7 strands

Para tendones de 12 strands

no.strands = 48 strands

$$F_{i_{\text{tendón de } 7}} = n_{o.\text{strands}} A_{\text{strand}} f_{pi}$$

$$F_i = 88\,894 \text{ kg}$$

Cada tendón ejerce una fuerza igual a:

$$n_{o.\text{tendones}} = 1 \text{ tendón}$$

$$F_{\text{tendón}} = \frac{F_i}{n_{o.\text{tendones}}}$$

$$F_{\text{tendón}} = 88\,894 \text{ kg}$$

$$F_{\text{tendón}} = 88.89 \text{ ton}$$

$$F_{i_{\text{tendón de } 12}} = n_{o.\text{strands}} A_{\text{strand}} f_{pi}$$

$$F_i = 609\,562 \text{ kg}$$

Cada tendón ejerce una fuerza igual a:

$$n_{o.\text{tendones}} = 4 \text{ tendones}$$

$$F_{\text{tendón}} = \frac{F_i}{n_{o.\text{tendones}}}$$

$$F_{\text{tendón}} = 152\,390 \text{ kg}$$

$$F_{\text{tendón}} = 152.39 \text{ ton}$$

Por lo que la fuerza, F_i , de los 5 tendones será:

$$F_i = 698\,456 \text{ kg}$$

$$F_i = 698.46 \text{ ton}$$

c) Ecuación de los Tendones de Tensionamiento

La ecuación que describe la posición de cada tendón de tensionamiento es una parábola de la forma:

$$y = kx^2$$

El vértice de la parábola se localiza en el centro de luz y en consecuencia, x se mide a partir del centro de luz, y se mide desde la fibra inferior de la viga al centroide del acero de tensionamiento.

La constante k se determina a partir de los puntos conocidos de la trayectoria de la parábola.

$$k = \frac{y}{x^2}$$

Teniendo en cuenta la excentricidad la ecuación de la parábola es de la forma:

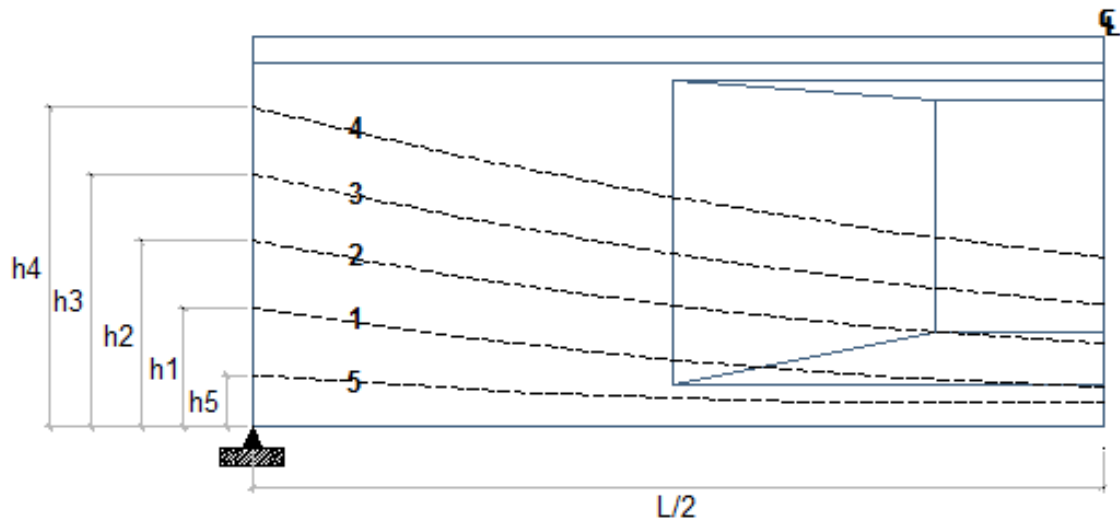


Figura 56: Posición de los tendones sobre la zona de anclaje. Fuente: Elaboración propia.

Los tendones se numeran de acuerdo al orden en que son tensionados. La posición vertical (h_n) de los tendones sobre la zona de anclaje se tuvo en cuenta los espaciamientos entre anclajes X y X_R recomendados por el fabricante.

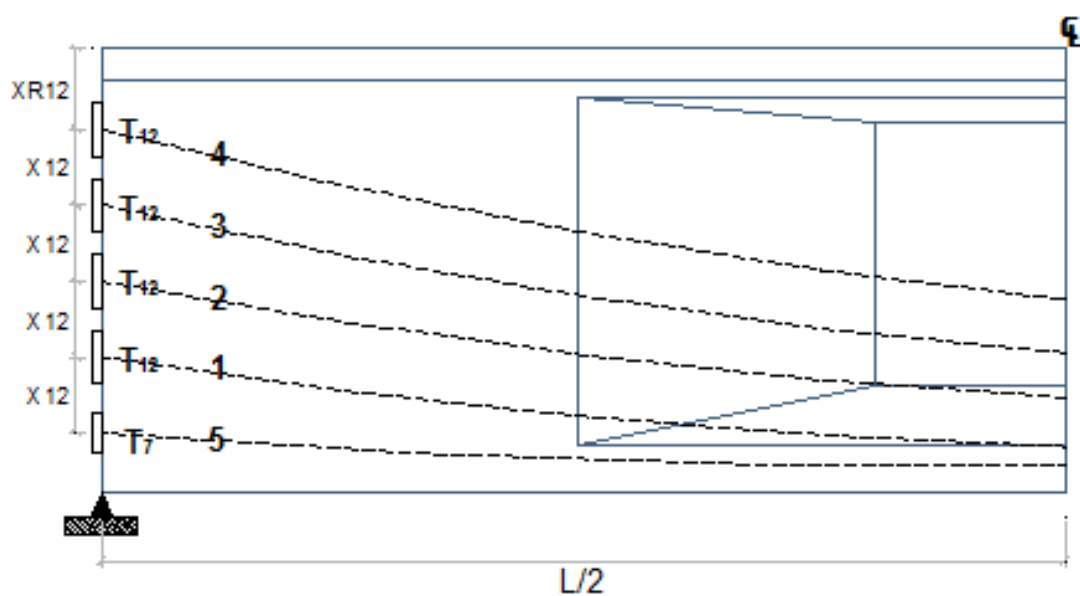


Figura 57: Espaciamiento entre tendones. Fuente: Elaboración propia.

Asimismo, en el centro del tramo, para la determinación de la separación entre C. G. de los tendones y la fibra inferior de la viga se tuvo en cuenta las siguientes consideraciones establecidos en el Art. 5.10.3.3 AASHTO LRFD:

Mínima separación de los tendones y vainas de presforzado

Mínima distancia libre horizontal entre vainas (s_h) deberá ser

$$s_h \geq 3.80 \text{ cm}$$

$$s_h \geq 1.33 T.M.A.$$

Se considerara el T.M.A. igual a $\frac{1}{2}$ " por lo que, $1.33T.M.A. = 1.69 \text{ cm}$

mínima distancia libre vertical entre paquete de vainas (s_v) deberá ser

$$s_h \geq 3.80 \text{ cm}$$

$$s_h \geq 1.33 T.M.A.$$

Armadura pasiva en el centro de luz

$$\phi_{1/2"} = 1.27 \text{ cm}$$

$$\phi_{2/8"} = 0.953 \text{ cm}$$

Recubrimiento

(Tabla 5.12.3-1 AASHTO LRFD)

$$r = 5.00 \text{ cm}$$

Asumiendo una preliminar disposición de los tendones de presfuerzo se tiene lo mostrado en la Figura 58. Verificando separación horizontal entre tendones de presforzado, se tiene:

$$s_h = \frac{B2 - (2\phi_{1/2"} + 2\phi_{3/8"} + 2r + no_{\cdot}tendones_{12} \phi_{F_{12}} + no_{\cdot}tendones_7 \phi_{F_7})}{no_{\cdot}tendones - 1}$$

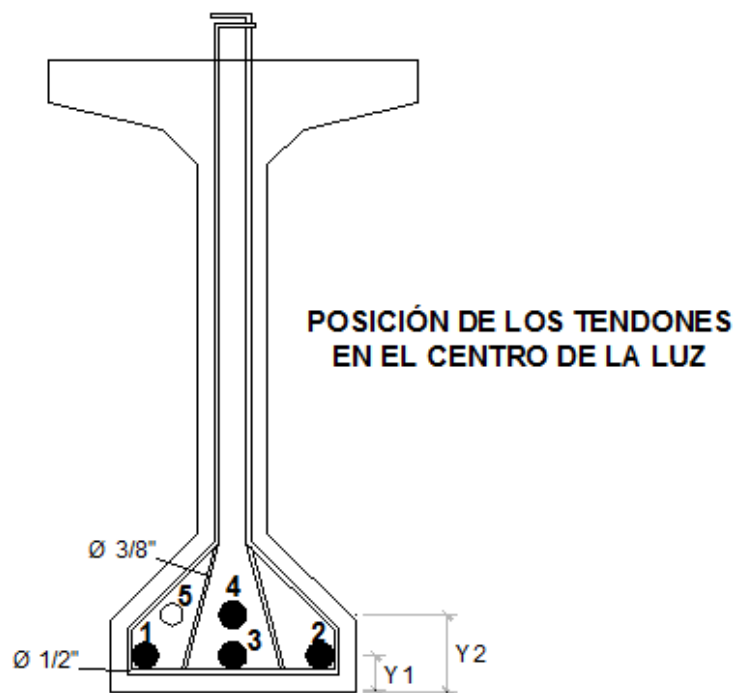


Figura 58: Posición de los tendones en el centro de luz. Fuente: Elaboración propia.

Con, $B_2 = 71 \text{ cm}$

$$s_h = 4.60 \text{ cm} > 3.80 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

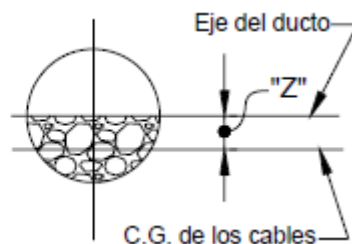
Para este caso se considerara colocar los tendones de 12 strands en dos capas, colocándose el tendón de 7 strands en la parte superior, con la separación vertical de 3.80 cm mínima necesaria, con lo que se tendrán las siguientes distancias entre la fibra inferior y el C.G. del acero de presfuerzo:

$$y_1 = r + \phi_{1/2"} + \frac{\phi F_{12}}{2} + z \quad \quad y_2 = r + \phi_{1/2"} + \phi F_{12} + s_v + \frac{\phi F_{12}}{2} + z$$

El valor de z se determina de acuerdo al Art. 5.9.1.6 AASHTO LRFD.

Tamaño de la vaina (mm)	Z (mm)
≤ 75 DE	12
> 75 DE a 100	20
más de 100	25

DE = diámetro externo



Como:

$$\phi F_{12} = 7.95 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$z = 2 \text{ cm}$$

Por lo que se tiene:

$$y_1 = 12.25 \text{ cm}$$

$$y_1 = 0.12 \text{ m}$$

c.1) Ecuación del Tendón 1

Siendo: $x = L/2 = 17.50 \text{ m}$

$$y_1 = k_1 x^2$$

$$k_1 = \bar{y}/x^2$$

$$h_1 = D1 - X_{R12} - 3X_{12}$$

$$k_1 = 0.0014587$$

Como:

$$\phi F_{12} = 7.95 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

$$z = 2 \text{ cm}$$

$$y_2 = 24.00 \text{ cm}$$

$$y_2 = 0.24 \text{ m}$$

$$k_1 = (h_1 - y_1)/(L/2)^2$$

$$h_1 = 0.57 \text{ m}$$

$$\therefore y_1 = 0.0014587x^2 + 0.12$$

c.2) Ecuación del Tendón 2

$$y_2 = k_2 x^2$$

$$k_2 = \bar{y}/x^2$$

$$h_2 = D1 - X_{R12} - 2X_{12}$$

$$k_2 = (h_2 - y_1)/(L/2)^2$$

$$h_1 = 0.89 \text{ m}$$

$$k_2 = 0.0024954$$

$$\therefore y_2 = 0.0024954x^2 + 0.12$$

c.3) Ecuación del Tendón 3

$$y_3 = k_3x^2$$

$$k_3 = \bar{y}/x^2$$

$$k_3 = (h_3 - y_2)/(L/2)^2$$

$$h_3 = D1 - X_{R12} - X_{12}$$

$$h_3 = 1.20 \text{ m}$$

$$k_3 = 0.0035322$$

$$\therefore y_3 = 0.0035322x^2 + 0.12$$

c.4) Ecuación del Tendón 4

$$y_4 = k_4x^2$$

$$k_4 = \bar{y}/x^2$$

$$k_4 = (h_4 - y_2)/(L/2)^2$$

$$h_4 = D1 - X_{R12}$$

$$h_4 = 1.52 \text{ m}$$

$$k_4 = 0.0041852$$

$$\therefore y_4 = 0.0041852x^2 + 0.24$$

c.5) Ecuación del Tendón 5

$$y_5 = k_5x^2$$

$$k_5 = \bar{y}/x^2$$

$$k_5 = (h_5 - y_1)/(L/2)^2$$

$$h_5 = D1 - X_{R12} - 4X_{12}$$

$$h_5 = 0.25 \text{ m}$$

$$k_5 = 0.0000383$$

$$\therefore y_5 = 0.0000383x^2 + 0.24$$

Tabla 30:

Ordenadas de los tendones a cada 1/10.

Ubicación	105	104	103	102	101	100
x (m)	0.00	3.50	7.00	10.50	14.00	17.50
Tendón 1	0.122	0.140	0.194	0.283	0.408	0.569
Tendón 2	0.122	0.153	0.245	0.398	0.612	0.887
Tendón 3	0.122	0.166	0.296	0.512	0.815	1.204
Tendón 4	0.240	0.291	0.445	0.701	1.060	1.522
Tendón 5	0.240	0.240	0.242	0.244	0.247	0.252

Fuente: Elaboración propia.

La Tabla 30 resume los valores de las ordenadas (m) de cada uno de los cinco tendones, cuya trayectoria es descrita por la ecuación de la parábola. Se tomaron a intervalos cada 1/10 del tramo.

En la Figura 59 se muestra la posición de los tendones en el centro de luz y en los apoyos.

En el Centro de la Luz

N	y (cm)	Ny (cm)
3	12.25	36.74
<u>2</u>	24.00	<u>47.99</u>
5		84.73

Siendo N el número de tendones en una capa.

$$\bar{y}_m = Ny/N$$

$$e_m = y_{bg} - \bar{y}_m$$

$$\bar{y}_m = 16.95 \text{ cm}$$

$$e_m = 78.24 \text{ cm}$$

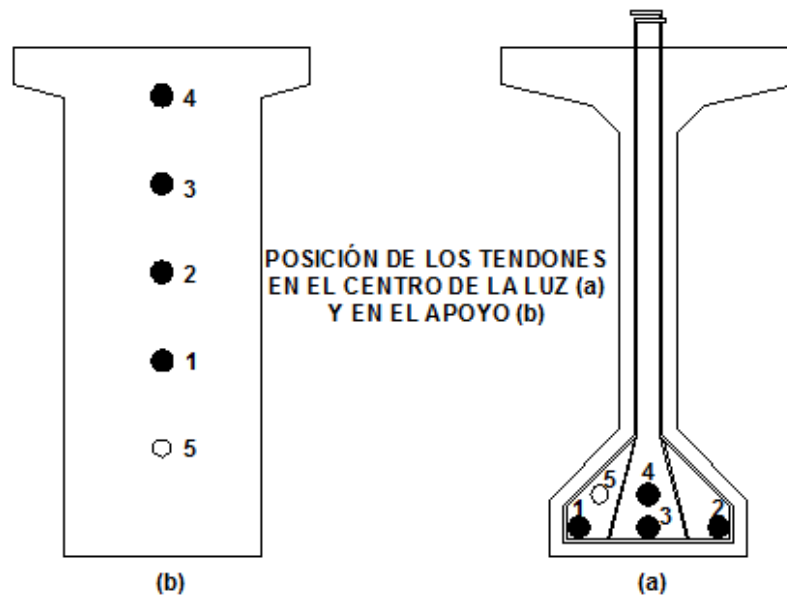


Figura 59: Posición de los tendones en el centro de luz y en los apoyos. Fuente: Elaboración propia.

En los Apoyos

N	y (cm)	Ny (cm)
1	56.92	56.92
1	88.67	88.67
1	120.42	120.42
1	152.17	152.17
<u>1</u>	25.17	<u>25.17</u>
5		443.34

Siendo N el número de tendones en una capa.

$$\bar{y}_{end} = Ny/N$$

$$e_{end} = y_{bg} - \bar{y}_{end}$$

$$\bar{y}_{end} = 88.67 \text{ cm}$$

$$e_{end} = 6.52 \text{ cm}$$

Ecuación del tendón teórico:

$$y = kx^2 + \bar{y}_m$$

$$y = (4f/L^2)x^2 + \bar{y}_m$$

$$f = e_m - e_{end}$$

$$y = 0.0000234x^2 + 16.95$$

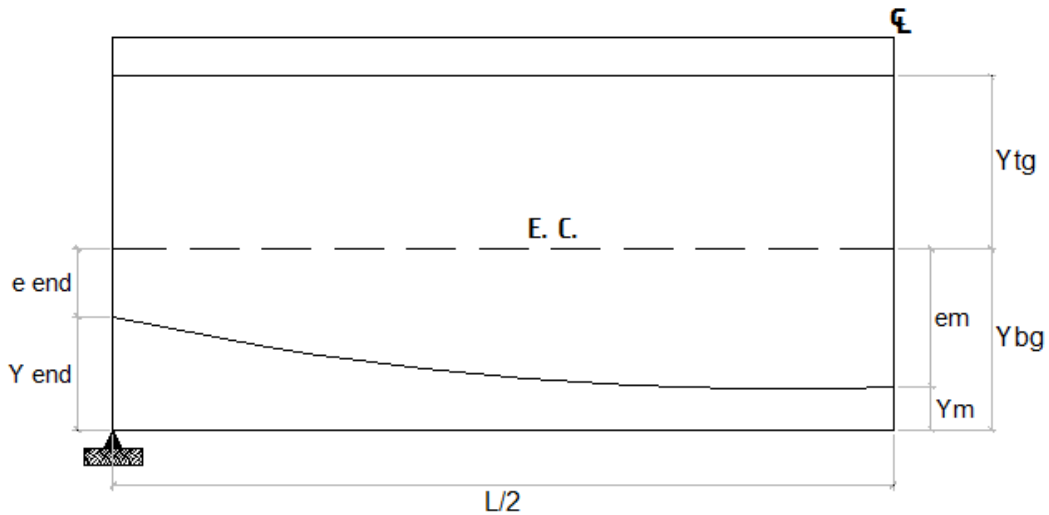


Figura 60: Trayectoria del tendón teórico. Fuente: Elaboración propia.

d) Angulo de salida de los Tendones

d.1) Tendón 1

$$\tan \alpha_1 = dy_1/dx = 0.002917x$$

$$x = L/2 = 17.50 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_1 = 0.0511$$

$$\alpha_1 = 0.051 \text{ rad}$$

$$\alpha_1 = 2.9226^\circ$$

d.2) Tendón 2

$$\tan \alpha_2 = dy_2/dx = 0.004991x$$

$$x = L/2 = 17.50 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_2 = 0.0873$$

$$\alpha_2 = 0.087 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 = 4.9915^\circ$$

d.3) Tendón 3

$$\tan \alpha_3 = dy_3/dx = 0.007064x$$

$$x = L/2 = 17.50 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_3 = 0.1236$$

$$\alpha_3 = 0.123 \text{ rad}$$

$$\alpha_3 = 7.0474^\circ$$

d.4) Tendón 4

$$\tan \alpha_4 = dy_4/dx = 0.008370x$$

$$x = L/2 = 17.50 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_4 = 0.1465$$

$$\alpha_4 = 0.145 \text{ rad}$$

$$\alpha_4 = 8.3335^\circ$$

d.4) Tendón 5

$$\tan \alpha_5 = dy_5/dx = 0.000077x$$

$$x = L/2 = 17.50 \text{ m}$$

$$\tan \alpha_5 = 0.0013$$

$$\alpha_5 = 0.001 \text{ rad}$$

$$\alpha_5 = 0.0767^\circ$$

4. Evaluación de Pérdidas de Presforzado

(Art. 5.9.5 AASHTO LRFD)

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (\text{Art. 5.9.5.1} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

Δf_{pT} = pérdida total (kg/cm^2)

Δf_{pF} = pérdida por fricción (kg/cm^2)

Δf_{pA} = pérdida por acuíñamiento de los anclajes (kg/cm^2)

Δf_{pES} = pérdida por acortamiento elástico (kg/cm^2)

Δf_{pLT} = pérdida por contracción y fluencia lenta del concreto (kg/cm^2)

a. Pérdidas Instantáneas (Art. 5.9.5.2 AASHTO LRFD)

a.1) Fricción (Art. 5.9.5.2.2 AASHTO LRFD)

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(kx + \mu\alpha)}) \quad (\text{Art. 5.9.5.2.2b - 1 AASHTO LRFD})$$

f_{pj} = tensión en el acero de preesforzado en el gato (kg/cm^2).

x = longitud de un tendón de presforzado desde el extremo del gato de tesado hasta cualquier punto considerado (cm).

k = coeficiente de fricción por desviación de la vaina de presforzado (cm de tendón).

μ = coeficiente de fricción.

α = sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de presforzado (radianes).

e = base de los logaritmos neperianos

Los valores de las expresiones anteriores se muestran a continuación (en el centro de la luz), se debe señalar que las Especificaciones AASHTO LRFD permiten el valor de $0.90f_{py}$ para periodos de tiempo breves, siempre que no se superen los valores dados en la Tabla 5.9.3 – 1, por lo que se supondrá que los tendones están tensionados al 72% de G.U.T.S. (Resistencia Ultima a la Tracción Garantizada):

$$f_{pj} = 0.72f_{pu}$$

$$f_{pj} = 13\,668 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 0.0000066 \text{ 1/cm}$$

(Tabla 5.5.9.5.2b-1 AASHTO LRFD)

$$\mu = 0.25$$

(Tabla 5.5.9.5.2b-1 AASHTO LRFD)

$$e = 2.71828$$

$$x = L/2 = 1750 \text{ cm}$$

α se determinara a continuación, en este caso se trabajara con la trayectoria de un tendón teórico.

f = sagita de la parábola

$$f = e_m - e_{end}$$

$$f = 71.72 \text{ cm}$$

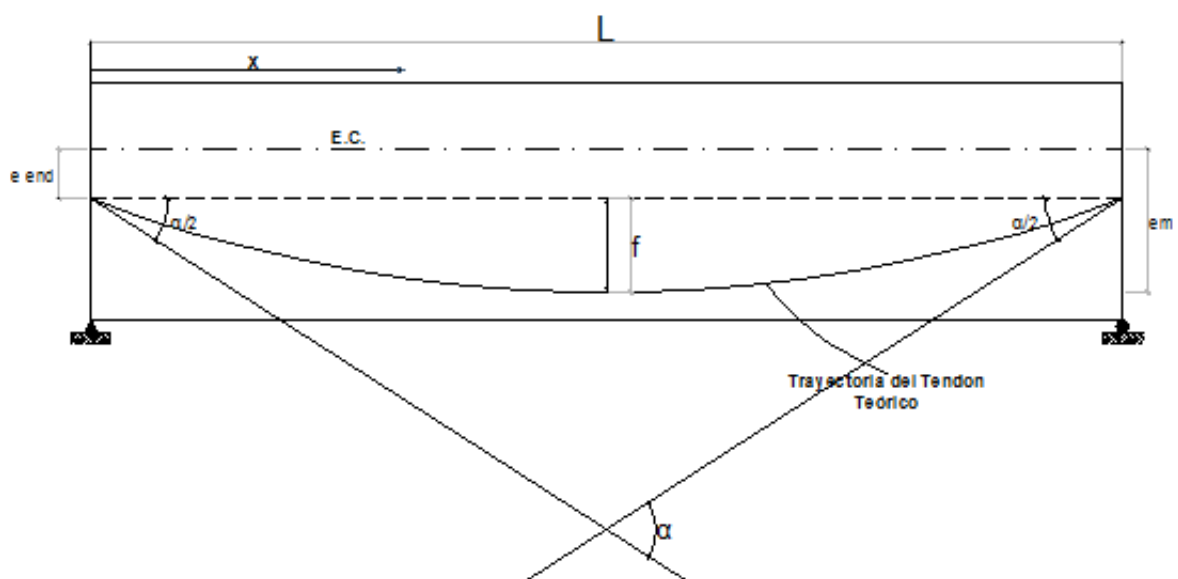


Figura 61: Ilustración de los términos f y α . Fuente: Elaboración propia.

$$\tan \alpha = \left(\frac{8f}{L^2}\right) x$$

$$\tan \alpha = 0.081968$$

$$\alpha = 0.082 \text{ rad}$$

De donde se obtiene, $\Delta f_{pF} = 430.42 \text{ kg/cm}^2$

a.2) Acuñaamiento de los anclajes (Art. 5.9.5.2.1 AASHTO LRFD)

Para el diseño, se supone un desplazamiento de asiento típico (un valor estándar es 10 mm). La tensión efectiva en el extremo de los tendones de post-tensión en el gato se reduce debido al acortamiento del tendón. Los efectos del acuñaamiento de anclaje se representan en la Figura 24:

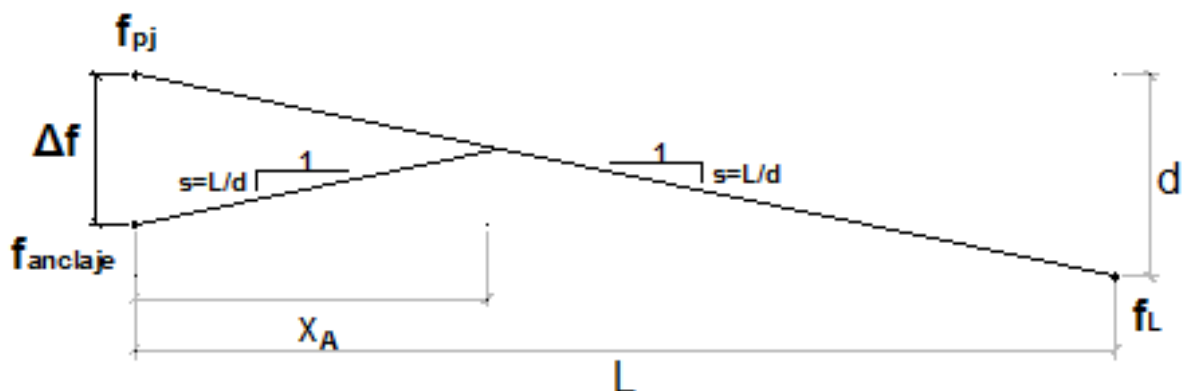


Figura 24: Acuñaamiento de anclaje. Fuente: Minnesota Department of Transportation.

Asumiendo que el acuñaamiento de anclaje es 10 mm y utilizando las pérdidas por fricción en el anclaje pasivo del tendón para calcular d . La tensión en el gato en el anclaje pasivo después de las pérdidas por fricción es:

$$f_L = f_{pj} - \Delta f_{pFL}$$

Con, $\Delta f_{pFL} = f_{pj} (1 - e^{-[K \cdot (x=L) + \mu \cdot (\alpha + \alpha)]})$

$$x = L = 3500 \text{ cm}$$

$$2\alpha = 0.162 \text{ rad}$$

Entonces, $d = \Delta f_{pFL} = 843.82 \text{ kg/cm}^2$

d representa la pérdida de fricción entre dos puntos extremos.

Con L y d conocidos, la pendiente de la línea de fricción puede ser determinada. Se supone que el aumento de la tensión en el tendón a medida que se aleja del extremo del gato tiene la misma pendiente. Con esta suposición, la relación entre la pérdida de esfuerzo en el ancla y el lugar donde se disipa la pérdida de anclaje se puede encontrar:

$$x_A = \left(\frac{\Delta f}{2}\right) \left(\frac{L}{d}\right)$$

El cambio en el esfuerzo debido al sistema de anclaje se encuentra con la Ley de Hooke.

$$\sigma = \frac{\Delta f}{2} = E \cdot \varepsilon = E \left(\frac{\Delta_L}{12x_A}\right)$$

Que puede ser sustituido en la ecuación anterior

$$x_A = \left(E \frac{\Delta_L}{12x_A}\right) \left(\frac{L}{d}\right)$$

Lo que lleva a

$$x_A = \sqrt{\frac{E_p \Delta_L L}{12d}}$$

Dónde:

$$\Delta_L = 1.00 \text{ cm}$$

$$E_p = 1\,970\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$L \approx 3500 \text{ cm}$$

Reemplazando datos se obtiene:

$$x_A = 825.19 \text{ cm}$$

Cuando se reemplaza el valor de x_A en la Ley de Hooke, determina el cambio en el esfuerzo debido al acuíamiento de anclaje.

$$\Delta f = \Delta f_{pA} = 2 \left(\frac{E_p \Delta L}{12 x_A} \right) = \left(\frac{E_p \Delta L}{6 x_A} \right)$$

$$\Delta f_{pA} = 397.89 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión en el ancla es:

$$f_{pA} = f_{pj} - \Delta f_{pA}$$

$$f_{pA} = 13\,271 \text{ kg/cm}^2$$

La tensión en el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuíamiento del anclaje, el punto x_A , se puede encontrar por interpolación:

$$f_{px_A} = f_{pj} - (f_{pj} - f_L) \left(\frac{x_A}{L} \right)$$

$$f_{px_A} = 13\,470 \text{ kg/cm}^2$$

a.3) Acortamiento Elástico

(Art. 5.9.5.2.3 AASHTO LRFD)

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (\text{Art. 5.9.5.2.3b} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$E_p = 1\,970\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E_{ci} = 279\,213 \text{ kg/cm}^2.$$

N = número de tendones de presforzado idénticos.

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del concreto en el centro de gravedad de los tendones debidos a F_i después del tesado y M_{dg} en el centro del tramo (kg/cm^2).

Para propósitos de estimar f_{cgp} , la fuerza de presforzado inmediatamente después de la transferencia se puede asumir que es igual a 0.9 de la fuerza justo antes de la transferencia (f_{pj}).

$$f_{pbt} = 0.90f_{pj}$$

$$f_{pbt} = 12\,302 \text{ kg/cm}^2$$

Se corrige el valor asumido para f_{pbt} después que Δf_{pES} se determina. Para evitar iteración la ecuación alternativa C 5.9.5.2.3b-1 AASHTO LRFD es usado.

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_{dg} A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

Dónde:

$$A_{ps} = 54.29 \text{ cm}^2$$

A_{ps} = área del acero de presforzado (cm^2)

$$e_m = 78.24 \text{ cm}$$

e_m = excentricidad promedio en el centro (cm)

$$A_g = 7\,719.00 \text{ cm}^2$$

A_g = área bruta de la viga (cm^2)

$$I_g = 33\,034\,313 \text{ cm}^4$$

I_g = momento de inercia de la sección bruta de la viga

$$M_{dg} = 28\,367\,325 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

M_{dg} = momento en la mitad del tramo debido al peso propio de la viga (kg·cm)

Como se utilizan tendones con diferente número de cables por tendón, N se puede calcular como:

$$N = N_1 + N_2 \frac{A_{sp1}}{A_{sp2}} \quad (\text{C 5.9.5.2.3b} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$N_{1(12)} = 4$$

$N_{1(12)}$ = número de tendones en el grupo mayor

$$N_{2(7)} = 1$$

$N_{2(7)}$ = número de tendones en el grupo menor

$$A_{sp1} = 11.84 \text{ cm}^2$$

A_{sp1} = área de un tendón en el grupo mayor

$$A_{sp2} = 6.91 \text{ cm}^2$$

A_{sp2} = área de un tendón en el grupo menor

$$N = 6$$

Reemplazando lo anterior para el cálculo de Δf_{pES} se obtiene:

$$\Delta f_{pES} = 371.59 \text{ cm}^2$$

b. Estimación Aproximada de las Pérdidas Dependientes del Tiempo

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (\text{Art. 5.9.5.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

En la cual:

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad (\text{Art. 5.9.5.3} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})} \quad (\text{Art. 5.9.5.3 - 3 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

f_{pi} = tensión en el acero de presforzado inmediatamente antes de la transferencia (KSi).

H = humedad relativa ambiental anual media (%).

γ_h = factor de corrección por humedad

γ_{st} = factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia del presforzado al concreto del elemento.

Δf_{pR} = estimación de las pérdidas por relajación tomadas como 2.4 KSi para strands de baja relajación.

Se supone una humedad relativa en el sitio del emplazamiento del puente. En estas condiciones se tiene:

$$H = 75\%$$

Reemplazando en la Ecuación 2 de las Especificaciones AASHTO LRFD se tiene:

$$\gamma_h = 0.95$$

$$\gamma_{st} = 0.93$$

$$f_{pi} = 0.72 f_{pu}$$

$$f_{pi} = 195 \text{ KSi}$$

$$A_g = 1196.45 \text{ plg}^2$$

$$A_{ps} = 8.41 \text{ plg}^2$$

$$\Delta f_{pR} = 2.40 \text{ KSi}$$

Por lo tanto, $\Delta f_{pLT} = 25.22 \text{ KSi}$

$$\Delta f_{pLT} = 1\,765.11 \text{ kg/cm}^2$$

c. Pérdidas Totales

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

$$\Delta f_{pT} = 2\,965.02 \text{ kg/cm}^2$$

d. Chequeo de los Límites de Tensión para los Tendones de Presforzado

d.1) Antes del acañamiento

$$f_{pj} = 13\,668 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.90f_{py} = 15\,377 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

d.2) En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acañamiento de los anclajes

$$f_{pA} = 13\,271 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.70f_{pu} = 13\,289 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

d.3) En el extremo de la zona de perdida por asentamiento inmediatamente después del acañamiento del anclaje (x_A)

$$f_{px_A} = 13\,470 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.74f_{pu} = 14\,048 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

d.4) En estado límite de servicio después de las perdidas

$$f_{pt} = 10\,703 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.80f_{py} = 13\,668 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

5. Calculo de las Tensiones en la Viga Durante la Transferencia

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}$$

$$f_{pi} = 12\,866 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_i = f_{pi} A_{ps}$$

$$F_i = 698\,456 \text{ kg}$$

$$e_m = 78.24 \text{ cm}$$

$$e_{end} = 6.52 \text{ cm}$$

En el centro del tramo, las tensiones de tracción en la parte superior de la viga son:

$$f_{ti} = -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_m}{S_{tg}} - \frac{M_{dg}}{S_{tg}}$$

$$f_{ti} = -18.24 \text{ kg/cm}^2 < 14.20 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Por otra parte el signo negativo denota compresión.

Al centro del tramo, las tensiones de compresión son verificadas en la fibra inferior de la viga:

$$f_{bi} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_m}{S_{bg}} + \frac{M_{dg}}{S_{bg}}$$

$$f_{bi} = -166.21 \text{ kg/cm}^2 < -189 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

En los apoyos de la viga, los momentos por peso propio son cero y la tensión es posible en la parte superior.

$$f_{pi} = f_{pj} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pES}$$

$$f_{pi} = 12\,899 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_i = 700\,222 \text{ kg}$$

$$f_{ti} = -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{end}}{S_{tg}}$$

$$f_{ti} = -103.26 \text{ kg/cm}^2 < 14.20 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Y la compresión es chequeada en la parte inferior.

$$f_{bt} = -\frac{F_i}{A_g} + \frac{F_i e_{end}}{S_{bg}}$$

$$f_{bt} = -77.56 \text{ kg/cm}^2 \leq -189 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

En este caso, la sección completa queda en compresión en la transferencia.

6. Tensiones en la Viga Después de Todas las Pérdidas

Se usara las pérdidas totales estimadas para determinar la fuerza final de presforzado en el centro del tramo.

$$f_{pf} = f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pLT}$$

$$f_{pf} = 11\,101 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_f = f_{pf} A_{ps}$$

$$F_f = 602\,637 \text{ kg}$$

$$F_f = 602.64 \text{ ton}$$

Al centro del tramo (fibra superior de la viga)

$$f_{tf} = -\frac{F_f}{A_g} + \frac{F_f e_m}{S_{tg}} - \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{tg}} - \frac{M_{da} + M_L}{S_{tc}}$$

$$f_{tf} = -113.45 \text{ kg/cm}^2 < -158 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Al centro del tramo (fibra inferior de la viga)

$$f_{bf} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_m}{S_{bg}} + \frac{M_{dg} + M_{ds}}{S_{bg}} + \frac{M_{da} + M_L}{S_{bc}}$$

$$f_{bf} = 11.98 \text{ kg/cm}^2 < 29.58 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Al centro del tramo (superior del tablero)

$$f_{tc} = -\frac{M_{da} + M_L}{S_{tc}}$$

$$f_{tc} = -56.86 \text{ kg/cm}^2 < -158 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

55 strands de 0.5 plg de baja relajación agrupados en 5 tendones satisfacen el Estado Limite de Servicio.

7. Chequeo del Estado Limite de Fatiga

(Art. 5.5.3 AASHTO LRFD)

a. Momento debido a la sobrecarga del camión de Fatiga (FTr) en el centro del tramo

$$M_{FTr} = 21\,515\,630 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{FTr} = 215.16 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Al multiplicar por el Factor de Distribución por momento para viga exterior – para fatiga no se contara con el factor de presencia múltiple de 1.2.

$$IM = 1.15$$

$$mg_M = 0.778$$

$$m = 1.20$$

$$M_{FatigaI} = \eta \left[1.5 \left(\frac{mg_M}{m} M_{FTr} IM \right) \right]$$

$$M_{Fatiga1} = 24\,055\,669 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{Fatiga1} = 240.56 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

b. Momento por carga muerta en el centro del tramo

No Compuesta $M_{DC1} = 45\,832\,238 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Compuesta $M_{DC2} + M_{DW} = 10\,466\,094 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

Si la sección es en compresión bajo las Carga Muerta y Fatiga, la Fatiga no necesita ser investigado (Art. 5.5.3.1 AASHTO LRFD). Las tensiones en el concreto en la fibra inferior son:

$$f_b = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_m}{S_{bg}} + \frac{M_{DC1}}{S_{bg}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW} + M_{Fatiga1}}{S_{bc}}$$

$$f_b = -9.17 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto los tendones satisfacen el Estado Límite de Fatiga.

8. Calculo de Flecha y Contraflecha

a. Inmediata deflexión debido a la carga viva más impacto

a.1) Deflexión debida solamente al camión de diseño

El factor de distribución por deflexión se toma como el número de carriles dividido entre el número de vigas (C 2.5.2.6.2 AASHTO LRFD) porque todos los carriles de diseño deben estar cargados y todos los elementos portantes se deben deformar igualmente.

$$mg_{Deflexión} = m \left(\frac{N^{\circ} \text{ Carriles}}{N^{\circ} \text{ Vigas}} \right)$$

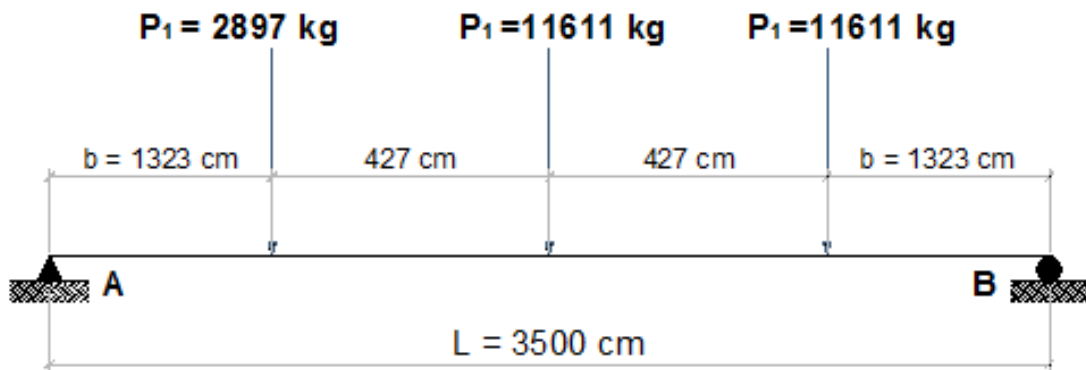


Figura 62: Colocación de las cargas en el centro del tramo para deflexión. Fuente: Elaboración Propia.

Siendo:

$$N^{\circ} \text{ Carriles} = 1 \qquad m = 1.20 \qquad m = \text{factor de presencia múltiple}$$

$$N^{\circ} \text{ Vigas} = 2 \qquad m_{g_{\text{Deflexión}}} = 0.60$$

$$P = m_{g_{\text{Deflexión}}} \cdot P_{\text{eje}} \cdot IM$$

Teniendo en cuenta que el impacto IM es 1.33.

$$\Delta_x(x < a) = \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2) \qquad b = L - a$$

$$\Delta_x \left(x = \frac{L}{2} \right) = \frac{PL^3}{48EI}$$

Dónde:

$$E_c = 299\,102 \text{ kc/cm}^2 \qquad I_c = 62\,387\,165 \text{ cm}^4$$

$$E_c I_c = 1.87 \times 10^{13} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$\underline{P_1 = 2\,897 \text{ kg}} \qquad x = 1750 \text{ cm} \qquad a = 2177 \text{ cm} \qquad b = 1323 \text{ cm}$$

$$\Delta_{x_1} = 0.127 \text{ cm}$$

$$\underline{P_2 = 11\ 611\ \text{kg}}$$

$$x = a = b = 1750\ \text{cm}$$

$$\Delta_{x_2} = 0.556\ \text{cm}$$

$$\underline{P_3 = 11\ 611\ \text{kg}}$$

$$x = 1750\ \text{cm} \quad a = 2177\ \text{cm} \quad b = 1323\ \text{cm}$$

$$\Delta_{x_2} = 0.510\ \text{cm}$$

Total deflexión debido al camión, que será la sumatoria de las deflexiones obtenidas por separado previamente:

$$\Delta_{\text{camión}} = \Delta_{x_1} + \Delta_{x_2} + \Delta_{x_3}$$

$$\Delta_{\text{camión}} = 1.193\ \text{cm}$$

a.2) Deflexión debido a la sobrecarga peatonal

La deflexión debida a la carga peatonal puede establecerse de acuerdo al Manual AISC (2005):

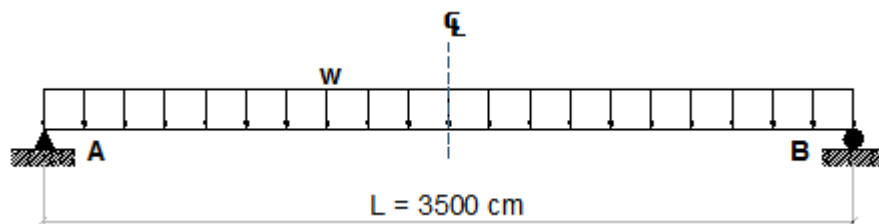


Figura 63: Colocación de la carga peatonal para deflexión. Fuente: Elaboración Propia.

$$w = m g_{\text{Deflexión}} \cdot W_{\text{Patonal}}$$

$$w = 2.20\ \text{kg/cm}$$

$$\Delta_{\text{Patonal}} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

Reemplazando valores se obtiene la deflexión en el centro de luz para una sobrecarga peatonal.

$$\Delta_{Peatonal} = 0.231 \text{ cm}$$

a.3) Deflexión máxima por sobrecarga viva vehicular y peatonal

$$\Delta_{105} = \Delta_{Camión} + \Delta_{Peatonal}$$

$$\Delta_{105} = 1.424 \text{ cm} \downarrow \text{ (hacia abajo)}$$

$$\Delta_{105} = 1.424 \text{ cm} \leq L/800 = 4.375 \text{ cm} \quad OK$$

b. Deflexiones a Largo Plazo (Collins y Mitchell)

b.1) Deflexiones elásticas debidos al peso propio de la viga al soltar el presforzado:

$$E_{ci} = 279\,213 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 33\,034\,313 \text{ cm}^4$$

$$E_{ci}I_g = 9.22 \times 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$w = 18.53 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_{gi} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_{gi} = 3.924 \text{ cm} \downarrow \text{ (hacia abajo)}$$

b.2) Comba elástico debido al presforzado al momento de la liberación:

$$\Delta_{pi} = \frac{L^2}{8EI} \left(F_i e_{end} + \frac{5}{6} F_i f \right)$$

$$f = e_m - e_{end}$$

$$e_{end} = 2.55 \text{ cm}$$

$$f = 71.72 \text{ cm}$$

$$F_i = 698\,456 \text{ kg}$$

$$\Delta_{pi} = 7.686 \text{ cm } \uparrow \text{ (hacia arriba)}$$

Contraflecha en el centro de luz, debido a la fuerza de tesado y al peso propio de la viga simple:

$$\Delta = \Delta_{pi} - \Delta_{gi}$$

$$\Delta = 3.762 \text{ cm } \uparrow \text{ (hacia arriba)}$$

b.3) Deflexión debido al tablero y a los diafragmas:

$$DC1 - w_g = 11.00 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Diafragma} = 702.90 \text{ kg}$$

$$E_c = 299\,102 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = 33\,034\,313 \text{ cm}^4$$

$$E_c I_g = 9.88 \times 10^{12} \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$$

$$b = L/3 = 1166.67 \text{ cm}$$

$$\Delta_{DC} = \frac{5}{384} \frac{wL^2}{EI} + \frac{Pb}{24EI} (3L^2 - 4b^2)$$

$$\Delta_{DC} = 0.108 \text{ cm } \downarrow \text{ (hacia abajo)}$$

b.4) Deflexión debida a la carga muerta adicional actuando en la sección compuesta

$$DW + DC2 = 6.84 \text{ kg/cm}$$

$$\Delta_c = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI}$$

$$\Delta_c = 0.716 \text{ cm } \downarrow \text{ (hacia abajo)}$$

J. INVESTIGAR EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA

1. Flexión

a. Tensión en el acero de presforzado – Tendones adherentes

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

Dónde:

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (\text{Art. 5.7.3.1.1} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$k = 0.28$$

Para usar la sección no transformada por comportamiento plástico.

$$d_p = D1 + h + t_s - \bar{y}_m$$

$$d_p = 194.05 \text{ cm}$$

$$b = b_e = 202.50 \text{ cm}$$

$$b_w = B3 = 25.00 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

d_p = distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de presforzado.

Para $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 280)/70 \geq 0.65 \quad (\text{Art. 5.7.2.2 AASHTO LRFD})$$

$$\beta_1 = 0.80 > 0.65 \quad OK$$

Se tiene además los datos del área del acero de presforzado y de la armadura no tensionado tanto de tracción como de compresión, A_{ps} , A_s y A'_s , respectivamente.

$$A_{ps} = 54.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A'_s = 0.00 \text{ cm}^2$$

Se asumirá un comportamiento de sección rectangular y se investigara si la profundidad de las tensiones del bloque de compresión es menor que t_s .

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{Art. 5.7.3.1.1} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Reemplazando datos se obtiene:

$$c = 20.74 \text{ cm} \quad \approx \quad t_s = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto la suposición de comportamiento de sección rectangular es válida. Reemplazando el valor de c en la Ecuación 1 de las Especificaciones AASHTO LRFD, se tiene.

$$f_{ps} = 18\,416 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$T = A_{ps} f_{ps}$$

$$T = 999\,702 \text{ kg}$$

b. Factores de Resistencia a la Flexión – Sección con Alas

Las secciones con alas sujetos a flexión alrededor de un eje, y para flexión biaxial con carga axial, donde la distribución aproximada de esfuerzos es usada y los tendones tienen adherencia y donde la profundidad del ala en compresión es menor que c , la resistencia a la flexión nominal puede ser tomada como:

$$\phi M_n = \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (\text{Art. 5.7.3.2.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

a es la altura del diagrama de tensión equivalente y es igual a:

$$a = \beta_1 c$$

Reemplazando datos, $a = 16.59 \text{ cm}$

$$\phi = 1.0 \quad (\text{Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD})$$

De la Ecuación 1 y reemplazando datos se tiene:

$$\phi M_n = 185\,702\,409 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Del análisis de la estructura se obtuvo el M_u factorada, el cual es:

$$M_u = 145\,736\,423 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Comparando la resistencia de la sección con la sollicitación factorada se tiene:

$$\phi M_n = 1857 \text{ ton} \cdot \text{m} > M_u = 1457 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad OK$$

En consecuencia el diseño por Estado Límite de Resistencia es satisfactorio.

c. Límites para la armadura (Art. 5.7.3.2.2-1 AASHTO LRFD)

c.1) Armadura mínima

En cualquier sección, la armadura de tracción presforzada y no presforzada deberá ser adecuada para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, M_r , como mínimo igual al menor valor:

1.2 veces el momento de figuración, M_{cr} , determinado en base a la distribución elástica de tensiones y el módulo de rotura, f_r , del concreto.

1.33 veces el momento mayorado requerido por las combinaciones de carga para el estado límite de resistencia.

Se investigara en el centro del tramo: el momento de figuración se puede tomar de la siguiente manera:

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \quad (\text{Art. 5.7.3.3.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

f_{cpe} = tensión de compresión en el concreto debido exclusivamente a las fuerzas de presforzado efectivas (una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema de la sección en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones de tracción.

$$f_{cpe} = -\frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f e_m}{S_{bg}}$$

$$f_{cpe} = -213.93 \text{ kg/cm}^2$$

f_r = módulo de ruptura (Art. 5.4.2.6. AASHTO LRFD)

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

$$f_r = 771.75 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_r = 77.18 \text{ kg/cm}^2$$

M_{dnc} = momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección compuesta.

$$M_{dnc} = M_g + M_{DC1}$$

$$M_{dnc} = 45\,832\,238 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

S_{nc} = módulo de sección para la fibra extrema de la sección no compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones de tracción.

$$S_{nc} = S_{bg}$$

$$S_{nc} = 347\,051 \text{ cm}^3$$

S_c = módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensiones por tracción

$$S_c = S_{bc}$$

$$S_c = 474\,817 \text{ cm}^3$$

Reemplazando los datos anteriores en la Ecuación 1, se obtiene:

$$M_{cr} = 121\,349\,806 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cr} = 1213 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 1456 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$1.33M_u = 1938 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Puesto que,

$$1.2M_{cr} < 1.33M_u$$

$1.2M_{cr}$ es el requisito de control a utilizar, de donde se tiene:

$$M_r = \phi M_n = 1857 \text{ ton} \cdot \text{m} > 1.2M_{cr} = 1458 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad OK$$

55 strands de 0.5 plg de baja relajación satisfacen el Estado Limite de Resistencia I.

2. Corte

a. General

De acuerdo al Art. 5.8.3.3 AASHTO LRFD la resistencia nominal al corte, V_n , se deberá determinar como el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{Art. 5.8.3.3 – 1 AASHTO LRFD})$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{Art. 5.8.3.3 – 2 AASHTO LRFD})$$

En la cual la resistencia nominal del concreto al corte es:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3 – 3 AASHTO LRFD})$$

La resistencia al corte proporcionado por la armadura transversal en la sección investigada es:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{Art. 5.8.3.3 – 4 AASHTO LRFD})$$

Para estribos verticales $\alpha = 90^\circ$ la ecuación 4 se modifica:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (\text{C 5.8.3.3 – 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

b_v = mínimo ancho del alma, medido paralelo al eje neutro, entre la resultante de las fuerzas de tensión y compresión debido a la flexión, modificado por la presencia de los ductos (cm).

d_v = altura de corte efectivo tomado como la distancia, medido perpendicular al eje neutro, entre la resultante de las fuerzas de tracción y compresión debido a la flexión; se necesita no tener menos del menor valor de $0.9d_e$ o $0.72h$ (cm).

s = separación entre estribos.

β = factor que indica la capacidad del concreto fisurado diagonalmente de transmitir tracción.

θ = ángulo de inclinación de la armadura transversal.

A_v = área de la armadura de corte a una distancia s (cm²).

V_p = componente de la fuerza de presforzado efectiva en la dirección del corte aplicado; positivo si se opone al corte aplicado (ton).

$$\phi_v = 0.9 \quad (\text{Art. 5.5.4.2.1 AASHTO LRFD})$$

Los valores de los datos a emplearse en las formulas arriba mencionados en los apoyos de la viga (en los estribos) son los siguientes:

$$h = D1 + h_{ancas} + t_s \quad \rightarrow \quad h = 211.00 \text{ cm}$$

$$d_e = h - \bar{y}_{end} \quad \rightarrow \quad d_e = 122.33 \text{ cm}$$

$$0.9d_e = 110.10 \text{ cm}$$

$$d_v \geq \text{máx} \quad 0.72h = 151.92 \text{ cm}$$

$$d_e - a/2 = 114.04 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $d_v = 151.92 \text{ cm}$

$$b_v = B3 = 25.00 \text{ CM}$$

b. Contribución del presforzado a la resistencia al corte

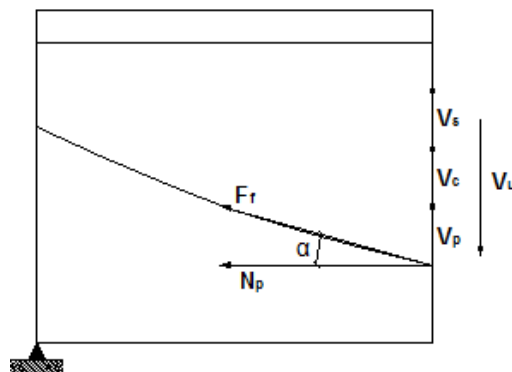


Figura 64: Descomposición de la fuerza de presforzado. Fuente: Elaboración Propia.

$$V_p = F_f \sin \alpha$$

c. Diseño por cortante (Sección Crítica)

De acuerdo al Art. 5.8.3.2 la ubicación de la sección crítica es el mayor valor de:

$$d_v = 151.92 \text{ cm}$$

$$0.5d_v \cot \theta$$

Desde la cara interna del apoyo, se asumirá $\theta \leq 25^\circ$, de donde se obtiene:

$$\theta = 25^\circ \approx 0.436 \text{ rad}$$

$$0.5d_v \cot \theta = 162.90 \text{ cm}$$

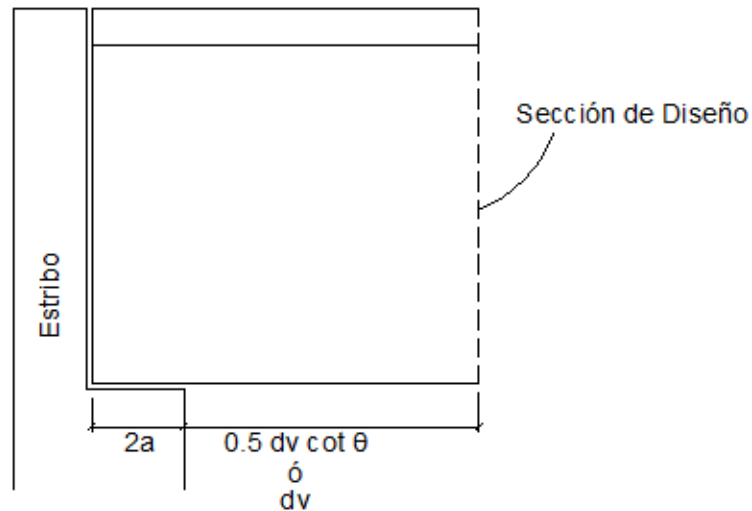


Figura 65: Ubicación de la sección de diseño para corte. Fuente: Elaboración Propia.

Como se conoce el ancho del apoyo, a , la distancia de la sección crítica se incrementa. En este caso la sección crítica se tomara, desde la línea central del apoyo, conservadoramente igual a:

$$d_{\text{crítico}} = a + \frac{d_v + 0.5d_v \cot \theta}{2}$$

$$d_{\text{crítico}} = 182.41 \text{ cm} \quad \approx \quad d_{\text{crítico}} = 1.82 \text{ m}$$

A continuación se mostraran los cálculos para obtener las solicitaciones para $d_{\text{crítico}}$ desde el apoyo.

$$\xi = \frac{d_{\text{crítico}}}{L}$$

$$\xi = 0.05$$

Para una carga unitaria de $w = 1.0 \text{ ton/m}$, se tiene:

$$V_x = wL(0.5 - \xi)$$

$$V_x = 15.68w \text{ (ton)}$$

$$M_x = 0.5wL^2(\xi - \xi^2)$$

$$M_x = 30.26w \text{ (ton} \cdot \text{m)}$$

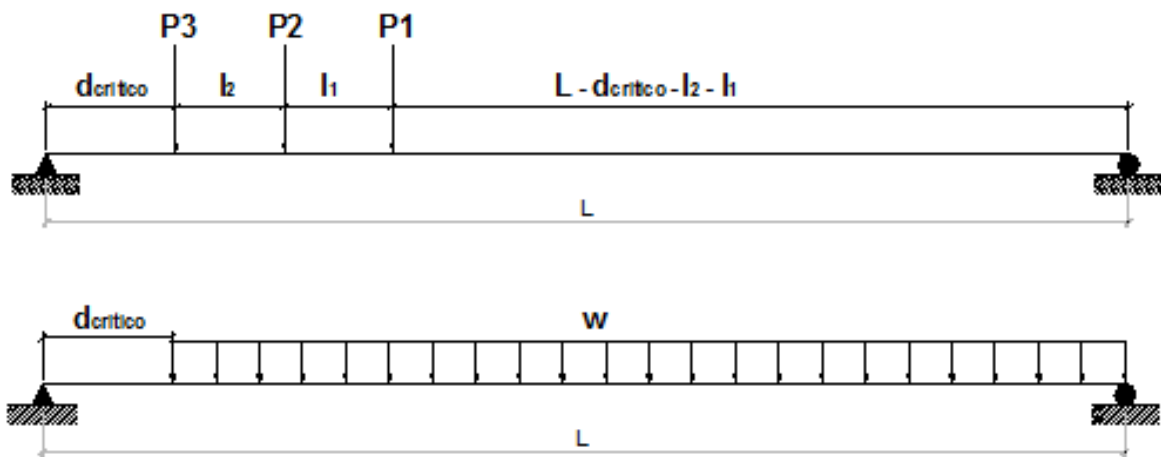


Figura 66: Colocación de la carga viva para cortante y momento en la ubicación 100.5. Fuente: Elaboración Propia.

$$V_{d_{crítico}} = \left[P_3 \left(\frac{L - d_{crítico}}{L} \right) + P_2 \left(\frac{L - d_{crítico} - l_2}{L} \right) + P_1 \left(\frac{L - d_{crítico} - l_1 - l_2}{L} \right) \right]$$

$$V_{carril} = \frac{w}{2L} (L - d_{crítico})^2$$

$$M_{d_{crítico}} = V_{d_{crítico}} d_{crítico}$$

$$M_{carril} = 1/2 w d_{crítico} (L - d_{crítico})$$

Las cargas muertas para la viga fueron calculadas previamente y son, junto a las cargas vivas, los siguientes:

$$DC1 = 2.95 \text{ ton/m}$$

$$DC2 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$DW = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$PL = 0.37 \text{ ton/m}$$

$$Diaf. = 0.63 \text{ ton} \quad V_{d_{critico}} = 28.36 \text{ ton} \quad V_{carril} = 15.00 \text{ ton} \quad M_{d_{critico}} = 51.74 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{carril} = 28.87 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad mg_M = 0.778 \quad mg_V = 0.778 \quad IM = 33\%$$

$$V_u = \eta \{ 1.25[(DC1 + DC2)V_x + Diaf.] + 1.50[(DW)V_x] + 1.75[mg_V(V_{cri}IM + V_{carril})] + 1.75[(PL)V_x] \}$$

$$V_u = 154.51 \text{ ton} \quad \approx \quad V_u = 154\,510 \text{ kg}$$

$$M_u = \eta \{ 1.25[(DC1 + DC2)M_x + Diaf. \cdot d_{critico}] + 1.50[(DW)M_x] + 1.75[(PL)M_x] + 1.75[mg_M(M_{d_{critico}}IM + M_{carril})] \}$$

$$M_u = 292.89 \text{ ton}\cdot\text{m} \quad \approx \quad M_u = 29\,288\,826 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Con fines de facilitar los cálculos para el diseño por cortante en las siguientes tablas se presenta el resumen de las tensiones del tendón teórico a cada 1/10 de longitud, adicionalmente se presentan las fórmulas que permiten su determinación.

$$\alpha = \tan^{-1} \left[\left(\frac{8f}{L^2} \right) x \right] \quad \Delta f_{pA} = \frac{E_p \Delta L}{6x_A} \left(1 - \frac{x}{x_A} \right) \quad F.F. = 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}$$

c.1) Determinación de β y θ en la sección crítica (Art. 5.8.3.4 AASHTO LRFD)

Para la determinación de β y θ se emplearan los datos de la Tabla 33, que sería una continuación de la Tabla 32, algunas de las cuales se calcularan con las siguientes formulas y otras por formulas presentadas anteriormente.

$$f'_c(\text{viga}) = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (\text{Art. 5.8.2.9 - 1 AASHTO LRFD})$$

Como se señaló anteriormente el valor de d_v se debe de elegir del mayor de los valores mostrados a continuación para la sección crítica:

Tabla 31:

Resumen de tensiones en el tendón teórico.

Ubicación	L (cm)	x (cm)	f (cm)	e	k (1/cm)	μ	α (rad)	$F.F.$	Δ_L
100	3500	0	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.000	0.000	1.00
100.5	3500	182	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.009	0.003	1.00
101	3500	350	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.016	0.006	1.00
102	3500	700	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.033	0.013	1.00
103	3500	1050	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.049	0.019	1.00
104	3500	1400	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.065	0.025	1.00
105	3500	1750	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.082	0.031	1.00
106	3500	2100	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.098	0.038	1.00
107	3500	2450	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.114	0.044	1.00
108	3500	2800	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.130	0.050	1.00
109	3500	3150	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.146	0.056	1.00
110	3500	3500	71.72	2.71828	0.0000066	0.25	0.162	0.062	1.00

Fuente: Elaboración Propia.

Continuación de la Tabla 31.

Ubicación	E_p (kg/cm ²)	d (kg/cm ²)	x_A (cm)	f_{pj} (kg/cm ²)	Δf_{pj} (kg/cm ²)	Δf_{pA} (kg/cm ²)	Δf_{pES} (kg/cm ²)	f_{pi} (kg/cm ²)	Δf_{pLT} (kg/cm ²)
100	1970000	843.82	825.19	13668	0.00	397.89	371.59	12899	1765
100.5	1970000	843.82	825.19	13668	45.57	309.94	371.59	12941	1765
101	1970000	843.82	825.19	13668	87.31	229.13	371.59	12980	1765
102	1970000	843.82	825.19	13668	174.03	60.36	371.59	13062	1765
103	1970000	843.82	825.19	13668	260.14	0.00	371.59	13037	1765
104	1970000	843.82	825.19	13668	345.61	0.00	371.59	12951	1765
105	1970000	843.82	825.19	13668	430.42	0.00	371.59	12866	1765
106	1970000	843.82	825.19	13668	514.55	0.00	371.59	12782	1765
107	1970000	843.82	825.19	13668	597.97	0.00	371.59	12699	1765
108	1970000	843.82	825.19	13668	680.67	0.00	371.59	12616	1765
109	1970000	843.82	825.19	13668	762.62	0.00	371.59	12534	1765
110	1970000	843.82	825.19	13668	843.82	0.00	371.59	12453	1765

Fuente: Elaboración Propia.

Continuación de la Tabla 31.

Ubicación	f_{pf} (kg/cm ²)	A_{ps} (cm ²)	F_i (kg)	F_f (kg)
100	11134	54.29	700222	604403
100.5	11176	54.29	702 523	606703
101	11215	54.29	704644	608825
102	11297	54.29	709098	613278
103	11272	54.29	707700	611881
104	11186	54.29	703060	607241
105	11101	54.29	698456	602637
106	11017	54.29	693889	598070
107	10934	54.29	689361	593541
108	10851	54.29	684871	589052
109	10769	54.29	680422	584603
110	10688	54.29	676015	580195

Fuente: Elaboración Propia.

$$\begin{aligned}
 0.9d_e &= 122.85 \text{ cm} \\
 d_v \geq \text{máx} \quad 0.72h &= 151.92 \text{ cm} \\
 d_e - a/2 &= 128.31 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Por lo que: $d_v = 151.92 \text{ cm}$. El valor de d_e se obtuvo de la Tabla 32 y varía de acuerdo a la trayectoria del tendón teórico, lo mismo que el valor de a que depende de la determinación primero de c .

A continuación se presentan las fórmulas que permitirán el cálculo de los valores mostrados en la Tabla 32, en este caso el origen es en el centro del de la luz y a cada 1/10 de la longitud.

$$h = D1 + h_{ancas} + t_s$$

$$d_e = d_p = h - y$$

$$y = \frac{4f}{L^2} x^2 + \bar{y}_m$$

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$a = \beta_1 c$$

$$f_{po} = 0.7 f_{pu}$$

De la tabla 32 se obtienen los siguientes datos:

$$b_v = 25.00 \text{ cm}$$

$$V_p = 44\,427 \text{ kg}$$

Reemplazando los anteriores valores en la Ecuación 5.8.2.9-1 AASHTO LRFD se obtiene:

$$v_u = 33.50 \text{ kg/cm}^2$$

La máxima separación admisible, s_{max} , de la armadura transversal se determinara de acuerdo a lo establecido en el Art. 5.8.2.7 AASHTO LRFD.

$$\text{como} \quad v_u / f'_c = 0.096 \leq 0.125$$

Entonces el $s_{máx}$ será el mínimo de los siguientes valores:

Tabla 32:

Parámetros a usar en el diseño por cortante.

Ubicación	L (cm)	x (cm)	f (cm)	A_{ps} (cm ²)	α (rad)	V_p (kg)	f_{pu} (kg/cm ²)	β_1 0.80	k 0.28
100	3500	1750	71.72	54.29	0.082	49376	18984	0.80	0.28
100.5	3500	1568	71.72	54.29	0.073	44427	18984	0.80	0.28
101	3500	1400	71.72	54.29	0.065	38838	18984	0.80	0.28
102	3500	1050	71.72	54.29	0.049	30125	18984	0.80	0.28
103	3500	700	71.72	54.29	0.033	20051	18984	0.80	0.28
104	3500	350	71.72	54.29	0.016	9954	18984	0.80	0.28
105	3500	0	71.72	54.29	0.000	0.00	18984	0.80	0.28
106	3500	350	71.72	54.29	0.016	9803	18984	0.80	0.28
107	3500	700	71.72	54.29	0.033	19450	18984	0.80	0.28
108	3500	1050	71.72	54.29	0.049	28935	18984	0.80	0.28
109	3500	1400	71.72	54.29	0.065	38253	18984	0.80	0.28
110	3500	1750	71.72	54.29	0.082	47399	18984	0.80	0.28

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 32: Continuación.

Ubicación	$b = b_e$ (cm)	f'_c (kg/cm ²)	$4f/L^2$	\bar{y} (cm)	y (cm)	h (cm)	$d_e = d_p$ (cm)	c (cm)	a (cm)
100	202.50	350	0.0000234	16.95	88.67	211.00	122.33	20.39	16.31
100.5	202.50	350	0.0000234	16.95	74.49	211.00	136.51	20.48	16.39
101	202.50	350	0.0000234	16.95	62.85	211.00	148.15	20.55	16.44
102	202.50	350	0.0000234	16.95	42.77	211.00	168.23	20.65	16.52
103	202.50	350	0.0000234	16.95	28.42	211.00	182.58	20.70	16.56
104	202.50	350	0.0000234	16.95	19.81	211.00	191.19	20.73	16.59
105	202.50	350	0.0000234	16.95	16.95	211.00	194.05	20.74	16.59
106	202.50	350	0.0000234	16.95	19.81	211.00	191.19	20.73	16.59
107	202.50	350	0.0000234	16.95	28.42	211.00	182.58	20.70	16.56
108	202.50	350	0.0000234	16.95	42.77	211.00	168.23	20.65	16.52
109	202.50	350	0.0000234	16.95	62.85	211.00	148.15	20.55	16.44
110	202.50	350	0.0000234	16.95	88.67	211.00	122.33	20.39	16.31

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 32: Continuación.

Ubicación	$d_e - a/2$ (cm)	f_{ps} (kg/cm ²)	$0.72h$ (cm)	$0.9d_e$ (cm)	b_v (cm)	d_v (cm)	f_{po} (kg/cm ²)	V_u (kg)	M_u (kg·cm)
100	114.18	18098	151.92	110.10	25.00	151.92	13289	169709	0.00
100.5	128.31	18186	151.92	122.85	25.00	151.92	13289	154510	29288826
101	139.93	18247	151.92	133.34	25.00	151.92	13289	140956	53289689
102	159.98	18332	151.92	151.41	25.00	159.98	13289	112658	94362583
103	174.30	18381	151.92	164.32	25.00	174.30	13289	84814	123218682
104	182.89	18408	151.92	172.07	25.00	182.89	13289	57424	139857986
105	185.76	18416	151.92	174.65	25.00	185.76	13289	30489	145736423
106	182.89	18408	151.92	172.07	25.00	182.89	13289	57424	139857986
107	174.30	18381	151.92	164.32	25.00	174.30	13289	84814	123218682
108	159.98	18332	151.92	151.41	25.00	159.98	13289	112658	94362583
109	139.93	18247	151.92	133.34	25.00	151.92	13289	140956	53289689
110	114.18	18098	151.92	110.10	25.00	151.92	13289	169709	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

$$s_{m\acute{a}x} = \begin{matrix} 0.8d_v = 121.54 \text{ cm} \\ \text{mín} \\ 60.00 \text{ cm (gobierna)} \end{matrix}$$

Procedimiento General

(Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD)

Para secciones que contienen refuerzo transversal los valores de β y θ serán como se especifican a continuación:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 3 AASHTO LRFD})$$

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo por tracción como se muestra en la Figura N° 067. En lugar de un procedimiento laborioso, ε_s se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_sA_s + E_pA_{ps}} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 4 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$N_u = E_s = A_s = 0.0 \quad f_{po} = 13\,288.80 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando este y otros datos, especificados anteriormente, en la ecuación de ε_s se obtiene:

$$\varepsilon_s = -0.00391344$$

Como el valor de ε_s es negativo el Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD señala que se tomara como cero, por lo que.

$$\varepsilon_s = 0.0$$

Reemplazando el valor de ε_s en las ecuaciones 1 y 3 de las Especificaciones AASHTO LRFD se tiene lo siguiente:

$$\theta = 29^\circ (0.506 \text{ rad}) \qquad \beta = 4.8$$

Luego se tiene:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \qquad (\text{Art. 5.8.3.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Siendo, $f'_c = 35 \text{ MPa}$, reemplazando datos y los cambios de unidades pertinentes se obtiene:

$$V_c = 895\,176 \text{ N} \qquad \approx \qquad V_c = 91\,251 \text{ kg}$$

$$V_c = 91.25 \text{ ton}$$

El refuerzo transversal será necesario donde:

$$V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p) \qquad (\text{Art. 5.8.2.4} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_u = 154.51 \text{ ton} \geq 0.5\phi(V_c + V_p) = 61.06 \text{ ton}$$

Por lo tanto la armadura transversal, V_s , es requerida.

Proporcionando V_s :

$$V_s = \frac{V}{\phi} - V_c - V_p$$

De donde se tiene:

$$V_s = 35\,999 \text{ kg}$$

Espaciamiento requerido de estribos de $\emptyset \frac{1}{2}$ " (s).

$$d_s = 1.270 \text{ cm}$$

$$A_{\emptyset 1/2"} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2A_{\emptyset 1/2"}$$

$$A_v = 2.58 \text{ cm}$$

Teniendo en cuenta que:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} \quad (\text{C 5.8.3.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Reemplazando datos se tiene,

$$s \leq 82.00 \text{ cm} > s_{\text{máx}} = 60.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto dado que el espaciamiento calculado es mayor que el máximo permitido la separación de los estribos será $s = 60.00 \text{ cm}$.

c.2) Chequeo de armadura longitudinal

(Art. 5.8.3.5 AASHTO LRFD)

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición (Art. 5.8.3.5-1 AASHTO LRFD):

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \emptyset_f} + 0.5 \frac{N_u}{\emptyset_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\emptyset_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

En la cual V_s es la resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección investigada, que ya fue determinado previamente, A_s es el área de la armadura longitudinal que en este caso es igual a cero ($A_s = 0$).

Se probara con un $s = 30 \text{ cm}$

$$\text{Proporcionando } V_s = (35\,999 \text{ kg}) \left(\frac{60 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right) = 71\,998 \text{ kg}$$

Reemplazando este valor y otros en la Ecuación 5.8.3.5-1 AASHTO LRFD, se tiene:

$$987\,245\text{ kg} \geq 357\,413\text{ kg} \quad (\text{Art. 5.8.3.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$987.25\text{ ton} \geq 357.41\text{ ton} \quad OK$$

Se usara estribos de $\emptyset \frac{1}{2}''$ $s = 30$ cm en la ubicación 100.5.

c.3) Verificación por Resistencia al Corte

Teniendo un espaciamiento entre estribos de $s = 30$ cm, se tiene:

$$V_s = 72.00\text{ ton} \quad V_p = 44.43\text{ ton} \quad V_c = 91.25\text{ ton}$$

El cortante actuante es, $V_u = 154.51\text{ ton}$.

El cortante resistente es: $\phi_v V_n$, con $\phi_v = 0.90$

El valor de V_n deberá ser el menor de los siguientes valores:

$$V_n = V_c + V_p + V_s = 207.68\text{ ton}$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 376.75\text{ ton}$$

De donde se tiene que:

$$\phi_v V_n = 186.91\text{ ton} \geq V_u = 154.51\text{ ton} \quad OK$$

d. Ubicación 101 (350 cm)

Los datos que a continuación se muestran se tomaron de la Tabla 33 mostrado posteriormente.

$$V_u = 140\,956\text{ kg} \quad M_u = 53\,289\,689\text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$d_e = 148.15\text{ cm} \quad V_p = 39\,838\text{ kg}$$

$$d_v \geq \text{máx} \begin{cases} 0.9d_e = 133.34 \text{ cm} \\ 0.72h = 151.92 \text{ cm} \\ d_e - a/2 = 139.93 \text{ cm} \end{cases}$$

Por lo que: $d_v = 151.92 \text{ cm}$

d.1) Determinación de β y θ en la sección crítica (Art. 5.8.3.4 AASHTO LRFD)

$$f'_c(\text{viga}) = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (\text{Art. 5.8.2.9 - 1 AASHTO LRFD})$$

Reemplazando los anteriores valores en la Ecuación 5.8.2.9-1 AASHTO LRFD se obtiene:

$$v_u = 30.75 \text{ kg/cm}^2$$

La máxima separación admisible, $s_{\text{máx}}$, de la armadura transversal se determinara de acuerdo a lo establecido en el Art. 5.8.2.7 AASHTO LRFD.

$$\text{como } v_u/f'_c = 0.088 \leq 0.125$$

Entonces el $s_{\text{máx}}$ será el mínimo de los siguientes valores:

$$s_{\text{máx}} = \text{mín} \begin{cases} 0.8d_v = 121.54 \text{ cm} \\ 60.00 \text{ cm (gobierna)} \end{cases}$$

Procedimiento General (Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD)

Para secciones que contienen refuerzo transversal los valores de β y θ serán como se especifican a continuación:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

En las ecuaciones anteriores ε_s es la deformación longitudinal por tracción en la sección en el centroide del refuerzo por tracción como se muestra en la Figura 67. En lugar de un procedimiento laborioso, ε_s se puede determinar por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (\text{Art. 5.8.3.4.2} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$N_u = E_s = A_s = 0.0 \quad f_{po} = 13\,288.80 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando este y otros datos, especificados anteriormente, en la ecuación de ε_s se obtiene:

$$\varepsilon_s = -0.00251997$$

Como el valor de ε_s es negativo el Art. 5.8.3.4.2 AASHTO LRFD señala que se tomara como cero, por lo que.

$$\varepsilon_s = 0.0$$

Reemplazando el valor de ε_s en las ecuaciones 1 y 3 de las Especificaciones AASHTO LRFD se tiene lo siguiente:

$$\theta = 29^\circ (0.506 \text{ rad}) \quad \beta = 4.8$$

Luego se tiene:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (\text{Art. 5.8.3.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Siendo, $f'_c = 35 \text{ MPa}$, reemplazando datos y los cambios de unidades pertinentes se obtiene:

$$V_c = 895\,176\text{ N} \quad \approx \quad V_c = 91\,251\text{ kg}$$

$$V_c = 91.25\text{ ton}$$

El refuerzo transversal será necesario donde:

$$V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (\text{Art. 5.8.2.4} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_u = 140.96\text{ ton} \geq 0.5\phi(V_c + V_p) = 58.99\text{ ton}$$

Por lo tanto la armadura transversal, V_s , es requerida.

Proporcionando V_s :

$$V_s = \frac{V}{\phi} - V_c - V_p$$

De donde se tiene:

$$V_s = 25\,529\text{ kg}$$

Espaciamiento requerido de estribos de $\emptyset 1/2''$ (s).

$$d_s = 1.270\text{ cm}$$

$$A_{\emptyset 1/2''} = 1.29\text{ cm}^2$$

$$A_v = 2A_{\emptyset 1/2''}$$

$$A_v = 2.58\text{ cm}^2$$

Teniendo en cuenta que:

$$s \leq \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{V_s} \quad (\text{C 5.8.3.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Reemplazando datos se tiene,

$$s \leq 116.00\text{ cm} > s_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 60.00\text{ cm}$$

Por lo tanto dado que el espaciamiento calculado es mayor que el máximo permitido la separación de los estribos será $s = 60.00$ cm.

d.2) Chequeo de armadura longitudinal (Art. 5.8.3.5 AASHTO LRFD)

En todas las secciones la capacidad de tracción de la armadura longitudinal del lado del elemento traccionado por flexión se deberá dimensionar de manera que satisfaga la siguiente condición (Art. 5.8.3.5-1 AASHTO LRFD):

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5 V_s \right) \cot \theta$$

En la cual V_s es la resistencia al corte proporcionada por la armadura transversal en la sección investigada, que ya fue determinado previamente, A_s es el área de la armadura longitudinal que en este caso es igual a cero ($A_s = 0$).

Se probara con un $s = 30$ cm

$$\text{Proporcionando } V_s = (25\,529 \text{ kg}) \left(\frac{60 \text{ cm}}{30 \text{ cm}} \right) = 51\,057 \text{ kg}$$

Reemplazando este valor y otros en la Ecuación 5.8.3.5-1 AASHTO LRFD, se tiene:

$$990\,517 \text{ kg} \geq 515\,396 \text{ kg} \quad (\text{Art. 5.8.3.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$990.52 \text{ ton} \geq 515.40 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

Se usara estribos de $\emptyset \frac{1}{2}$ " $s = 30$ cm en la ubicación 101.

d.3) Verificación por Resistencia al Corte

Teniendo un espaciamiento entre estribos de $s = 30$ cm, se tiene:

$$V_s = 51.06 \text{ ton}$$

$$V_p = 39.84 \text{ ton}$$

$$V_c = 91.25 \text{ ton}$$

El cortante actuante es, $V_u = 140.96 \text{ ton}$.

El cortante resistente es: $\phi_v V_n$, con $\phi_v = 0.90$. El valor de V_n deberá ser el menor de los siguientes valores:

$$V_n = V_c + V_p + V_s = 182.15 \text{ ton}$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 372.16 \text{ ton}$$

De donde se tiene que:

$$\phi_v V_n = 163.93 \text{ ton} \geq V_u = 140.96 \text{ ton} \quad OK$$

e. Cortante Horizontal

(Art. 5.8.4 AASHTO LRFD)

En la interface entre dos concretos colocados en diferentes momentos la resistencia nominal al corte se considera como:

$$V_{nh} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

V_{nh} deberá ser el menor de:

$$V_{nh} \leq 0.2f'_c A_{cv} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_{nh} \leq 5.5A_{cv} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

A_{cv} = área del concreto que participa en la transferencia de corte (ancas).

$$A_{cv} = 535 \text{ cm}^2$$

A_{vf} = área de la armadura de corte que atraviesa el plano de corte (en este caso los estribos).

$$A_{vf} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ (2 patas)}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Para concretos de peso normal intencionalmente rugosa:

$c = \text{factor de cohesión}$ (Art. 5.8.4.2 AASHTO LRFD)

$$c = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$\mu = \text{factor de fricción}$ (Art. 5.8.4.2 AASHTO LRFD)

$$\mu = 1$$

$P_c = \text{fuerza de compresión permanente neta normal al plano de corte.}$

$P_c = \text{tablero} + \text{acera} + \text{ancas}$

$$P_c = 15.81 \text{ kg/cm}$$

Reemplazando datos se obtiene:

$$V_{nh} = 3\,760.81 \text{ kg/cm} + \frac{10\,036}{s} \text{ kg/cm}$$

$s = \text{espaciamiento para la armadura por corte, cm.}$

Asimismo:

$$0.2f'_c A_{cv} = 29\,960 \text{ kg/cm}$$

$$5.5A_{cv} = 2\,943 \text{ kg/cm (gobierna)}$$

Tabla 33:

Resumen del Cortante de Diseño.

$$\Omega = \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta$$

Ubicación	ϕ_v	ϕ_f	v_u (kg/cm ²)	ε_s (calculo)	ε_s (adoptado)	θ (°)	θ (rad)	β	V_c (kg)
100	0.90	1.00	36.65	-0.0056	0.0000	29	0.506	4.8	91251
100.5	0.90	1.00	33.50	-0.0039	0.0000	29	0.506	4.8	91251
101	0.90	1.00	30.75	-0.0025	0.0000	29	0.506	4.8	91251
102	0.90	1.00	23.77	-0.0005	0.0000	29	0.506	4.8	96090
103	0.90	1.00	17.03	0.0005	0.0005	31	0.535	3.5	77382
104	0.90	1.00	11.78	0.0008	0.0008	32	0.558	2.9	67119
105	0.90	1.00	7.29	0.0009	0.0009	32	0.560	2.9	67343
106	0.90	1.00	11.81	0.0009	0.0009	32	0.558	2.9	67076
107	0.90	1.00	17.16	0.0005	0.0005	31	0.535	3.5	77142
108	0.90	1.00	24.06	-0.0004	0.0000	29	0.506	4.8	96090
109	0.90	1.00	31.17	-0.0025	0.0000	29	0.506	4.8	91251
110	0.90	1.00	37.17	-0.0056	0.0000	29	0.506	4.8	91251

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 33:

Resumen del Cortante de Diseño.

Ubicación	v_u/f'_c	Requerido (s)	Requiere V_s si: $V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p)$	V_s (kg) Requerido	Proporcionado (s)	V_s (kg) Proporcionado	Chequeo $A_{ps}f_{ps} \geq \Omega$
100	0.105	60	$169\,709 \geq 63\,282$	47 938	30	95 876	$982\,463 \geq 164\,622$
100.5	0.096	60	$154\,510 \geq 61\,055$	35 999	30	71 998	$987\,241 \geq 357\,413$
101	0.088	60	$140\,956 \geq 58\,990$	25 599	30	51 057	$990\,517 \geq 515\,396$
102	0.068	60	$112\,658 \geq 56\,797$	-1 040	60	-1 040	$995\,131 \geq 762\,269$
103	0.049	60	$84\,814 \geq 43\,845$	-3 196	60	-3 196	$997\,825 \geq 834\,848$
104	0.034	60	$57\,424 \geq 34\,683$	-13 268	60	-13 268	$999\,254 \geq 861\,605$
105	0.021	60	$30\,489 \geq 30\,304$	-33 466	60	-33 466	$999\,702 \geq 865\,339$
106	0.034	60	$57\,424 \geq 34\,596$	-13 074	60	-13 074	$999\,254 \geq 861\,672$
107	0.049	60	$84\,814 \geq 43\,466$	-2 355	60	-2 355	$997\,825 \geq 835\,052$
108	0.069	60	$112\,658 \geq 56\,261$	150	60	150	$995\,131 \geq 763\,342$
109	0.089	60	$140\,956 \geq 58\,277$	27 114	30	54 227	$990\,517 \geq 515\,396$
110	0.106	60	$169\,709 \geq 62\,392$	49 915	30	99 831	$982\,463 \geq 164\,622$

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 33:

Resumen del Cortante de Diseño.

Ubicación	f'_c (ton/cm ²)	V_p (ton)	V_c (ton)	V_s (ton)	$V_p+V_c+V_s$ (ton)	$0.25f'_c b_v d_v$ (ton)	V_n (ton)	$\phi_v V_n \geq V_u$ (ton) (ton)
100	0.35	49.38	91.25	95.88	236.50	332.33	236.50	212.85 \geq 169.71
100.5	0.35	44.43	91.25	72.00	207.68	332.33	207.68	186.91 \geq 154.51
101	0.35	39.84	91.25	51.06	182.15	332.33	182.15	163.93 \geq 140.96
102	0.35	30.13	96.09	-	126.22	349.95	126.22	113.59 \geq 112.66
103	0.35	20.05	77.38	-	97.43	381.28	97.43	87.69 \geq 84.81
104	0.35	9.95	67.12	-	77.07	400.08	77.07	69.37 \geq 57.42
105	0.35	0.00	67.34	-	67.34	406.34	67.34	60.61 \geq 30.49
106	0.35	9.80	67.08	-	76.88	400.08	76.88	69.19 \geq 57.42
107	0.35	19.45	77.14	-	96.59	381.28	96.59	86.93 \geq 84.81
108	0.35	28.94	96.09	0.15	125.18	349.95	125.18	112.66 \geq 112.66
109	0.35	38.25	91.25	54.23	183.73	332.33	183.73	165.36 \geq 140.96
110	0.35	47.40	91.25	99.83	238.48	332.33	238.48	214.63 \geq 169.71

Fuente: Elaboración Propia.

Se debe cumplir que:

$$\phi_v V_{nh} \geq \eta V_{uh}$$

Siendo:

V_{uh} = cortante horizontal debido a la acera, barandas, futura superficie de desgaste, PL y $LL+IM$.

$$V_{uh} = \frac{V_u}{d_v} \quad (C 5.8.4.1 - 1 AASHTO LRFD)$$

V_u = fuerza cortante factorada debido a la superposición de las cargas en la sección compuesta.

$$V_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL$$

Se asumirá que la sección crítica para cortante horizontal es en la misma ubicación que la sección crítica para cortante vertical, esto es en la posición 100.5 cerca al punto de apoyo.

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = 151.92 \text{ cm}$$

En la sección crítica se tiene:

$$V_u = \eta \{ 1.25[(DC2)V_x] + 1.50[(DW)V_x] + 1.75[mg_v(V_{d_{\text{critico}}}IM + V_{\text{carril}})] + 1.75[PL] \}$$

$$V_u = 96.02 \text{ ton} \quad \approx \quad V_u = 96\,017.09 \text{ kg}$$

Por lo que:

$$V_{uh} = 632.02 \text{ kg/cm}$$

V_{nh} requerido:

$$V_{nh} = \frac{V_{uh}}{\phi_v} = 702.25 \text{ kg/cm}$$

Verificando que V_{nh} requerido es \leq que V_{nh} proporcionado, se tiene:

$$702.25 \text{ kg/cm} \leq 2\,943 \text{ kg/cm} \quad OK$$

El valor del V_{nh} se igualara al V_{nh} proporcionado para obtener el valor del espaciamiento s .

$$702.15 \text{ kg/cm} = 3760 \text{ kg/cm} + \frac{10\,836}{s} \text{ kg/cm}$$

$$s = -3.54 < 0, \text{ por lo que no es necesario acero}$$

Mínima armadura por corte:

$$A_{vf} \geq \frac{0.35b_v}{f_y} \quad (\text{Art. 5.8.4.1} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Siendo $b_v = B1 = 107 \text{ cm}$, reemplazando se tiene: $A_{vf} = 0.009 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

La armadura proporcionada cerca del apoyo para resistir el cortante vertical son estribos en forma de U de $\emptyset 1/2'' @ 30 \text{ cm}$, de donde se tiene que:

$$A_{vf} = \frac{2A_{\emptyset 1/2''}}{s}$$

El acero proporcionado deberá ser mayor o igual al acero requerido, reemplazando datos se tiene:

$$A_{vf(\text{proporcionado})} = 0.086 \text{ cm}^2/\text{cm} > A_{vf(\text{requerido})} = 0.009 \text{ cm}^2/\text{cm} \quad OK$$

La mínima armadura A_{vf} requerida se puede obviar si V_n/A_{cv} es menor que 7 kg/cm^2 .

$$V_n/A_{cv} = 1.31 \text{ kg/cm}^2 < 7 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

OK para renunciar al requisito mínimo.

Se usara $s = 30 \text{ cm}$ en la sección crítica. Por inspección el cortante horizontal no gobierna el espaciamiento de estribos para cualquiera de las ubicaciones restantes.

K. Verificar Detalles

1. Zona de Anclaje

(Art. 5.10.9 AASHTO LRFD)

Los anclajes serán diseñados para el Estado Limite de Resistencia I. Para utilizar el método aproximado descrito en el Art. 5.10.9.6 AASHTO LRFD se deberá satisfacer las siguientes condiciones:

El elemento tiene sección transversal rectangular y su dimensión longitudinal no es menor que la mayor dimensión de la sección transversal.

Las dimensiones de la zona de anclaje serán las siguientes en concordancia con el Art. 5.10.9.1 AASHTO LRFD:

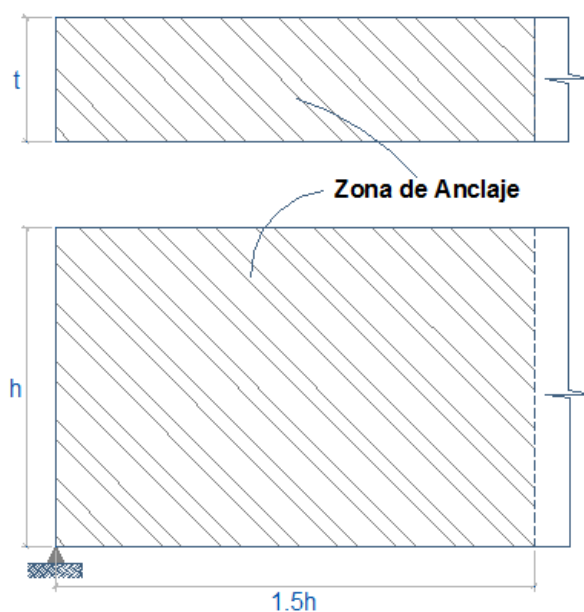


Figura 67: Zona de anclaje. Fuente: Elaboración Propia.

$$h = D1 = 186 \text{ cm}$$

$$t = B2 = 71 \text{ cm}$$

$$1.5h = 279 \text{ cm}$$

El elemento no tiene discontinuidades dentro de la zona de anclaje ni delante de la misma.

La distancia mínima del anclaje al borde en el plano principal del elemento no es menor que 1.5 veces la correspondiente dimensión lateral, a , del dispositivo de anclaje.

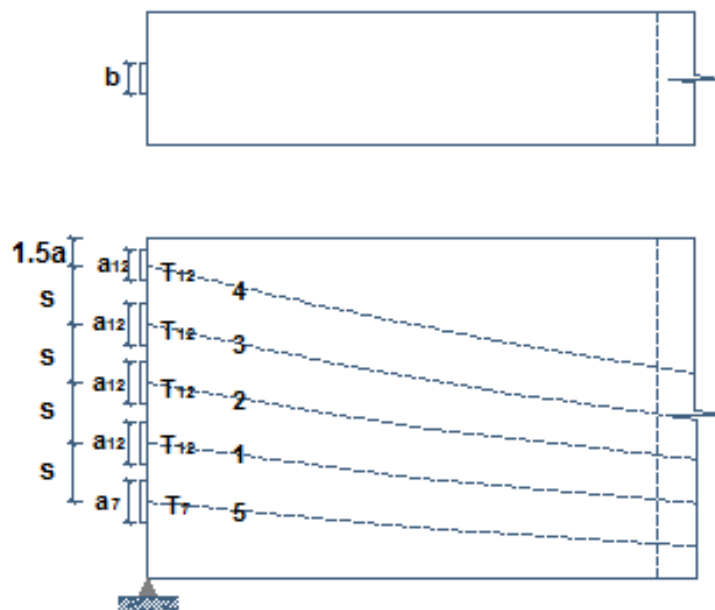


Figura 68: Ilustración del significado de a . Fuente: Elaboración Propia.

Dónde: $a = a_{12} = A_{12} = 22.56 \text{ cm}$.

$$X_{R12} = 33.83 \text{ cm} = 1.5A_{12} = 33.83 \text{ cm} \text{ OK}$$

Dentro de la zona de anclaje hay solamente un dispositivo de anclaje o un grupo de dispositivos de anclaje poco separados.

$$s < 1.5a$$

(C 5.10.9.6.1 AASHTO LRFD)

Con: $a = a_{12} = A_{12} = 22.56 \text{ cm}$

$$s = X_{12} = 31.75 \text{ cm} < 1.5A_{12} = 33.83 \text{ cm} \text{ OK}$$

El ángulo de inclinación del tendón, está comprendido entre -5.0° y $+20.0^\circ$.

$$\alpha_1 = 2.9226^\circ \approx \alpha_1 = 0.051 \text{ rad OK}$$

$$\alpha_2 = 4.9915^\circ \approx \alpha_2 = 0.087 \text{ rad OK}$$

$$\alpha_3 = 7.0474^\circ \approx \alpha_3 = 0.123 \text{ rad OK}$$

$$\alpha_4 = 8.3335^\circ \approx \alpha_4 = 0.145 \text{ rad OK}$$

$$\alpha_5 = 0.0767^\circ \approx \alpha_5 = 0.001 \text{ rad OK}$$

Por lo tanto se puede utilizar el método aproximado.

Tensiones de Compresión en la Zona General (Art. 5.10.9.6.2 AASHTO LRFD)

Determinar los esfuerzos permisibles de compresión en el concreto con:

$$f_{ca} = \frac{0.6P_u K}{A_b \left(1 + l_c \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right) \right)} \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

Para lo cual:

si $a \leq s < 2a_{eff}$, entonces:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0.3 + \frac{n}{15} \right) \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2 - 2 AASHTO LRFD})$$

si $s \geq 2a_{eff}$, entonces:

$$K = 1 \quad (\text{Art. 5.10.9.6.2 - 3 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

K = factor de corrección para anclajes poco separados.

a_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la mayor dimensión de la sección transversal.

b_{eff} = dimensión lateral del área de apoyo efectiva medida paralela a la menor dimensión de la sección transversal.

P_u = fuerza mayorada en el tendón.

t = espesor del elemento.

s = separación entre centros de los anclajes.

n = número de anclajes en una fila.

l_c = extensión longitudinal de la armadura de confinamiento de la zona local; no se debe tomar mayor que el mayor valor entre $1.15a_{eff}$ o $1.15b_{eff}$.

A_b = área de apoyo efectiva.

El área de apoyo efectiva, A_b , se deberá tomar como:

$$A_b = \max \begin{cases} A_{plate} \\ A_{conf.} \end{cases}$$

Con las siguientes limitaciones:

Si A_{plate} (área de la placa) es el valor determinante,

$$A_{plate} \leq \frac{4}{\pi A_{conf}}$$

Si A_{conf} es el valor determinante,

$$b_{conf} \text{ ó } a_{conf} \leq 2a$$

$$b_{conf} \text{ ó } a_{conf} \leq 3b$$

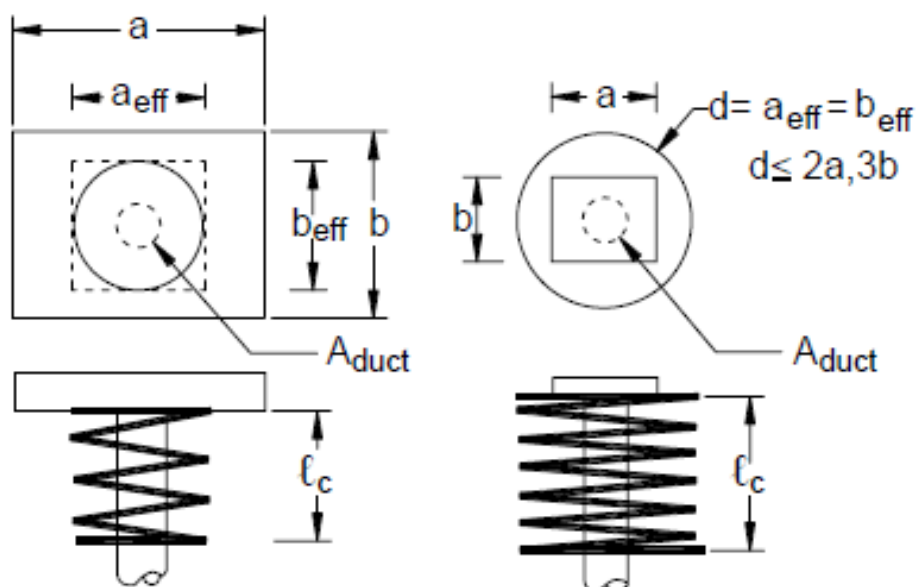


Figura 20: Área de apoyo efectiva. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

A_{conf} = área de apoyo del concreto confinado en la zona local (Art. 5.10.9.7.1 AASHTO LRFD).

Las dimensiones transversales de la zona local en cada dirección se deberán tomar como el valor mayor entre:

El tamaño de la correspondiente placa de apoyo, más dos veces el mínimo recubrimiento de concreto requerido para la aplicación y ambientes particulares.

La dimensión exterior de cualquier armadura de confinamiento requerida, más el recubrimiento de concreto requerido para la armadura de confinamiento para la aplicación y ambiente particulares.

$$c = 5 \text{ cm}$$

$$t = 71 \text{ cm}$$

$$a = a_{12} = 22.56 \text{ cm}$$

Considerando que se colocaran espirales en forma de espiral en la zona local, como se puede observar en la Figura 20, se tiene:

$$b_{conf} = a_{conf}$$

$$a_{conf} = a + 2c$$

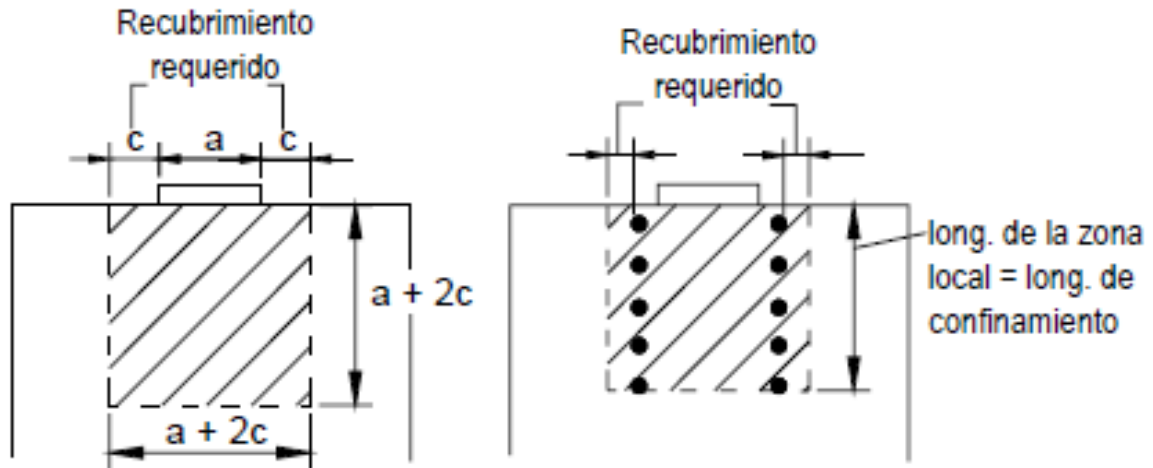


Figura 21: Geometría de la Zona Local. Fuente: AASHTO Especificaciones AASHTO LRFD (2004).

Reemplazando datos se tiene que:

$$a_{conf} = b_{conf} = 32.56 \text{ cm}$$

Por lo que el área de confinamiento y por ende el área de la zona local será:

$$A_{conf} = \frac{\pi d^2}{4}$$

Siendo, $d = a_{conf} = b_{conf}$, con lo que se tiene:

$$A_{conf} = 832.40 \text{ cm}^2$$

El área de la placa de anclaje (A_{plate}) se utilizara las dimensiones de la placa para el tendón de 12 strands, con lo que se tendría:

$$A_{plate} = a \cdot b$$

Siendo:

$$a = b = 22.56 \text{ cm}$$

Con lo que se tiene:

$$A_{plate} = 508.74 \text{ cm}^2$$

Comparando el A_{conf} con el A_{plate} para determinar cuál será el área de apoyo efectiva, se tiene:

$$A_{plate} = 508.74 \text{ cm}^2 < A_{conf} = 832.40 \text{ cm}^2$$

Para que A_{conf} sea el valor determinante deberá cumplir que:

$$d = 32.56 \text{ cm} \leq 3b = 67.67 \text{ cm} \quad OK$$

$$d = 32.56 \text{ cm} \leq 2a = 45.11 \text{ cm} \quad OK$$

Como se cumple con lo anterior entonces el valor determinante es A_{conf} .

$$A_b = A_{conf} - A_{ducto}$$

$$A_b = A_{conf} - \frac{\pi \phi_F^2}{4}$$

$$A_b = 782.76 \text{ cm}^2$$

Por lo que, $a_{eff} = b_{eff} = 32.56 \text{ cm}$

El valor de K se basara en la separación de los tendones y el tamaño de la placa de anclaje, como:

$$s = 31.75 \text{ cm} \leq 2a_{eff} = 65.11 \text{ cm}$$

Entonces el valor de K será:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}}\right) \left(0.3 + \frac{n}{15}\right)$$

Con $n = 1$.

$$K = 1.38$$

La fuerza de tesado (fuerza en el gato hidráulico), en un tendón es:

$$F_{pj} = f_{pj} \cdot \text{No. strands}_{T_{12}} \cdot A_{strand}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$F_{pj} = 161\,889 \text{ kg}$$

$$F_{pj} = 161.89 \text{ ton}$$

La fuerza del tendón factorizada para el diseño del anclaje es de acuerdo al Art. 3.4.3.2 AASHTO LRFD lo siguiente:

$$P_u = 1.2F_{pj}$$

$$P_u = 194\,267 \text{ kg}$$

$$P_u = 194.27 \text{ ton}$$

El valor de l_c será tal como se mostró en la Figura 20:

$$l_c = a + 2c$$

$$l_c = 32.56 \text{ cm}$$

El valor de l_c debe ser igual o menor al valor máximo de $1.15a_{eff}$ o $1.15b_{eff}$, con lo que se tiene:

$$l_c = 32.56 \text{ cm} \leq 1.15a_{eff} = 37.44 \text{ cm} \quad OK$$

Reemplazando los valores pertinentes en el Ecuación 5.10.9.6.2-1 AASHTO LRFD se tiene que:

$$f_{ca} = 132.90 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia a la compresión del concreto calculado para la zona general no deberá exceder a:

$$0.7\phi f'_c \quad (\text{Art. 5.10.9.3.1 AASHTO LRFD})$$

Siendo:

$$\phi = 0.80 \quad f'_{ci} = 305 \text{ kg/cm}^2$$

Con lo que se tiene que:

$$f_{ca} = 132.90 \text{ kg/cm}^2 < 0.7\phi f'_{ci} = 170.80 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

A continuación se determinara el esfuerzo de compresión a una distancia igual a la menor dimensión de la placa. Se asumirá que la carga se distribuye en un ángulo de 30° , el área, A_e , se determinara de la siguiente manera:

$$A_e = (a + 2a \tan \alpha)^2 - \frac{\pi \phi_F^2}{4}$$

Con:

$$\alpha = 30^\circ = 0.524 \text{ rad}$$

Reemplazando datos correspondientes, se tiene:

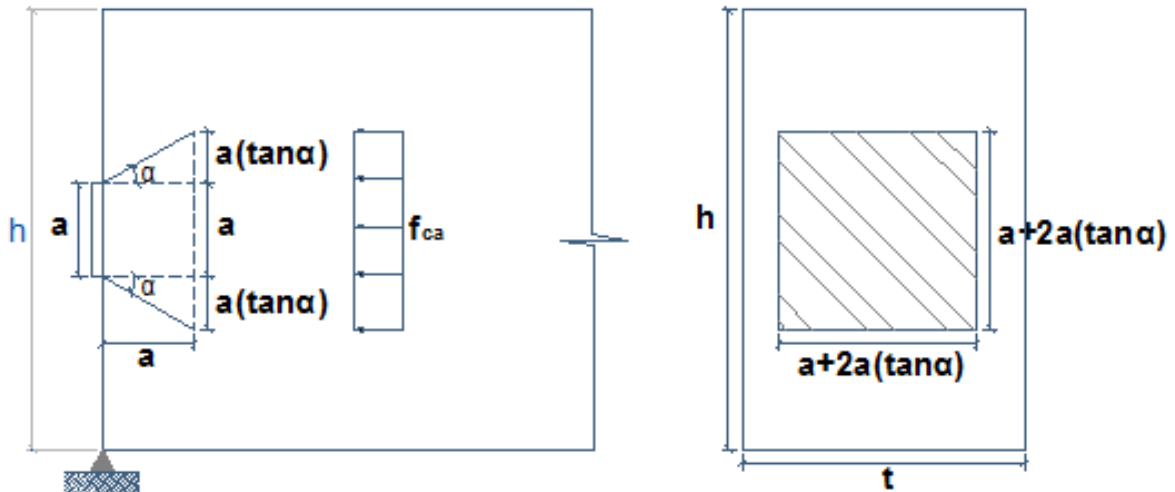


Figura 69: Ilustración de los términos para A_e . Fuente: Elaboración Propia.

$$A_e = 2\,312.29 \text{ cm}^2$$

El esfuerzo correspondiente es:

$$f_e = \frac{P_u}{A_e}$$

Con lo que se tiene:

$$f_e = 84.02 \text{ kg/cm}^2 < f_{ca} = 132.90 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Fuerza de Desgarramiento por Tracción

(Art. 5.10.9.6.3 AASHTO LRFD)

Se tomara la pendiente del tendón teórico en los extremos de la superestructura.

$$\alpha = 4.69^\circ \approx \alpha = 0.082 \text{ rad}$$

La fuerza de desgarramiento en el anclaje se calcula de acuerdo con el Art. 5.10.9.6.3-1 AASHTO LRFD, como:

$$T_{burst} = 0.25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0.5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right|$$

Dónde:

h = dimensión lateral de la sección transversal en la dirección considerada.

$$h = 186 \text{ cm}$$

a = dimensión lateral del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje en la dirección considerada.

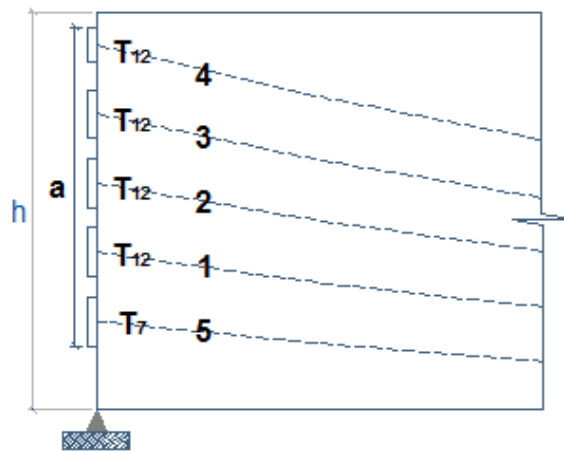


Figura 70: Ilustración del significado de a . Fuente: Elaboración Propia.

$$a = h - \frac{X_{R7}}{2} - \frac{h_1}{2}$$

Siendo h_1 la distancia desde el borde al centroide del tendón 1, reemplazando datos se tiene:

$$a = 168.80 \text{ cm}$$

$$\sum P_u = 1.2 f_{pj} \cdot \text{No. strands} \cdot A_{strand}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\sum P_u = 890\,392 \text{ kg}$$

Reemplazando los datos anteriores se obtiene la fuerza de desgarramiento:

$$T_u = 56\,955 \text{ kg}$$

$$T_u = 56.96 \text{ ton}$$

La ubicación de la fuerza de desgarramiento, d_{burst} , se puede tomar como lo específica el Art. 5.10.9.6.3-2 AASHTO LRFD:

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e) + 5e \sin \alpha$$

Dónde:

e = excentricidad del dispositivo de anclaje o grupo de dispositivos de anclaje respecto del baricentro de la sección transversal; siempre positiva (cm).

$$e = e_{end}$$

$$e = 6.52 \text{ cm}$$

Suplantando los datos adecuados se tiene:

$$d_{burst} = 89 \text{ cm}$$

Para la tracción en el acero en la zona de anclaje se tiene:

$$A_s req'd = \frac{T_{burst}}{\phi f_y}$$

Con:

$$\phi = 1.00$$

(Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD)

Con lo que se tiene que:

$$A_s req'd = 13.56 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento, s , de la armadura de desgarramiento deberá ser el menor de:

$$s \leq \min \begin{cases} 24d_{barra} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Art. 5.10.9.3.2 AASHTO LRFD})$$

Considerando $d_{barra} = \emptyset 1/2''$ se tiene:

$$d_{barra} = 1.270 \text{ cm} \quad A_{\emptyset 1/2''} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Se tiene que s debe ser el menor valor de lo especificado en el artículo 5.10.9.3.2 de las Especificaciones AASHTO LRFD:

$$s \leq \begin{cases} 24d_{barra} = 30.48 \text{ cm} \\ 30.00 \text{ cm (gobierna)} \end{cases}$$

El espaciamiento provisto será:

$$s = 15.00 \text{ cm}$$

El Art. 5.10.9.3.2 AASHTO LRFD establece que esta armadura se deberá distribuir delante de la superficie cargada a una distancia tomada igual al menor valor entre:

$$2.5d_{burst} = 223 \text{ cm} \quad 1.5h = 279 \text{ cm}$$

Por lo que la distancia horizontal a proveer de armadura de desgarramiento será:

$$l_{burst} = 223 \text{ cm}$$

El número de las barras a usar será igual a

$$No. \cdot barras = \frac{l_{burst} - c}{s} - 1$$

$$No. \cdot barras = 14$$

El área de acero proporcionado será:

$$A_s = No.barras \cdot A_{\phi 1/2"} \cdot 2 patas/estribo$$

$$A_s = 34.89 \text{ cm}^2$$

Comparando el acero requerido con el acero proporcionado se tiene:

$$A_s req'd = 13.56 \text{ cm}^2 < A_s = 34.89 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$

3.2.5.2 Superestructura de Vigas de Sección Compuesta

3.2.5.2.1 Datos Generales

Luz del puente $L = 35.00$ m

Ancho del tablero $w = 3.60$ m

Ancho de la acera $c = 1.00$ m

Espesor del asfalto $e = 0.05$ m

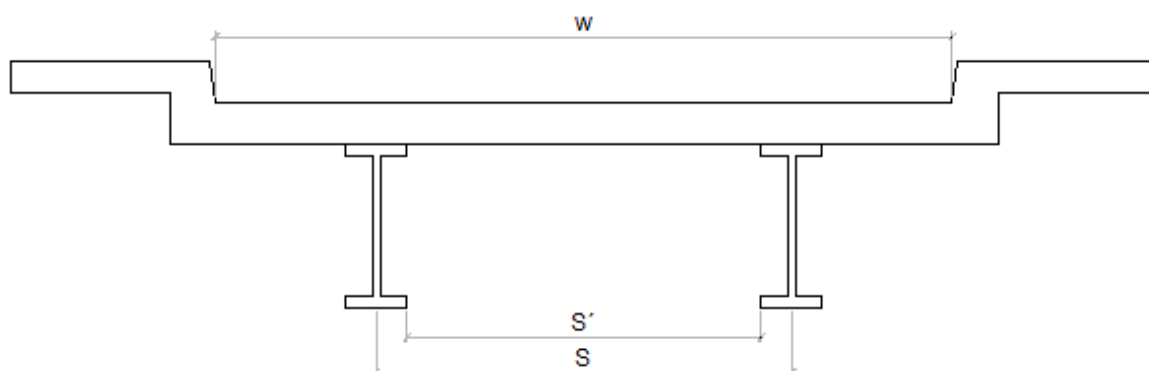


Figura 71: Sección transversal Viga Sección Compuesta. Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.2.2 Materiales

Concreto Armado

Resistencia a la compresión $f'_c = 280$ kg/cm² (Art. 5.4.2.1 AASHTO LRFD)

Peso Específico $\gamma_c = 2400$ kg/m³

Módulo de Elasticidad $E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ (Art. 5.4.2.4 AASHTO LRFD)

Con, $f'_c = 28 \text{ MPa}$

→ $E_c = 267\,524.98 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo

Esfuerzo de Fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.3.1 AASHTO LRFD)

Módulo de Elasticidad $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 5.4.3.2 AASHTO LRFD)

Acero Estructural

Módulo de Elasticidad $E = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Art. 6.4.1 AASHTO LRFD)

Peso Específico $\gamma = 2400 \text{ kg/m}^3$ (Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRFD)

Viga Principal (AASHTO M270M Grado 345) (Tabla 6.4.1-1 AASHTO LRFD)

Esfuerzo de fluencia mínimo

$$F_y = 3\,450 \text{ kg/cm}^2$$

Mínima resistencia a la tracción

$$F_u = 4\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Diafragmas (AASHTO M270M Grado 250) (Tabla 6.4.1-1 AASHTO LRFD)

Esfuerzo de fluencia mínimo

$$F_y = 2\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Mínima resistencia a la tracción

$$F_u = 4\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Conectores de Corte (AASHTO M169 Grado 1015) (Art. 6.4.4 AASHTO LRFD)

Esfuerzo de fluencia mínimo

$$F_y = 3\,450 \text{ kg/cm}^2$$

Mínima resistencia a la tracción

$$F_u = 4\,500 \text{ kg/cm}^2$$

Asfalto

$$\gamma_a = 2\,250 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Tabla 3.5.1-1 AASHTO LRFD})$$

3.2.5.2.3 Determinación de la Sección de Prueba

1. Ancho del Carril de Tráfico del Puente

$$w = 3.60 \text{ m}$$

2. Predimensionamiento de la Acera

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

3. Número y Separación de Viga Longitudinal

a. Numero de vigas

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

b. Separación de Vigas (S)

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

c. Predimensionamiento de la Viga Longitudinal

Para definir la geometría de la viga, se propondrán dimensiones iniciales, para luego realizar las verificaciones correspondientes y comprobar si la sección propuesta es suficiente para resistir las solicitaciones.

Geometría de la Sección

$$h = 0.040L$$

(Tabla 2.5.2.6.3 – 1 AASHTO LRFD)

Dónde:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

De donde se obtiene que $h = 1.40 \text{ m}$, en este caso se adoptara:

$$h = 1.43 \text{ m}$$

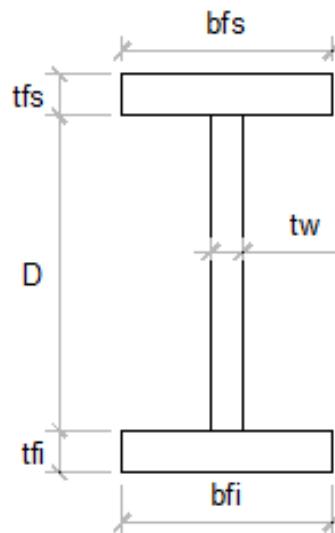


Figura 72: Significado de las dimensiones del perfil de prueba. Fuente: Elaboración propia.

$$b_{fs} = 0.4000 \text{ m}$$

Ancho de ala superior

$$t_{fs} = 0.0500 \text{ m}$$

Espesor del ala superior

$D = 1.1000$ m	Altura del alma
$t_w = 0.0250$ m	Espesor del alma
$b_{fi} = 0.4000$ m	Ancho del ala inferior
$t_{fi} = 0.0500$ m	Espesor del ala inferior

$$S' = 1.63 \text{ m} \quad S' = \text{Luz libre de losa}$$

d. Predimensionamiento del Tablero

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

e. Predimensionamiento de Vigas Diafragmas

Numero de Diafragmas

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

Geometría de la Sección

Diafragma Extremo e Intermedio

$b_{fs} = 0.2000$ m	Ancho de ala superior
$t_{fs} = 0.0125$ m	Espesor de ala superior
$D = 0.4000$ m	Altura del alma
$t_w = 0.0095$ m	Espesor del alma
$b_{fi} = 0.2000$ m	Ancho de ala inferior
$t_{fi} = 0.0125$ m	Espesor del ala inferior

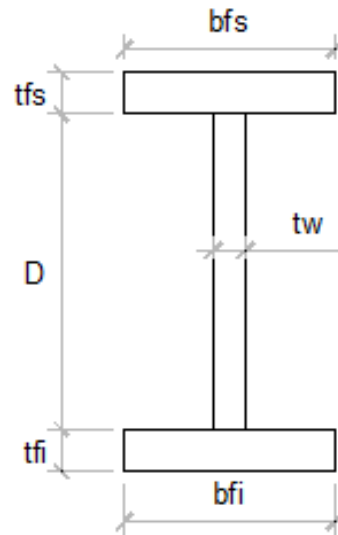


Figura 73: Significado de las dimensiones del diafragma. Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.2.4 Análisis y Diseño de la Superestructura

A. Desarrollo de la Sección General

1. Ancho de la Carretera

$$w = 3.60 \text{ m}$$

2. Disposición del Tramo

Simplemente apoyado, con:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

3. Seleccionar Tipo de Puente

Puente de dos vigas y losa, la viga será de sección compuesta de acero estructural con tablero de concreto vaciado in situ.

B. Desarrollo de la Sección Típica

Se usará una viga de sección compuesta doble T.

1. Sección Compuesta (Art. 6.10.1.1 AASHTO LRFD)

La sección consiste en un tablero de concreto conectado a un perfil de acero estructural mediante conectores de corte.

2. No Híbrida (Art. 6.10.1.3 AASHTO LRFD)

El perfil adoptado será una viga laminada y las mismas propiedades materiales se utilizarán a lo largo de la sección transversal.

3. Profundidad de Alma Variable (Art. 6.10.1.4 AASHTO LRFD)

La profundidad de la sección es prismática y las disposiciones de profundidad variable no son aplicables.

C. Diseño del Tablero de Concreto Armado

No se mostrará el diseño de la cubierta al no ser parte de los propósitos de la presente investigación.

D. Selección de Factores de Resistencia

1. Estado Límite de Resistencia	ϕ	(Art. 6.5.4.2 AASHTO LRFD)
Flexión	1.00	
Corte	1.00	
2. Otros Estados Límites	1.00	(Art. 1.3.2.1 AASHTO LRFD)

E. Seleccionar Modificadores de Carga

		<u>Resistencia</u>	<u>Servicio</u>	<u>Fatiga</u>	
Ductilidad	η_D	1.0	1.0	1.0	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
Redundancia	η_R	1.0	1.0	1.0	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
Importancia	η_I	1.0	N/A	N/A	(Art. 1.3.3 AASHTO LRFD)
$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I$		1.0	1.0	1.0	

F. Selección de Combinaciones de Carga y Factores de Carga

1. Estado Limite de Resistencia I

$$U = \eta[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

2. Estado Limite de Servicio I

$$U = \eta[1.0(DC + DW) + 1.0(LL + IM) + 1.0PL]$$

3. Estado Limite de Servicio II

$$U = \eta[1.0(DC + DW) + 1.3(LL + IM) + 1.3PL]$$

4. Estado Limite de Fatiga I y II, y Fractura

$$U_{Fatiga I} = \eta[1.5(LL + IM)]$$

$$U_{Fatiga II} = \eta[0.75(LL + IM)]$$

5. Estado de Cargas de Construcción I (Art. 3.4.2 AASHTO LRFD)

$$U = \eta[1.25DC + 1.75(\text{Sobrecargas de construccion mas } 1.5IM)]$$

G. Calculo de las Solicitaciones Debidas a la Sobrecarga

1. Número de Carriles (Art. 3.6.1.1.1 AASHTO LRFD)

$$N_L = w/360$$

$$N_L = 1$$

2. Presencia de Múltiples Sobrecargas

(Art. 3.6.1.1.2 AASHTO LRFD)

<u>N° de Carriles Cargados</u>	<u>m</u>
1	1.20
2	1.00
3	0.85

3. Incremento por Carga Dinámica

(Art. 3.6.2 AASHTO LRFD)

<u>Componente</u>	<u>IM (%)</u>
Juntas del Tablero	75
Fatiga	15
Los demás Estados	33

4. Factores de Distribución para Momento

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

$$mg_M = 0.778$$

5. Factor de Distribución para Corte

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

$$mg_V = 0.778$$

6. Calculo de Cortantes y Momentos debidos a la Sobrecarga

Los valores son los mismos que corresponde a la superestructura de concreto presforzado.

7. Rigidez

(Art. 6.10.1.5 AASHTO LRFD)

Las cargas se aplicaran a:

Secciones no compuestas: propiedades de la rigidez de la sección de acero solamente.

Secciones compuestas (cargas permanentes): propiedades de rigidez de la sección compuesta a largo plazo.

Secciones compuestas (cargas transitorias): propiedades de la rigidez de la sección compuesta a corto plazo.

8. Reacciones a la Subestructura

(Art. 3.6 AASHTO LRFD)

$$R_A = V_{m\acute{a}x(LL+IM)} = 56.69 \text{ ton/carril}$$

H. Calculo de las Solicitaciones Debidas a Otras Cargas

Análisis por carga uniformemente distribuida w

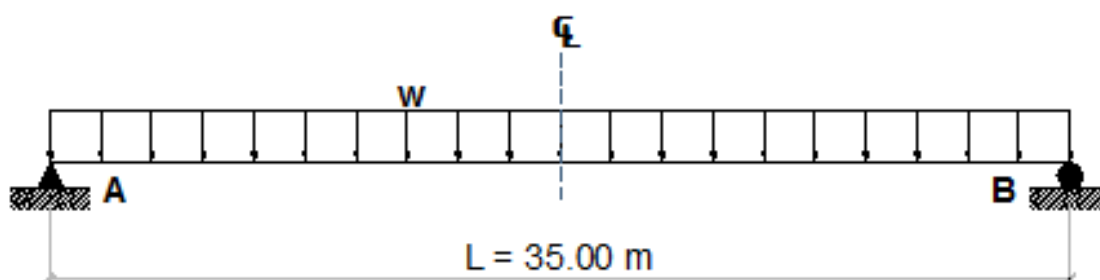


Figura 74: Carga muerta distribuida. Fuente: Elaboración propia.

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{wL^2}{8} \qquad V_{m\acute{a}x} = \frac{wL}{2}$$

$D1$ = carga muerta de componentes estructurales y accesorios, tomadas por la sección de acero no compuesta (DC).

$D2$ = futura superficie de desgaste (DW).

$D3$ = cargas debidas al peso de la veredas y barandas (DC).

PL = sobrecarga peatonal (PL).

D1

Teniendo en cuenta que el peso específico del acero estructural según las Especificaciones AASTHO LRFD, $\gamma = 7.85 \text{ ton/m}^3$

Viga Metálica:

$$w_{viga} = A_{viga} \cdot \gamma$$

Dónde:

$$A_{viga} = 0.07 \text{ m}^2$$

$$w_{viga} = 1.85 \text{ ton/m}$$

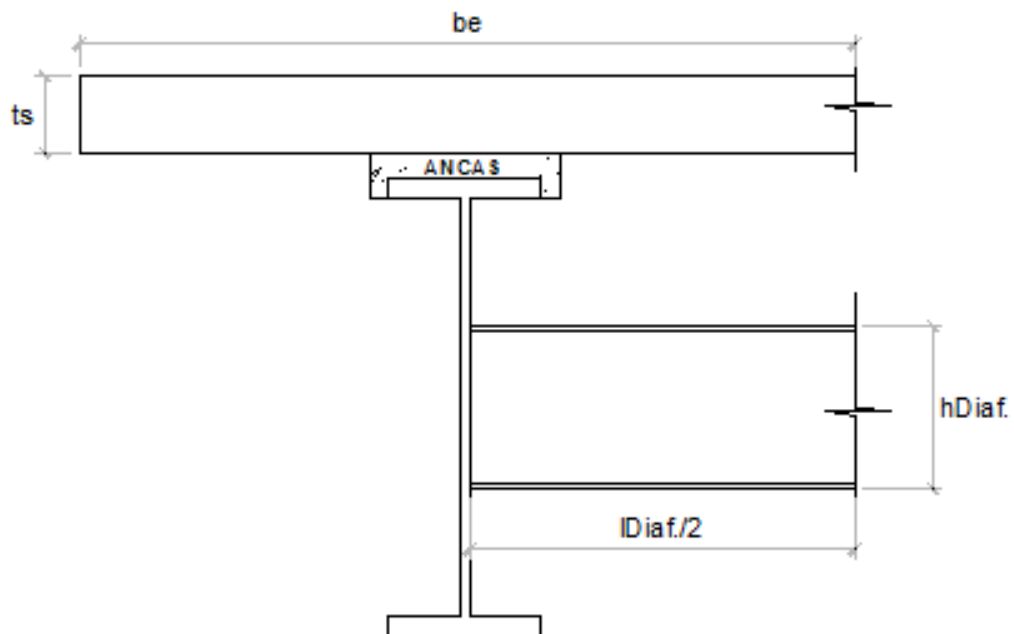


Figura 75: Componentes de la sección. Fuente: Elaboración propia.

Diafragmas:

Se colocaran cuatro diafragmas a lo largo de todo el tramo, uno en cada apoyo y en los tercios de la luz del puente, se tiene:

$$P_{Diaf.} = A_{Diaf.} \cdot \frac{l_{Diaf.}}{2} \cdot \gamma$$

Siendo: $A_{Diaf.} = 0.009 \text{ m}^2$ $l_{Diaf.}/2 = 1.0078 \text{ m}$

$$P_{Diaf.} = 0.07 \text{ ton}$$

Ancas de Concreto:

Se colocaran ancas de concreto de un promedio de 0.50 m x 0.05 m por viga de acero estructural.

$$b = 0.50 \text{ m} \qquad h = 0.05 \text{ m}$$

$$w_{Ancas} = b \cdot h \cdot \gamma_c$$

$$w_{Ancas} = 0.06 \text{ ton/m}$$

Tablero de Concreto:

Se calculará el peso de la losa para la mitad del ancho total de la misma correspondiente a la viga en análisis.

$$\text{Ancho Total del Tablero} = s + 2 \cdot \text{volado}$$

$$b_e = \text{Ancho Total del Tablero}/2$$

Con: $b_e = 2.03 \text{ m}$ $t_s = 0.20 \text{ m}$

$$w_{Tablero} = b_e \cdot t_s \cdot \gamma_c$$

$$w_{Tablero} = 0.97 \text{ ton/m}$$

D2

Asfalto:

$$w_{asf.} = e \cdot \frac{w}{2} \cdot \gamma_{asf.}$$

Siendo: $e = 0.05 \text{ m}$ $\gamma_{asf.} = 2.25 \text{ ton/m}^3$ $w/2 = 1.80 \text{ m}$

$$w_{asf.} = 0.20 \text{ ton/m}$$

D3

Acera:

Este valor se obtuvo en los cálculos correspondientes a la propuesta de superestructura de concreto presforzado, por lo que aquí ya no se mostrara el desarrollo de su obtención.

$$w_{Acera} = 0.38 \text{ ton/m}$$

Baranda:

$$w_{Baranda} = 0.10 \text{ ton/m}$$

PL

Carga Peatonal:

$$w_{PL} = 0.37 \text{ ton/m}$$

La carga puntual de los diafragmas se convertirá en carga distribuida para simplificar cálculos.

$$w_{Diaf.} = \frac{\sum P_{Diaf.}}{L} \quad \rightarrow \quad w_{Diaf.} = 0.004 \text{ ton/m}$$

Los momentos y cortantes debidos a los elementos estructurales y no estructurales se muestran abajo en la Tabla 34.

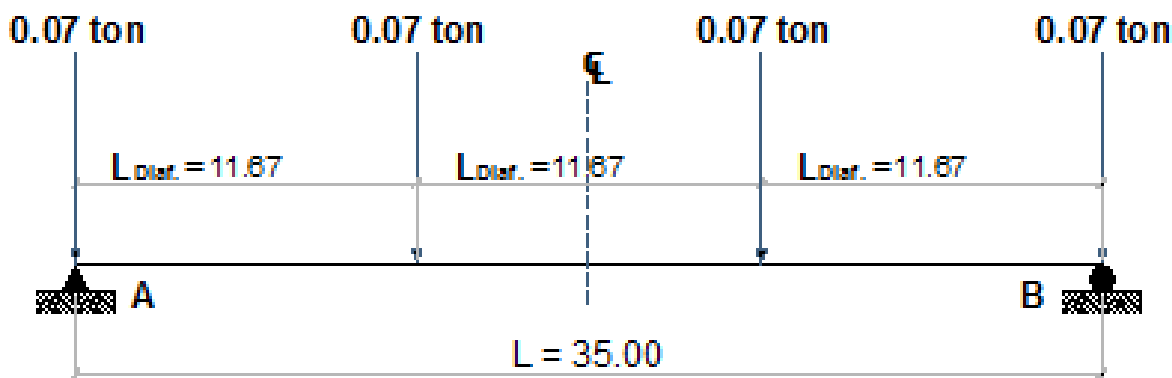


Figura 76: Carga puntual de diafragmas. Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla 35 se presenta un resumen de las cargas muertas concentradas, de acuerdo a lo señalado líneas arriba, en $D1$, $D2$ y $D3$ mas la sobrecarga viva vehicular y peatonal.

Efecto de los Factores de Carga

Resistencia I

$$U = \eta[1.25D1 + 1.50D2 + 1.25D3 + 1.75(LL + IM) + 1.75PL]$$

Tabla 34:

Momentos y cortantes en el centro de luz de carga muerta.

Tipo de Carga	Momento (ton·m)	Cortante (ton)
Viga Metálica	81.14	9.27
Diafragmas	0.61	0.07
Tablero de Concreto	148.84	17.01
Ancas de Concreto	9.19	1.05
Asfalto	31.01	3.54
Acera	58.34	6.67
Barandas	15.31	1.75
S/C Peatonal	56.20	6.42

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35:

Resumen de Momentos y Cortantes.

Tipo de Carga	Momento (ton·m)	Cortante (ton)
<i>D1 (DC)</i>	239.77	27.40
<i>D2 (DW)</i>	31.01	3.54
<i>D3 (DC)</i>	73.65	8.42
<i>LL + IM</i>	370.02	44.09
Fatiga + <i>IM</i>	160.37	20.53
<i>PL</i>	56.20	6.42

Fuente: Elaboración propia.

$$V_{Resistencia I} = 138.49 \text{ ton}$$

$$M_{Resistencia I} = 1184.18 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Fatiga I

$$U = \eta[1.5(LL + IM)]$$

$$V_{Fatiga I} = 30.79 \text{ ton}$$

$$M_{Fatiga I} = 1184.18 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Fatiga II

$$U = \eta[0.75(LL + IM)]$$

$$V_{Fatiga II} = 15.40 \text{ ton}$$

$$M_{Fatiga II} = 120.28 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Servicio II

$$U = \eta[1.0D1 + 1.0D2 + 1.0D3 + 1.30(LL + IM) + 1.30PL]$$

$$V_{Servicio II} = 105.93 \text{ ton}$$

$$M_{Servicio II} = 898.52 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Construcción

$$U = \eta[1.25D1]$$

$$V_{Construcción} = 34.25 \text{ ton}$$

$$M_{Construcción} = 299.71 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

I. Diseño de Secciones Requeridas

1. Diseño a Flexión

a. Tensiones en la Sección Compuesta (Art. 6.10.1.1.1 AASHTO LRFD)

Las propiedades de la sección compuesta están calculadas abajo que incluye la sección de acero, la sección compuesta a largo plazo para cargas permanentes y la sección compuesta a corto plazo para cargas transitorias.

b. Tensiones en las Alas y Momentos Flectores en el Elemento

Debido a que este es un puente recto, los efectos de flexión lateral son considerados mínimos y la tensión de flexión lateral del ala f_l se considerara cero (Art. 6.10.1.6 AASHTO LRFD).

$$f_l = 0.00$$

c. Propiedades Fundamentales de la Sección

c.1) Considerar Cargas y Secuencia de Colocación del concreto

(Art. 6.10.1.1.1a AASHTO LRFD)

Caso 1

Peso de la viga y la losa ($D1$) soportado solamente por la viga de acero.

Caso 2

Cargas muertas superpuestas ($D2$ y $D3$) soportados por la sección compuesta a largo plazo.

Caso 3

Cargas vivas más impacto (PL y $LL+IM$) soportados por la sección compuesta a corto plazo.

c.2) Determinar el Ancho de Ala Efectivo (Art. 4.6.2.6.1 AASHTO LRFD)

El ancho de ala efectivo (b_e) al ser una viga exterior se puede tomar como la mitad del espaciamiento entre vigas (S) más el menor valor entre:

$$\frac{1}{8}L = 4.38 \text{ m}$$

$$6t_s + \max\left(\frac{1}{2}B3, \frac{1}{4}B1\right) = 1.47 \text{ m}$$

$$\text{Volado} = 1.01 \text{ m}$$

Dónde:

$$L = 35.00 \text{ m}$$

$$t_s = 0.20 \text{ m}$$

$$S = 2.03 \text{ m}$$

→

$$b_e = 2.03 \text{ m}$$

c.3) Relación Modular (Art. 6.10.1.1.1b-1 AASHTO LRFD)

$$n = E/E_c$$

Siendo:

$$E = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 267\,524.98 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando los valores de módulo de elasticidad tanto de concreto armado como del acero estructural en la ecuación anterior se tiene: $n = 8$

c.4) Propiedades de la Sección de Prueba

c.4.1) Propiedades de la Sección No Compuesta

Tabla 36:

Propiedades de la Sección No compuesta.

Sección	A (cm ²)	\bar{y} (cm)	$\bar{y}A$ (cm ³)	\bar{y}^2A (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
I	200	2.5	500	1250	417
II	275	60	16 500	990 000	277 292
III	200	117.5	23 500	2 761 250	417
Σ	675		40 500	3 752 500	278 125

Fuente: Elaboración propia.

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{y} el borde superior del ala (Eje I).

$$\bar{y}_I = t_{fs}/2$$

$$\bar{y}_{II} = t_{fs} + D/2$$

$$\bar{y}_{III} = t_{fs} + D + t_{fi}/2$$

$$I_{I,II y III} = \frac{bh^3}{12}$$

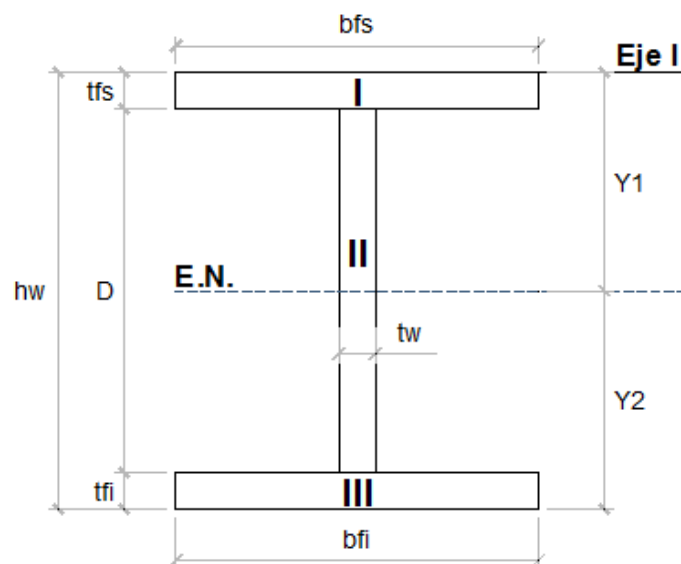


Figura 77: Componentes Sección No Compuesta. Fuente: Elaboración propia.

$$y_1 = \frac{\Sigma \bar{y}A}{A}$$

$$y_2 = h_w - y_1$$

$$y_1 = 60.00 \text{ cm}$$

$$y_2 = 60.00 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_1 = \sum I_0 + \sum \bar{y}^2 A$$

$$I_1 = 4\,030\,625 \text{ cm}^4$$

$$I_{NC} = I_1 - y_1^2 A$$

$$I_{NC} = 1\,600\,625 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

Superior de la Viga

Inferior de la Viga

$$S^t_{NC} = \frac{I_{NC}}{y_1}$$

$$S^b_{NC} = \frac{I_{NC}}{y_2}$$

$$S^t_{NC} = 26\,677 \text{ cm}^3$$

$$S^b_{NC} = 26\,677 \text{ cm}^3$$

c.4.2) Propiedades de la Sección a Largo Plazo, $3n = 24$

$$b_e/3n = 0.089 \text{ m}$$

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{y} el borde superior del ala (Eje I).

$$\bar{y}_I = t_s/2$$

$$\bar{y}_{II} = t_s + \frac{h_w}{2} + 2.5 \text{ cm}$$

$$d = y_3 - \bar{y}_{I,II}$$

Siendo:

$$t_s = 20 \text{ cm}$$

$$h_w = 120 \text{ cm}$$

$$b_e/3n = 9 \text{ cm}$$

$$h = 142.50 \text{ cm}$$

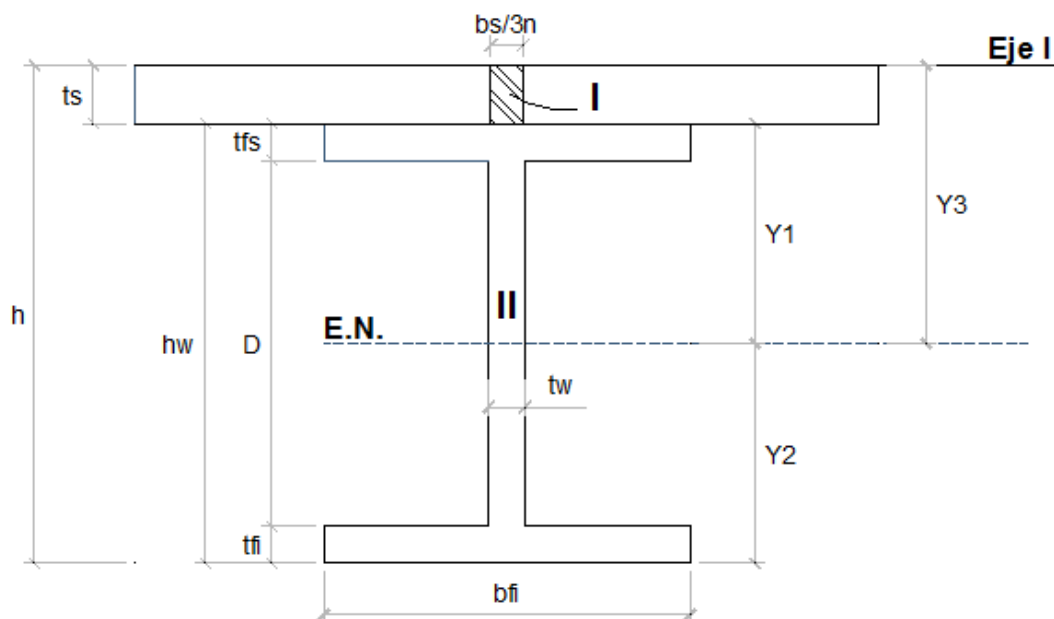


Figura 78: Componentes de la Sección a Largo Plazo. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 37:

Propiedades de la Sección a Largo Plazo.

Sección	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$\bar{y} \text{ (cm)}$	$\bar{y}A \text{ (cm}^3\text{)}$	$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	$d \text{ (cm)}$	$I_0 + Ad^2$
I	177	10	1 770	5 901	57	589 928
II	675	82.5	55 688	1 600 625	15	1 753 803
Σ	852		57 458	1 606 526		2 343 732

Fuente: Elaboración propia.

$$y_3 = \frac{\sum \bar{y}A}{A}$$

$$y_2 = h - y_3$$

$$y_1 = y_3 - t_s - 2.5 \text{ cm}$$

$$y_3 = 67.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = 75.06 \text{ cm}$$

$$y_1 = 44.94 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_{LT} = 2 343 732 \text{ cm}^4$$

Módulos de Sección:

Superior del Acero

Inferior del Acero

Superior del Tablero

$$S_{LT}^t = \frac{I_{LT}}{y_1}$$

$$S_{LT}^b = \frac{I_{LT}}{y_2}$$

$$S_{\text{tablero}} = \frac{I_{LT}}{y_3}$$

$$S_{LT}^t = 52\,157\text{cm}^3$$

$$S_{LT}^b = 31\,223\text{cm}^3$$

$$S_{\text{tablero}} = 34\,755\text{cm}^3$$

c.4.3) Propiedades de la Sección a Corto Plazo, $n = 8$

$$b_e/n = 0.266\text{ m}$$

Tomando como referencia para el cálculo de \bar{y} el borde superior del ala (Eje I).

$$\bar{y}_I = t_s/2$$

$$\bar{y}_{II} = t_s + \frac{h_w}{2} + 2.5\text{ cm}$$

$$d = y_3 - \bar{y}_{I,II}$$

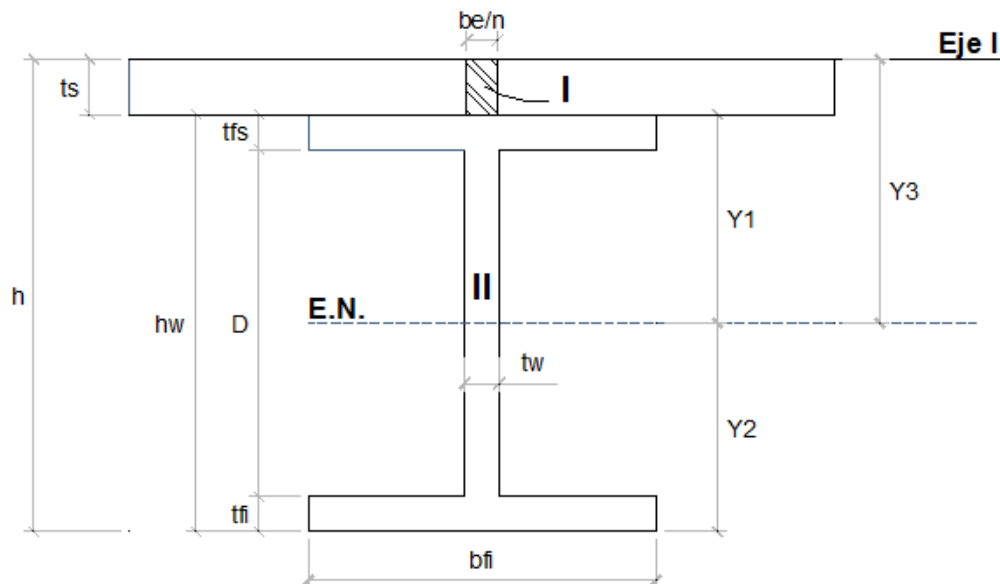


Figura 79: Componentes de la Sección a Corto Plazo. Fuente: Elaboración propia.

Siendo:

$$t_s = 20\text{ cm}$$

$$h_w = 120\text{ cm}$$

$$b_e/3n = 27\text{ cm}$$

$$h = 142.50\text{ cm}$$

$$y_3 = \frac{\sum \bar{y}A}{A} \quad y_2 = h - y_3 \quad y_1 = y_3 - t_s - 2.5 \text{ cm}$$

$$y_3 = 50.57 \text{ cm} \quad y_2 = 91.93 \text{ cm} \quad y_1 = 28.07 \text{ cm}$$

Inercia:

$$I_{ST} = 3\,180\,685 \text{ cm}^4$$

Tabla 38:

Propiedades de la Sección a Largo Plazo.

Sección	A (cm ²)	\bar{y} (cm)	$\bar{y}A$ (cm ³)	I_0 (cm ⁴)	d (cm)	$I_0 + Ad^2$
I	531	10	5 311	17 704	41	892 073
II	675	82.5	55 688	1 600 625	32	2 288 612
Σ	1206		60 999	1 618 329		3 180 685

Fuente: Elaboración propia.

Módulos de Sección:

Superior del Acero

Inferior del Acero

Superior del Tablero

$$S_{ST}^t = \frac{I_{ST}}{y_1}$$

$$S_{ST}^b = \frac{I_{ST}}{y_2}$$

$$S_{tablero} = \frac{I_{ST}}{y_3}$$

$$S_{LT}^t = 113\,295 \text{ cm}^3$$

$$S_{LT}^b = 34\,601 \text{ cm}^3$$

$$S_{tablero} = 62\,891 \text{ cm}^3$$

c.5) Proporciones de los Elementos

(Art. 6.10.2 AASHTO LRFD)

c.5.1) Proporciones del Alma

Almas sin rigidizadores longitudinales

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

(Art. 6.10.2.1.1 – 1 AASHTO LRFD)

Almas con rigidizadores longitudinales

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (\text{Art. 6.10.2.1.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

En este caso como:

$$D/t_w < 150$$

Inicialmente la viga no necesitara un rigidizador longitudinal, condición que se definirá una vez calculadas las solicitaciones.

c.5.2) Proporciones de las Alas

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (\text{Art. 6.10.2.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (\text{Art. 6.10.2.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (\text{Art. 6.10.2.2} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Ala Superior

$$b_{fs}/2t_{fs} = 4 \leq 12 \text{ OK}$$

$$D/6 = 0.18 \leq b_f = 0.40 \text{ OK}$$

$$1.1t_w = 0.03 \leq t_f = 0.05 \text{ OK}$$

Ala Inferior

$$b_{fs}/2t_{fs} = 4 \leq 12 \text{ OK}$$

$$D/6 = 0.18 \leq b_f = 0.40 \text{ OK}$$

$$1.1t_w = 0.03 \leq t_f = 0.05 \text{ OK}$$

Para una fácil manipulación

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (\text{Art. 6.10.2.2} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

I_{yc} = momento de inercia del ala de compresión.

I_{yt} = momento de inercia del ala de tracción.

Como el ala de compresión y el ala de tracción tienen las mismas dimensiones, se tiene que:

$$0.1 \leq 1 \leq 10 \text{ OK}$$

c.6) Calculo del Momento Plástico (Apéndice D6.1 AASHTO LRFD)

c.6.1) Fuerza Plástica

Tablero de Concreto

$$P_s = 0.85f'_c b_e t_s$$

$$P_s = 963.90 \text{ ton}$$

Ala Superior

$$P_c = F_y b_c t_c$$

$$P_c = 690.00 \text{ ton}$$

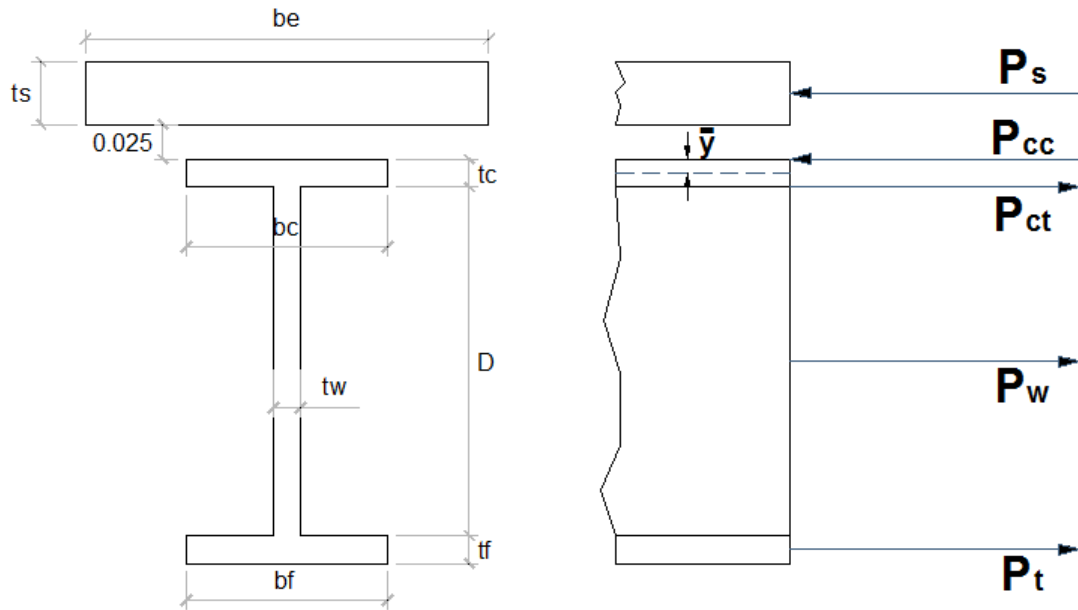


Figura 30: Fuerzas plásticas por momento positivo en sección compuesta. Fuente: Elaboración propia.

Alma

$$P_w = F_y D t_w$$

$$P_w = 948.75 \text{ ton}$$

Ala Inferior

$$P_t = F_y b_t t_t$$

$$P_t = 690.00 \text{ ton}$$

c.6.2) Ubicación del Eje Neutro Plástico (ENP)

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_e}$$

Siendo:

$$A_s = 675 \text{ cm}^2$$

$$b_e = 203 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3450 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando datos y comparando con el espesor del tablero, t_s , se tiene:

$$a = 48.32 \text{ cm} > t_s = 20.00 \text{ cm}$$

Por lo tanto el ENP se ubica en la parte inferior de la sección del acero.

Si la sumatoria de fuerzas de compresión es mayor que la sumatoria de fuerzas de tracción entonces el ENP estará situado en el ala superior:

$$P_s + P_c > P_w + P_t$$

$$P_s + P_c = 1653.90 \text{ ton} > P_w + P_t = 1638.75 \text{ ton}$$

Por lo tanto el ENP está situado en el ala superior.

Solamente la porción del ala superior es requerida en el equilibrio de fuerzas plásticas en la viga de acero. Equilibrando las fuerzas de fluencia de compresión y tensión se tiene:

$$P_s + F_y b_c \bar{y} = P_w + P_t + F_y b_c (t_c - \bar{y})$$

$$\bar{y} = \frac{P_w + P_t + F_y b_c t_c - P_s}{2F_y b_c}$$

$$\bar{y} = 4.945 \text{ cm}$$

El ENP será, desde la parte superior del tablero:

$$ENP = t_s + 2.50 \text{ cm} + \bar{y}$$

$$ENP = 27.45 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$P_{cc} = F_y b_c \bar{y}$$

$$P_{ct} = F_y b_c (t_c - \bar{y})$$

$$P_{cc} = 682.43 \text{ ton}$$

$$P_{ct} = 7.58 \text{ ton}$$

Comprobando el equilibrio de las fuerzas de tracción y compresión:

$$C = 1646.33 \text{ ton} = T = 1646.33 \text{ ton} \quad OK$$

c.6.3) Momento Plástico

Brazos de momento

Tablero en compresión

$$d_s = ENP - \frac{t_s}{2}$$

$$d_s = 17.445 \text{ cm}$$

Ala Superior en compresión

$$d_{ft \text{ comp.}} = \frac{\bar{y}}{2}$$

$$d_{ft \text{ comp.}} = 2.473 \text{ cm}$$

Ala Superior en tensión

$$d_{ft \text{ ten.}} = \frac{t_c - \bar{y}}{2}$$

$$d_{ft \text{ ten.}} = 0.027 \text{ cm}$$

Alma en tensión

$$d_{w \text{ ten.}} = D/2 + t_c - \bar{y}$$

$$d_{w \text{ ten.}} = 55.027 \text{ cm}$$

Ala Inferior en tensión

$$d_{fb \text{ ten.}} = \frac{t_f}{2} + D + t_c - \bar{y}$$

$$d_{fb \text{ ten.}} = 112.527 \text{ cm}$$

La sumatoria de momentos de las fuerzas plásticas alrededor del ENP es el momento plástico:

Tabla 39:

Momento Plástico.

Elemento	Fuerza (ton)	brazo (cm)	Contribución del Elemento (ton·cm)
Tablero	963.90	17.445	16 815
Ala _{t comp.}	682.43	2.473	1 687
Ala _{t ten.}	7.58	0.027	0
Alma _{ten.}	948.75	55.027	52 207
Ala _{b ten.}	690.00	112.527	77 644
Total			148 354

Fuente: Elaboración propia.

$$M_p = \sum_{elementos} |F_{elementos}(d_{elementos})|$$

Por lo que:

$$M_p = 1484 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

c.7) Calculo del Momento de Fluencia

(Apéndice D6.2 AASHTO LRFD)

Los esfuerzos alcanzan la primera fluencia en la fibra inferior de la viga con la siguiente ecuación:

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (\text{Apéndice D6.2 – 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

S_{NC} = módulo resistente de la sección no compuesta.

$$S_{NC} = 26\,677 \text{ cm}^3$$

S_{LT} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo.

$$S_{LT} = 31\,223 \text{ cm}^3$$

S_{ST} = módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo.

$$S_{ST} = 34\,601 \text{ cm}^3$$

M_{D1} y M_{D2} = momentos factorados positivos.

$$M_{D1} = 1.25M_{D1}$$

$$M_{D1} = 29\,971 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

$$M_{D2} = 1.25M_{D3} + 1.50M_{DW}$$

$$M_{D2} = 13\,858 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

F_y = esfuerzo de fluencia mínimo

$$F_y = 4.45 \text{ ton/cm}^2$$

M_{AD} = momento adicional.

Despejando en función de momento adicional, M_{AD} , se tiene:

$$M_{AD} = S_{ST} \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right)$$

Reemplazando datos se tiene:

$$M_{AD} = 65\,142 \text{ ton}\cdot\text{cm}$$

El momento de fluencia, M_y , será:

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

$$M_y = 1090 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

c.8) Profundidad Comprimida del Alma (Apéndice D6.3 AASHTO LRFD)

c.8.1) Rango Elástico (Apéndice D6.3.1 AASHTO LRFD)

Las tensiones en la fibra superior del acero de la sección dada son:

$$f_t = \frac{M_{D1}}{S_{NC}^t} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}^t} + \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}^t} + \frac{M_{PL}}{S_{ST}^t}$$

Dónde:

S_{NC}^t = módulo resistente de la sección no compuesta superior (solo considerando el perfil de acero).

$$S_{NC}^t = 26\,677 \text{ cm}^3$$

S_{LT}^t = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo superior.

$$S_{LT}^t = 52\,157 \text{ cm}^3$$

S_{ST}^t = módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo superior.

$$S_{ST}^t = 113\,2957 \text{ cm}^3$$

$$M_{LL+IM} = 1.75M_{LL+IM}$$

$$M_{LL+IM} = 64\,754 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{PL} = 1.75M_{PL}$$

$$M_{PL} = 9\,834 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{D1} = 29\,971 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$M_{D2} = 13\,858 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$f_t = 2.05 \text{ ton/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

Las tensiones en la fibra inferior del acero para los momentos y propiedades de la sección dada son:

$$f_b = \frac{M_{D1}}{S^b_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S^b_{LT}} + \frac{M_{LL+IM}}{S^b_{ST}} + \frac{M_{PL}}{S^b_{ST}}$$

Dónde:

S^b_{NC} = módulo resistente de la sección no compuesta inferior.

$$S^b_{NC} = 26\,677 \text{ cm}^3$$

S^b_{LT} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo inferior

$$S^b_{LT} = 31\,223 \text{ cm}^3$$

S^b_{ST} = módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo superior

$$S^b_{ST} = 34\,601 \text{ cm}^3$$

Reemplazando datos y siendo los mismos momentos se tiene:

$$f_b = 3.72 \text{ ton/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

Usando la proporción de la sección en compresión y restando el espesor del ala en compresión se tiene:

$$D_c = d \frac{f_t}{f_t + f_b} - t_c$$

Siendo d :

$$d = D + t_c + t_f$$

$$d = 120 \text{ cm}$$

Reemplazando los datos pertinentes se tiene:

$$D_c = 37.58 \text{ cm}$$

c.8.2) Rango Plástico

(Apéndice D6.3.2 AASHTO LRFD)

La profundidad del alma en compresión es determinada una vez que el ENP es localizado. En este caso el ENP se localizó en el ala superior por lo que todo el alma esta en tensión.

$$D_{cp} = 0.0$$

Una vez determinadas las propiedades resistentes de la sección de prueba se procederá a realizar las respectivas verificaciones.

d. Construibilidad

(Art. 6.10.3 AASHTO LRFD)

d.1) Generalidades

(Art. 6.10.3.1 y Art. 2.5.3 AASHTO LRFD)

La resistencia de las vigas durante la construcción debe ser verificada. El comportamiento de fluencia nominal o la resistencia post-pandeo no está permitido durante la construcción.

d.2) Flexión

(Art. 6.10.3.2 AASHTO LRFD)

d.2.1) Pandeo Local del Ala

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

(Art. 6.10.3.2.1 – 1 AASHTO LRFD)

Dónde:

$$\phi_F = 1.00 \quad (\text{Art. 6.5.4.2 AASHTO LRFD})$$

$$R_h = 1.00 \text{ (factor de híbridez)} \quad (\text{Art. 6.10.1.10.1 - 1 AASHTO LRFD})$$

$$f_l = 0.00$$

$$F_{yc} = 3.45 \text{ ton/cm}^2$$

Con lo que se tiene:

$$\phi_f R_h F_{yc} = 3.45 \text{ ton/cm}^2$$

Se comparara la resistencia bajo los efectos de las cargas de construcción:

$$M_{\text{Construcción}} = 29\,971 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$S_x = 26\,677 \text{ cm}^3$$

$$f_{bu} = \frac{M_{\text{Construcción}}}{S_c}$$

Reemplazando datos y comparando con la resistencia se tiene:

$$f_{bu} = 1.12 \text{ kg/cm}^2 \leq 3.45 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

d.2.2) Flexión

El arriostramiento lateral del ala en compresión no está disponible cuando el concreto vaciado está fresco y se deberá y se deberá verificar a asegurar que el soporte lateral es adecuado.

En este caso se tiene ala con arriostramiento discreto solicitado a compresión.

$$f_{bu} + \frac{1}{3}f_t \leq \phi_f F_{nc} \quad (\text{Art. 6.10.8.1.1} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

F_{nc} = resistencia nominal a la flexión del ala de compresión (Art. 6.10.8.2 AASHTO LRFD).

Pandeo Local del Ala de Compresión (Art. 6.10.8.2.2 AASHTO LRFD)

Esto depende de la esbeltez del ala, debiendo determinarse si es compacta o no compacta.

Determinando la relación de esbeltez del ala de compresión.

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.2} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$b_{fc} = 40 \text{ cm} \quad t_{fc} = 5 \text{ cm}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\lambda_f = 4$$

Relación de esbeltez límite para un ala compacta:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.2} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$E = 2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad F_{yc} = 3\,450 \text{ kg/cm}^2$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\lambda_{pf} = 9$$

Como $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ entonces el ala es compacta.

Por lo tanto:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc}$$

Como se está verificando la construibilidad, se tiene:

$$R_b = 1.00 \quad (\text{Art. 6.10.1.10.2 AASHTO LRFD})$$

Reemplazando datos se tiene que la resistencia nominal a la flexión del ala de compresión:

$$F_{mc(FLB)} = 3.45 \text{ ton/cm}^2$$

Pandeo Lateral Torsional (Art. 6.10.8.2.3 AASHTO LRFD)

La resistencia al pandeo lateral torsional es dependiente de la longitud arriostrada. Los dos puntos de anclaje asociados con el pandeo inelástico L_p y el pandeo elástico son:

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 - 4 AASHTO LRFD})$$

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 - 5 AASHTO LRFD})$$

Siendo:

r_t = mínimo radio de giro del ala en compresión de la sección de acero.

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3 – 9 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$b_{fc} = 40.00 \text{ cm}$$

$$t_w = 2.50 \text{ cm}$$

$$t_{fc} = 5.00 \text{ cm}$$

$$D_c = D/2 = 55.00 \text{ cm}$$

De donde se tiene: $r_t = 10.42 \text{ cm}$

Con lo que se tiene los valores de L_p y L_t :

$$L_p = 253.26 \text{ cm}$$

$$L_t = 795.65 \text{ cm}$$

Dado que la sección no compuesta no cuenta con el soporte lateral proporcionado por la losa, el soporte lateral lo darán los diafragmas. Se colocaran diafragmas a los extremos y a los tercios del puente, L_b , se tiene:

$$L_b = \frac{L}{\text{tramos}}$$

Siendo:

$$L = 3 \ 500 \text{ cm}$$

$$\text{tramos} = 3$$

Con lo que se tiene:

$$L_b = 1166.67 \text{ cm}$$

Este arriostramiento necesario no es permanente ya que la losa provee arriostramiento lateral al ala en compresión una vez este curado. En este caso como:

$$L_b = 1166.67 \text{ cm} > L_r = 795.65 \text{ cm}$$

Entonces:

$$F_{nc} = F_{cr} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3} - 3 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$F_{cr} = \frac{C_b R_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t}\right)^2} \quad (\text{Art. 6.10.8.2.3} - 8 \text{ AASHTO LRFD})$$

C_b se determina conservadoramente de la siguiente manera (Art. 6.10.8.2.3-6 AASHTO LRFD):

Como $f_{mid} > f_2$, entonces:

$$C_b = 1.0$$

Siendo:

$$f_{mid} = \frac{M_{Construcción}}{S_x}$$

Reemplazando datos para determinar F_{cr} se tiene:

$$F_{cr} = 1.60 \text{ ton/cm}^2$$

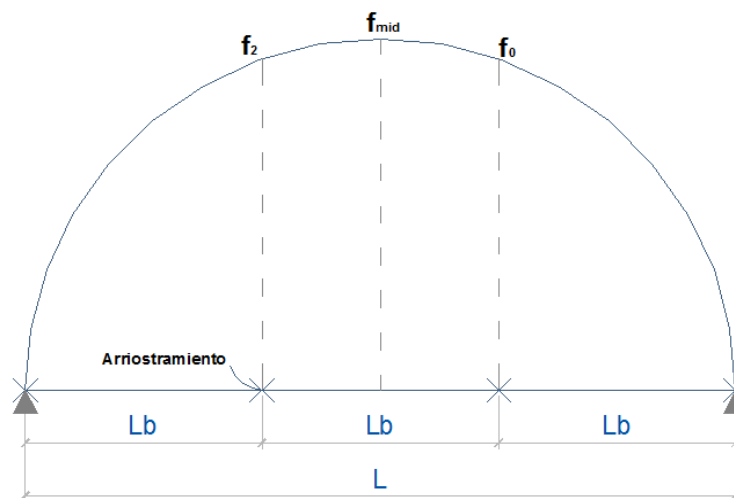


Figura 29: Ilustración del significado de L_b y f_{mid} . Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo con el Art. 6.10.8.2.3-3 AASHTO LRFD, se tiene:

$$F_{nc(LTB)} = 1.60 \text{ ton/cm}^2 \leq R_b R_h F_{yc} = 3.45 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

Se tomara como la resistencia:

$$F_{nc} = \min[F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}]$$

$$F_{nc} = 1.60 \text{ ton/cm}^2$$

Comparando la resistencia bajo los efectos de las cargas de construcción se tiene:

$$f_{bu} = 1.12 \text{ ton/cm}^2 \leq \phi_f F_{nc} = 1.60 \text{ kg/cm}^2 \quad OK$$

d.2.3) Corte

(Art. 6.10.3.3 AASHTO LRFD)

En las almas no rigidizadas el corte ya está limitado a la resistencia a la fluencia por corte o bien a la resistencia al pandeo por corte en el Estado Límite de Resistencia. La resistencia por corte es:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} = C V_p \quad (\text{Art. 6.10.9.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (\text{Art. 6.10.9.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

C se determina como se especifica a continuación:

$$\text{si, } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \quad (\text{Art. 6.10.9.2} - 4 \text{ AASHTO LRFD})$$

Entonces: $C = 1.0$

Para el caso de paneles de alma no rigidizadas: $k = 5.0$

Siendo:

$$E = 2040 \text{ ton/cm}^2$$

$$F_{yw} = 4.45 \text{ ton/cm}^2$$

$$t_w = 2.50 \text{ cm}$$

$$D = 120 \text{ cm}$$

Con lo que se tiene:

$$\frac{D}{t_w} = 48.00 \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = 60.90$$

Por lo tanto:

$$C = 1.0$$

Reemplazando datos en las ecuaciones 1 y 2 de las Especificaciones AASHTO LRFD se tiene:

$$\phi_v V_{cr} = 600 \text{ ton}$$

Siendo el cortante por construcción:

$$V_{\text{Construcción}} = 34.25 \text{ ton}$$

Comparando el cortante por construcción con la resistencia al cortante se tiene:

$$V_u = 34.25 \text{ ton} \leq \phi_v V_{cr} = 600 \text{ ton} \quad OK$$

d.2.4) Colocación del Tablero

(Art. 6.10.3.4 AASHTO LRFD)

La colocación se realizara en una sola etapa y el patrón de carga muerta no necesitara ser considerado.

d.2.5) Deflexiones por Carga Permanente

(Art. 6.10.3.5 AASHTO LRFD)

Se deberá especificar una contraflecha para tomar en cuenta la deflexión por carga vertical calculada. Se deberá considerar la secuencia de aplicación de las cargas.

$$\Delta_{CL} = \frac{f_b L^2 \times 10^{-3}}{D}$$

Siendo:

f_b = esfuerzo máximo en la fibra extrema,

$$f_b = \frac{M}{S_x}$$

D = peralte de la sección considerada.

$$D = 120 \text{ cm}$$

L = luz del puente

d.2.5.1) Sección de Acero No Compuesta

Deflexión debida al peso propio

$$M_{V.A.} = 8\,113\,711 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S_x = 26\,677 \text{ cm}^3$$

De donde:

$$f_b = 304.15 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que:

$$\Delta_{V.A.} = 3.10 \text{ cm}$$

Deflexión debida al peso del tablero

$$M_{\text{Tablero}} = 14\,883\,750 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S_x = 26\,677 \text{ cm}^3$$

De donde:

$$f_b = 557.92 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que:

$$\Delta_{\text{Tablero}} = 5.70 \text{ cm}$$

Deflexión debida al peso de los diafragmas

$$M_{\text{Diaf.}} = 60\,913 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S_x = 26\,677 \text{ cm}^3$$

De donde:

$$f_b = 2.28 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que:

$$\Delta_{\text{Diaf.}} = 0.02 \text{ cm}$$

Deflexión total debido a la carga muerta en la sección no compuesta:

$$\Delta_1 = \Delta_{V.A.} + \Delta_{\text{Tablero}} + \Delta_{\text{Diaf.}}$$

$$\Delta_1 = 8.82 \text{ cm}$$

d.2.5.2) Sección Compuesta a Largo Plazo

A partir de las características de la sección compuesta a largo plazo, se calculara las deflexiones correspondientes debido a las cargas de las veredas, las barandas y el asfalto.

$$M_{\text{ver.+bar.+asf.}} = 10\,466\,094 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$S_{\text{Tablero}} = 34\,755 \text{ cm}^3$$

De donde:

$$f_b = 301.14 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que: $\Delta_2 = 3.07 \text{ cm}$

d.2.5.3) Contraflecha

La deflexión total debido a cargas permanentes es:

$$\Delta_{CL} = \Delta_1 + \Delta_2$$

$$\Delta_{CL} = 11.90 \text{ cm}$$

La viga se dividirá en cuatro tramos, aplicándoseles una contraflecha de 119 mm en el centro y 57 mm en los puntos intermedios.

e. Estado Limite de Servicio (Art. 6.5.2 y 6.10.4 AASHTO LRFD)

e.1) Deformaciones Elásticas (Art. 6.10.4.1 AASHTO LRFD)

e.1.1) Criterios Opcionales para Control (Art. 2.5.2.6.2 AASHTO LRFD)

Deflexión Admisible por cargas de servicio $\leq L/800$

$$L/800 = 4.38 \text{ cm}$$

De acuerdo al Art. 3.6.1.3.2 AASHTO LRFD, la deflexión se deberá tomar como el mayor valor de los siguientes valores:

La deflexión debida al camión de diseño solamente.

La deflexión debida al 25% del camión considerando juntamente con la carga del carril de diseño.

El factor de distribución por deflexión se toma como el número de carriles dividido entre el número de vigas (C 2.5.2.6.2 AASHTO LRFD) porque todos los carriles de diseño deben estar cargados y todos los elementos portantes se deben deformar igualmente.

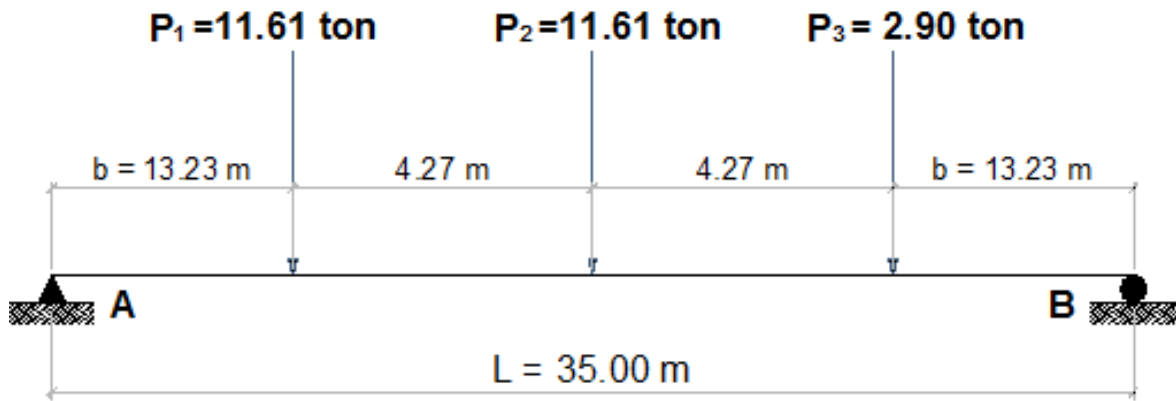


Figura 80: Colocación del camión para la máxima deflexión. Fuente: Elaboración propia.

$$mg_{Deflexión} = m \left(\frac{N^{\circ} \text{ Carriles}}{N^{\circ} \text{ Vigas}} \right)$$

Siendo:

N° Carriles = 1

$m = 1.20$

N° Vigas = 2

m = factor de presencia múltiple.

$$mg_{Deflexión} = 0.60$$

$$P = mg_{Deflexión} \cdot P_{eje} \cdot IM$$

Teniendo en cuenta que el impacto IM es 1.33.

Deflexión debida al camión de diseño solamente

La deflexión en cualquier punto, Δ_x , debido a la carga puntual P se puede establecer de acuerdo al Manual de la AISC (2005) para $x \leq a$:

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{6EIL} (L^2 - b^2 - x^2)$$

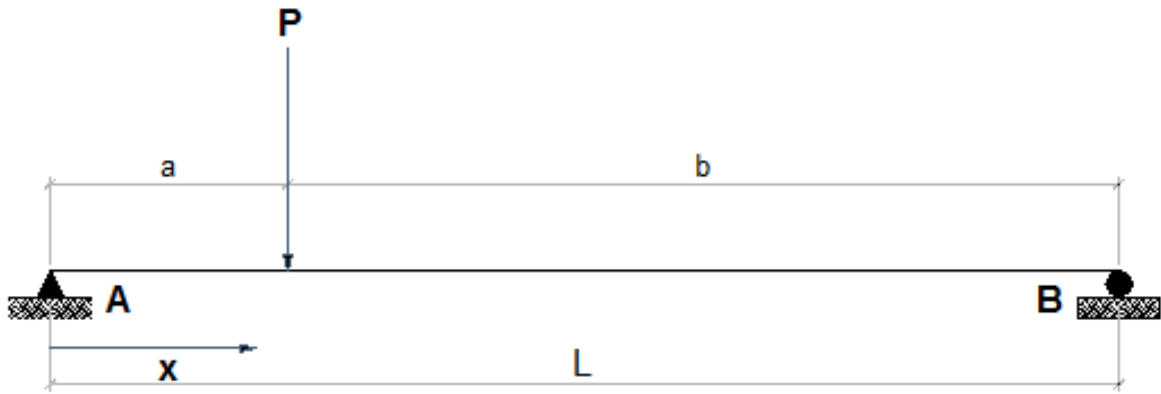


Figura 81: Colocación general de la carga puntual P . Fuente: Elaboración propia.

La máxima deflexión (localizada en el centro) en una estructura de un claro simple, debido a la carga concentrada en el centro del claro, se puede establecer de acuerdo al Manual AISC (2010):

Siendo:

$$b = 1323 \text{ cm}$$

$$L = 3500 \text{ cm}$$

$$I_{ST} = 3\,180\,685 \text{ cm}^4$$

$$x = L/2 = 1750 \text{ cm}$$

$$E = 2040 \text{ ton/cm}^2$$

Figura N° 082: Carga puntual P en el centro del claro.

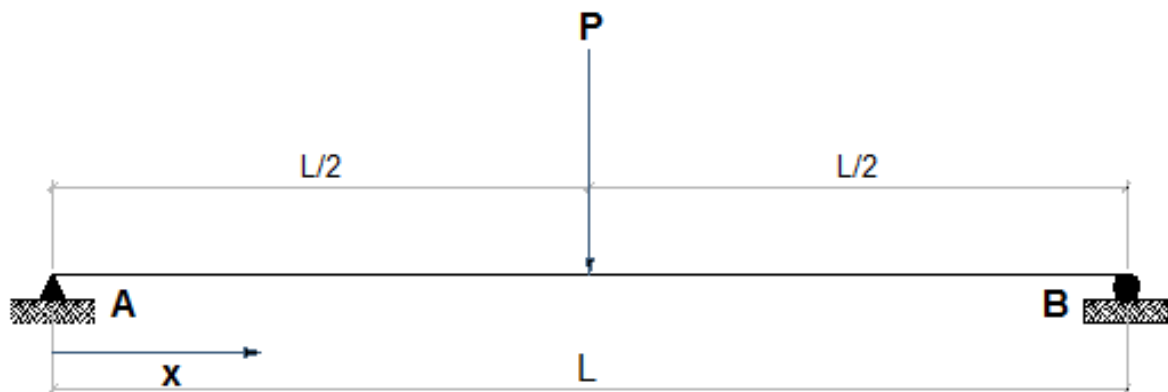


Figura 82: Carga puntual P en el centro del claro. Fuente: Elaboración propia.

$$\Delta_{CL} = \frac{PL^3}{48EI}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$\Delta_{CL_{\text{camión}}} = (\Delta_{P_1} + \Delta_{P_3}) + \Delta_{P_2}$$

$$\Delta_{CL_{\text{camión}}} = \frac{(P_1 + P_3)bx}{6EIL} (L^2 - b^2 - x^2) + \frac{P_2 L^3}{48EI}$$

$$\Delta_{CL_{\text{camión}}} = 3.43 \text{ cm}$$

Deflexión debida al 25% del camión de diseño considerando juntamente con la carga del carril de diseño

$$\Delta_{CL_{\text{camión (25\%)}}} = 0.86 \text{ cm}$$

La deflexión debida a la carga de carril puede establecerse de acuerdo al Manual AISC (2005):

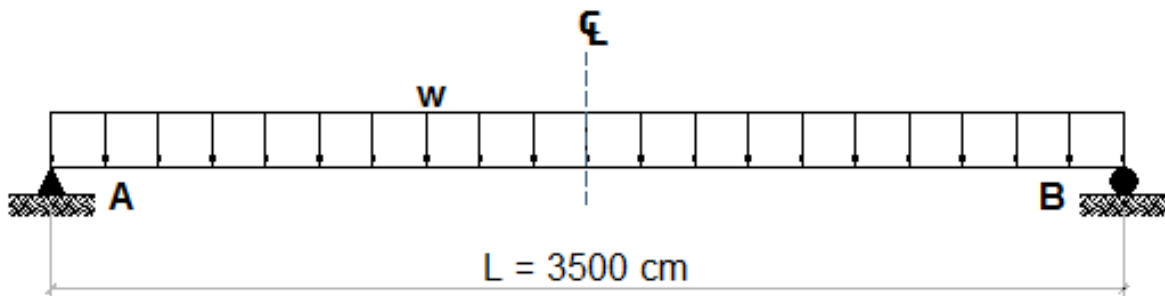


Figura 83: Carga uniformemente distribuida en el claro. Fuente: Elaboración propia.

$$w = mg_{\text{Deflexion}} w_{\text{Carril}}$$

$$w = 0.57 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \approx w = 0.0057 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$$

$$\Delta_{CL_{\text{Carril}}} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_{CL_{Carril}} = 1.72 \text{ cm}$$

Con lo que la deflexión total, en el centro de la luz, correspondiente a la carga distribuida del carril y al 25% del camión de diseño es:

$$\Delta_{CL_{Carril+25\% \text{ camion}}} = \Delta_{CL_{Carril}} + \Delta_{CL_{25\% \text{ Camión}}}$$

$$\Delta_{CL_{Carril+25\% \text{ camion}}} = 2.58 \text{ cm}$$

Deflexión debido a la sobrecarga peatonal

La deflexión debida a la carga de carril puede establecerse de acuerdo al Manual AISC (2005):

$$w = mg_{\text{Deflexion}} W_{PL}$$

$$w = 0.22 \text{ ton/m} \approx w = 0.0022 \text{ ton/cm}$$

$$\Delta_{CL_{PL}} = \frac{5wL^4}{384EI}$$

$$\Delta_{CL_{PL}} = 1.72 \text{ cm}$$

La deflexión máxima en el centro del claro por sobrecarga viva vehicular y peatonal es:

$$\Delta_{CL} = \max(\Delta_{Camion}, \Delta_{Carril+25\% \text{ Camión}}) + \Delta_{PL}$$

$$\Delta_{CL} = 4.09 \text{ cm}$$

Con lo que se tiene:

$$\Delta_{CL} = 4.09 \text{ cm} \leq L/800 = 4.38 \text{ cm} \quad OK$$

e.1.2) Criterios Opcionales Longitud/Profundidad (Art. 2.5.2.6.3 AASHTO LRFD)

La opción longitud de tramo/profundidad es:

0.033L, solo para el perfil de acero

0.040L, para toda la sección compuesta

Siendo $L = 3500 \text{ cm}$

La comparación da como resultado:

$$0.033L = 116 \text{ cm} \leq h_w = 120 \text{ cm} \quad OK$$

$$0.040L = 140 \text{ cm} \leq h = 142.50 \text{ cm} \quad OK$$

El peralte mínimo del perfil de prueba cumple perfectamente, también es consistente con la deflexión calculada.

e.2) Deformaciones Permanentes (Art. 6.10.4.2 AASHTO LRFD)

e.2.1) Para tensión en el ala de acero superior de la sección compuesta

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (\text{Art. 6.10.4.2.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$f_f = \text{tension elástica en el ala causada por cargas factoradas}$

$$F_{yf} = 3.45 \text{ ton/cm}^2 \quad R_h = 1.00$$

Por lo tanto:

$$0.95R_h F_{yf} = 3.28 \text{ ton/cm}^2$$

El momento máximo por Servicio II, en el centro del claro, es debido a cargas muertas no factoradas $D1$, $D2$ y $D3$, y la sobrecarga factorada $1.30(LL+IM)$ y $1.30PL$ calculados previamente. Las tensiones calculadas con estos momentos se dan en la Tabla 40.

$$f_f = \frac{M_{(D1,D2,D3,1.3(LL+IM) \text{ y } 1.3PL)}}{S_t}$$

Comparando la sumatoria de tensiones con la resistencia de la sección se tiene:

$$f_f = 2.08 \text{ ton/cm}^2 \leq 0.95R_h F_{yf} = 3.28 \text{ ton/cm}^2 \quad OK$$

e.2.2) Para tensión en el ala de acero inferior de la sección compuesta

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (\text{Art. 6.10.4.2.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Con:

$$f_f = 0.0 \quad 0.95R_h F_{yf} = 3.28 \text{ ton/cm}^2$$

El momento máximo por Servicio II, en el centro del claro, es debido a cargas muertas no factoradas $D1$, $D2$ y $D3$, y la sobrecarga factorada $1.30(LL+IM)$ y $1.30PL$ calculados previamente. Las tensiones calculadas con estos momentos están dadas en la Tabla 41.

$$f_f = \frac{M_{(D1,D2,D3,1.3(LL+IM) \text{ y } 1.3PL)}}{S_b}$$

Comparando la sumatoria de tensiones en la fibra inferior con la resistencia de la sección se tiene:

$$f_f = 2.84 \text{ ton/cm}^2 \leq 0.95R_h F_{yf} = 3.28 \text{ ton/cm}^2 \quad OK$$

f. Estado Limite de Fatiga y Fractura (Art. 6.5.3 y 6.10.5 AASHTO LRFD)

f.1) Fatiga (Art. 6.10.5.1 y 6.6.1 AASHTO LRFD)

El rango de tensiones admisibles por fatiga depende del ciclo de cargas y detalles de las conexiones. La fractura depende del grado del material y la temperatura.

f.1.1) Esfuerzos Cíclicos

Siendo una carretera departamental y considerando el valor limitante establecido en el C3.6.1.4.2 AASHTO LRFD, se asumirá lo siguiente:

$$ADT = 20\,000 \text{ vehículos por carril/día} \quad (C\ 3.6.1.4.2\ AASHTO\ LRFD)$$

$$ADT = \text{Tráfico medio diario}$$

Entonces:

$$ADTT = \text{Fracción de Camiones en el Tráfico}(ADT) \times n^{\circ} \text{ de carriles}$$

Siendo:

$$\text{Fracción de Camiones en el Tráfico} = 0.15 \quad (T.C3.6.1.4.2 - 1\ AASHTO\ LRFD)$$

$$n^{\circ} \text{ de carriles} = 1$$

Con lo que se tiene que:

$$ADTT = 3000 \text{ camiones/día}$$

Considerando que solo se tiene un solo carril, se tiene lo siguiente de acuerdo a las Especificaciones AASHTO LRFD:

$$p = 1.0 \quad (\text{Tabla } 3.6.1.4.2 - 1\ AASHTO\ LRFD)$$

Con lo que se encuentra el número de camiones por día en un único carril, promediado sobre el periodo de diseño tal cual establecen las Especificaciones AASHTO LRFD y el Manual de Puentes del MTC:

Tabla 40:

Tensiones en el Ala Superior de la viga de acero debido a los Momentos por Servicio II.

Cargas	M_{D1} (ton·cm)	M_{D2} (ton·cm)	M_{D3} (ton·cm)	$1.3M_{(LL+IM)}$ (ton·cm)	$1.3M_{PL}$ (ton·cm)	S_i Acero (cm ³)	S_i Comp. (cm ³)	Tensiones (ton/cm ²)
<i>D1</i>	23 977					26 677		0.90
<i>D2</i>		3 101					34 755	0.09
<i>D3</i>			7 365				34 755	0.21
<i>LL+IM</i>				48 103			62 891	0.76
<i>PL</i>					7 306		62 891	0.12
Total								2.08

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 41:

Tensiones en el Ala Inferior de la viga de acero debido a los Momentos por Servicio II.

Cargas	M_{D1} (ton·cm)	M_{D2} (ton·cm)	M_{D3} (ton·cm)	$1.3M_{(LL+IM)}$ (ton·cm)	$1.3M_{PL}$ (ton·cm)	S_b Acero (cm ³)	S_b Comp. (cm ³)	Tensiones (ton/cm ²)
<i>D1</i>	23 977					26 677		0.90
<i>D2</i>		3 101					31 223	0.10
<i>D3</i>			7 365				31 223	0.24
<i>LL+IM</i>				48 103			34 601	1.39
<i>PL</i>					7 306		34 601	0.21
Total								2.84

Fuente: Elaboración Propia.

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

$$ADTT_{SL} = 3000 \text{ camiones/día}$$

f.1.2) Rango de Esfuerzos Admisibles por Fatiga

Categoría B de acuerdo a la Tabla 6.6.1.2.3-1 AASHTO LRFD, asumiendo que la viga de acero se desgastara al no estar pintado, el número de camiones por día es más de 530, el Estado Limite de Fatiga I ($\gamma_{Fatiga I} = 1.5$) se debe usar y la resistencia por fatiga se fundamentara sobre la vida infinita.

La resistencia nominal a la fatiga se tomara como:

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad (\text{Art. 6.6.1.2.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (\text{Art. 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$A = 8.2 \times 10^{12} \text{ MPa}^3 \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$n = 1.0 \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$(\Delta F)_{TH} = 110.0 \text{ MPa} \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Reemplazando datos se tiene:

$$(\Delta F)_n = 46.39 \text{ MPa} < (\Delta F)_{TH} = 110.0 \text{ MPa}$$

Por lo que la resistencia nominal a la fatiga se adoptara igual a:

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_{TH} = 110.0 \text{ MPa}$$

$$(\Delta F)_n = 1100 \text{ kg/cm}^2$$

La carga dinámica admisible por fatiga es $IM = 15\%$.

M_{LL+IM} se considerara sin presencia múltiple (solo el rango de carga viva) con lo que se tiene:

$$M_{Fatiga I} = 24\,056 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

$$f = \frac{M_{Fatiga I}}{S^b_{ST}}$$

Donde S^b_{ST} es el módulo de sección de la sección compuesta a corto plazo, calculado previamente. Reemplazando datos y comparando con la resistencia nominal se tiene:

$$f = 0.70 \text{ ton/cm}^2 < (\Delta F)_n = 1.10 \text{ ton/cm}^2 \text{ OK}$$

f.2) Fractura (Art. 6.10.5.2 y 6.6.2 AASHTO LRFD)

El acero especificado cumple os requisitos de la fractura para este caso la fractura no es crítica.

f.3) Requisito especial sobre fatiga para almas (Art. 6.10.5.3 AASHTO LRFD)

El cortante es máximo en los extremos, en este caso es máximo en el estribo, con el uso de la Línea de influencia para R_{100} se tiene:

$$V_u \leq V_{cr} \quad (\text{Art. 6.10.5.3} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

$$V_u = V_{Fatiga I} + V_{DC} + V_{DW}$$

Comparando la sollicitación con la resistencia se tiene:

$$V_u = 375.22 \text{ ton} \leq V_{cr} = 600 \text{ ton} \quad \text{OK}$$

g. Estado Limite de Resistencia

(Art. 6.5.4 y 6.10.7 AASHTO LRFD)

g.1) Secciones Compuestas en Flexión Positiva

(Art. 6.10.2.2 AASHTO LRFD)

Las secciones en momento positivo podrán ser clasificadas como secciones compuestas compactas si satisfacen los siguientes requisitos:

La resistencia mínima a la fluencia de las alas no son mayores que 4850 kg/cm².

El alma satisface el Art. 6.10.2.1.1 AASHTO LRFD, el cual se vio en cálculos previos.

La sección debe satisfacer el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{Art. 6.10.6.2.2 - 1 AASHTO LRFD})$$

Dónde:

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico.

Como $D_{cp} = 0.0$ se cumple esta última disposición.

Como la sección cumple con todos estos requisitos la sección es compacta.

En el Estado Limite la sección deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (\text{Art. 6.10.7.1.1 - 1 AASHTO LRFD})$$

Siendo:

M_n = resistencia nominal a la flexión.

M_u = momento en el estado límite de resistencia.

$$M_u = 118\,418 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

La resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como:

$$\text{Si: } D_p \leq 0.1D_t$$

Entonces:

$$M_n = M_p \quad (\text{Art. 6.10.7.1.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

Caso contrario será:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (\text{Art. 6.10.7.1.2} - 2 \text{ AASHTO LRFD})$$

Dónde:

$$D_p = 27.45 \text{ cm}$$

$$D_p = ENP$$

$$D_t = 142.50 \text{ cm}$$

$$D_t = D + t_c + t_f + t_s + 2.5 \text{ cm}$$

En este caso como:

$$D_p = 27.45 \text{ cm} > 0.1D_t = 14.25 \text{ cm}$$

Entonces el momento nominal será:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right)$$

Siendo el momento plástico:

$$M_p = 148\,354 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

Reemplazando datos se tiene:

$$M_n = 138\,738 \text{ ton} \cdot \text{cm}$$

Comparando la resistencia nominal con el momento último, se tiene:

$$M_u = 1184.18 \text{ ton} \cdot \text{m} \leq M_n = 1387.38 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad OK$$

El requerimiento por ductilidad es:

$$D_p \leq 0.42D_t$$

Como:

$$D_p = 27.45 \text{ cm} \leq 0.42D_t = 59.85 \text{ cm} \quad OK$$

El perfil elegido satisface el Estado Limite de Resistencia I.

2. Diseño al Corte

a. General

(Art. 6.10.9.1 AASHTO LRFD)

La sección es de ala ancha y su resistencia al cortante debe estar en la capacidad de corte plástico. No son requeridos rigidizadores transversales; los cálculos serán por sección no rigidizada. La resistencia al corte fueron calculados previamente siendo lo siguiente:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} = CV_p \quad (\text{Art. 6.10.9.2} - 1 \text{ AASHTO LRFD})$$

En este caso:

$$V_u = V_{Resistencia\ I}$$

Comparando la sollicitación por cortante con la resistencia al corte de la sección se tiene:

$$V_u = 138.49 \text{ ton} \leq \phi_v V_{cr} = 600 \text{ ton} \quad OK$$

IV. RESULTADOS

4.1 Superestructura de Vigas de Concreto Presforzado

Tabla 42:

Solicitaciones para la Viga Prefabricada – Fuerza Cortante (ton).

Fuerza Cortante (ton)						
Estado Límite	Distancia desde el Soporte (m)					
	0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Resistencia I	169.71	140.96	112.66	84.81	57.42	30.49
Servicio I	114.85	94.85	75.10	55.62	36.39	17.42
Servicio III	104.75	86.17	67.80	49.64	31.69	13.94
Fatiga I	30.79	27.13	23.47	19.81	16.15	12.49

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 43:

Solicitaciones para la Viga Prefabricada – Momento Flector (ton·m).

Momento Flector (ton·m)						
Estado Límite	Distancia desde el soporte (m)					
	0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Resistencia I	0.00	532.90	943.63	1232.19	1398.58	1457.36
Servicio I	0.00	360.82	639.33	835.50	949.35	989.20
Servicio III	0.00	329.19	583.52	762.98	867.58	903.96
Fatiga I	0.00	94.96	164.30	208.03	226.14	240.56

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 44:

Deflexión por Servicio Viga Prefabricada.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Permitido
Compuesta	Servicio I	1.42	4.38

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45:

Deflexión por Fuerza de Tesado y Peso Propio de la Viga.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
No Compuesta	Servicio I	3.762	Hacia arriba

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 46:

Deflexión debida al Tablero y los Diafragmas.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
No Compuesta	Servicio I	0.108	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 47:

Deflexión debido a la Carga Muerta Adicional (DC2 + DW).

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
Compuesta	Servicio I	0.716	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 48:

Resistencia Nominal al Corte Viga Prefabricada.

Resistencia Nominal al Corte (ton)				
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.0L (m)		
		ϕ_v	V_n	$\phi_v V_n$
Compuesta	Resistencia I	0.90	236.50	212.85

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 49:

Resistencia Nominal a la Flexión Viga Prefabricada.

Resistencia Nominal a la Flexión (ton·m)				
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)		
		ϕ_f	M_n	$\phi_f M_n$
Compuesta	Resistencia I	1.00	1857	1857

Fuente: Elaboración Propia.

4.2 Superestructura de Vigas de Sección Compuesta

Tabla 50:

Solicitaciones para la Sección Compuesta – Fuerza Cortante (ton).

Fuerza Cortante (ton)						
Estado Límite	Distancia desde el Soporte (m)					
	0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Resistencia I	138.49	115.98	93.92	72.33	51.18	30.49
Servicio II	105.03	87.88	71.06	54.59	38.45	22.65
Fatiga I	30.79	27.13	23.47	19.81	16.15	12.49
Fatiga II	15.40	13.57	11.74	9.91	8.08	6.25
Const. I	34.25	27.40	20.55	13.70	6.85	0.00

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 51:

Solicitaciones para la Sección Compuesta – Momento Flector (ton·m).

Momento Flector (ton·m)						
Estado Límite	Distancia desde el Soporte (m)					
	0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
Resistencia I	0.00	434.55	768.78	1002.71	1136.32	1184.18
Servicio II	0.00	329.59	583.16	760.70	862.21	898.52
Fatiga I	0.00	94.96	164.30	208.03	226.14	240.56
Fatiga II	0.00	47.48	82.15	104.02	113.07	120.28
Const. I	0.00	107.90	191.82	251.76	287.73	299.71

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 52:

Deflexión por Servicio Sección Compuesta.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Permitido
Compuesta	Servicio II	4.09	4.38

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 53:

Deflexión debida al Peso Propio de la Viga de Acero.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
No Compuesta	Servicio	3.10	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 54:

Deflexión debida al Peso del Tablero.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
No Compuesta	Servicio	5.70	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 55:

Deflexión debida al Peso de los Diafragmas.

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
No Compuesta	Servicio	0.02	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 56:

Deflexión debida a la Carga Muerta Adicional (D2 + D3).

Deflexión (cm)			
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)	
		Calculado	Sentido
Compuesta	Servicio	3.07	Hacia abajo

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 57:

Resistencia Nominal al Corte Sección Compuesta.

Resistencia Nominal al Corte (ton)				
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.0L (m)		
		ϕ_v	V_n	$\phi_v V_n$
Compuesta	Resistencia I	1.00	600	600

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 58:

Resistencia Nominal a la Flexión Sección Compuesta.

Resistencia Nominal a la Flexión (ton·m)				
Sección Resistente	Estado Límite	Distancia 0.5L (m)		
		ϕ_f	M_n	$\phi_f M_n$
Compuesta	Resistencia I	1.00	1387.38	1387.38

Fuente: Elaboración Propia.

V. ANALISIS Y DISCUSION DE RESULTADOS

En este capítulo se comparan los resultados obtenidos del análisis estructural tanto para una superestructura de vigas de concreto presforzado como para una superestructura de vigas de sección compuesta. Se contrastan las solicitaciones y las resistencias de uno y otro material, destacando las diferencias más trascendentales que se han observado.

5.1 Superestructura de Vigas de Concreto Presforzado

Presenta esfuerzos máximos de Fuerza Cortante para el Estado Límite de Resistencia I de 169.71 ton. Como se muestra en la Tabla 42.

El Momento Flector máximo generado por la combinación de cargas para el Estado Limite de Resistencia I es de 1457.36 ton·m. Como se muestra en la Tabla 43.

Experimenta una deflexión para el Estado Limite de Servicio I de 1.414 cm. Como se muestra en la Tabla 44.

Las deflexiones debidos a la secuencia de colocación de las cargas son las siguientes: por fuerza de tesado y el peso propio de la viga es de 3.762 cm, hacia arriba; debido al tablero y los diafragmas es de 0.108 cm, hacia abajo; debido a la carga muerta adicional ($DC2 + DW$) es de 0.716 cm, hacia abajo. Como se muestra en las tablas 45, 46 y 47.

Muestra una Resistencia Nominal al Corte de 212.85 ton. Como se muestra en la Tabla 48.

Con una Resistencia Nominal a la Flexión de 1857 ton·m. Como se muestra en la Tabla 49.

5.2 Superestructura de Vigas de Sección Compuesta

Presenta esfuerzos máximos de Fuerza Cortante para el Estado Límite de Resistencia I de 138.49 ton. Como se muestra en la Tabla 50.

El Momento Flector máximo generado por la combinación de cargas para el Estado Limite

de Resistencia I es de 1184.18 ton·m. Como se muestra en la Tabla 51.

Experimenta una deflexión para el Estado Limite de Servicio II de 4.09 cm. Como se muestra en la Tabla 52.

Las deflexiones debidos a la secuencia de colocación de las cargas son las siguientes: por peso propio de la viga es de 3.10 cm, hacia abajo; debida al tablero es de 5.70 cm, hacia abajo; debido a los diafragmas es de 0.02 cm, hacia abajo; debido a la carga muerta adicional ($D2 + D3$) es de 3.07 cm, hacia abajo. Como se muestra en las tablas 53, 54, 55 y 56.

Muestra una Resistencia Nominal al Corte de 600 ton. Como se encuentra mostrado en la Tabla 57.

Con una Resistencia Nominal a la Flexión de 1387.38 ton·m. Como se muestra en la Tabla 58.

5.3 Comparación de Resultados

Para comparar la sollicitación de esfuerzo cortante se empleara los datos obtenidos para el Estado Limite de Resistencia I, ya que es el estado que se aplica para poder diseñar los elementos estructurales tanto para una superestructura con vigas de concreto presforzado como una de vigas de sección compuesta, la cual se representa en un diagrama de barras en la Figura 84; se puede observar que el esfuerzo cortante es de menor magnitud en la viga de sección compuesta.

Se debe señalar que no se considerara los esfuerzos por cortante para el Estado Limite de Fatiga I ya que este estado solo considera como carga el camión de fatiga, siendo por tanto igual la magnitud para ambas superestructuras.

Para el momento flector también se empleara un gráfico de barras para el Estado Limite de Resistencia I, como se señaló anteriormente, es el estado que se aplica al diseño estructural en ambos superestructura. De la Figura 085 se observa que la superestructura de vigas de sección compuesta presenta menor momento flector que la correspondiente al concreto presforzado.

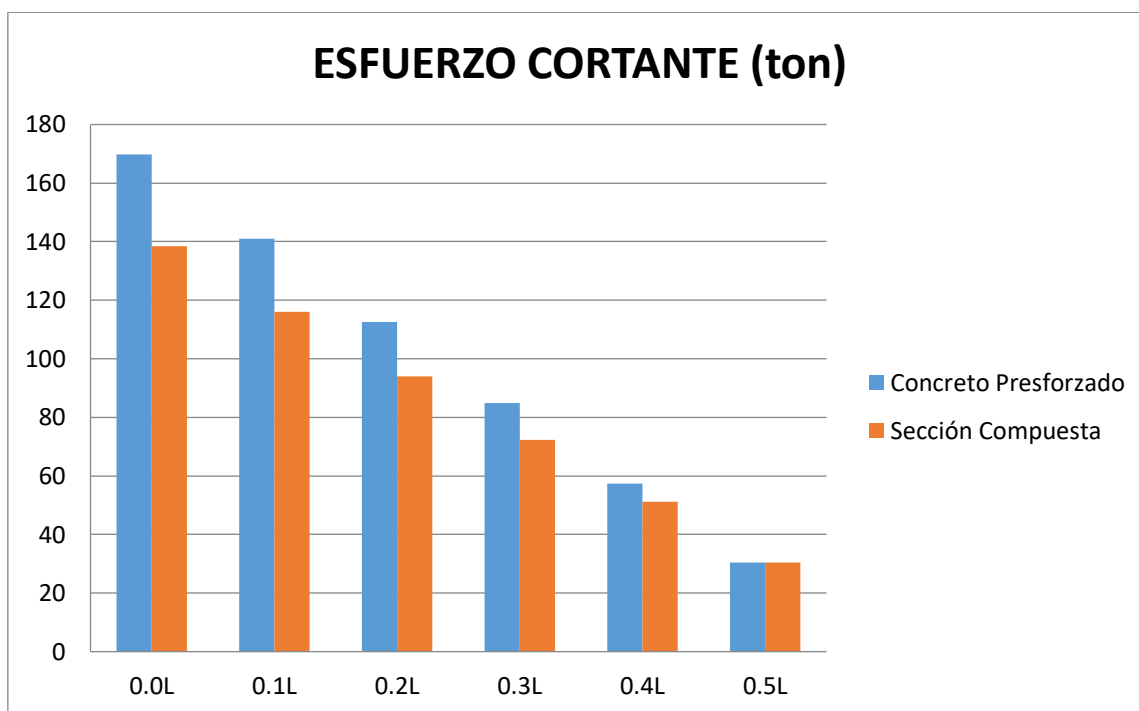


Figura 84: Comparativo Esfuerzo Cortante. Fuente: Elaboración Propia.

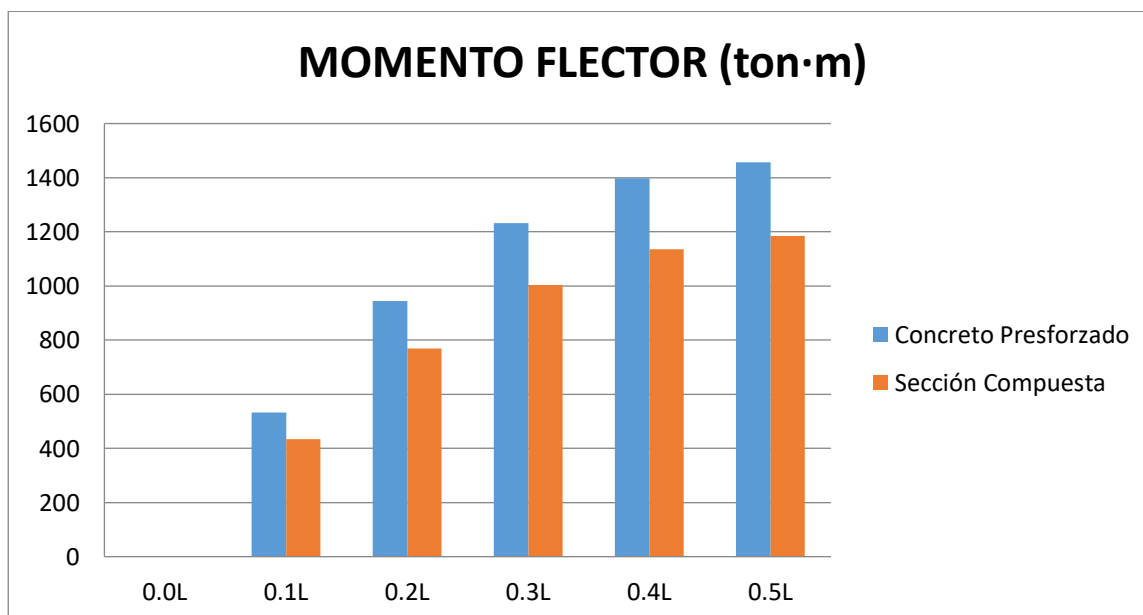


Figura 85: Comparativo Momento Flector. Fuente: Elaboración Propia.

Se debe agregar que si comparamos la relación entre resistencia nominal al corte del material y el esfuerzo cortante último en un gráfico de barras se podrá observar que la superestructura de vigas de sección compuesta presenta una marcada diferencia a favor con

respecto al concreto presforzado.

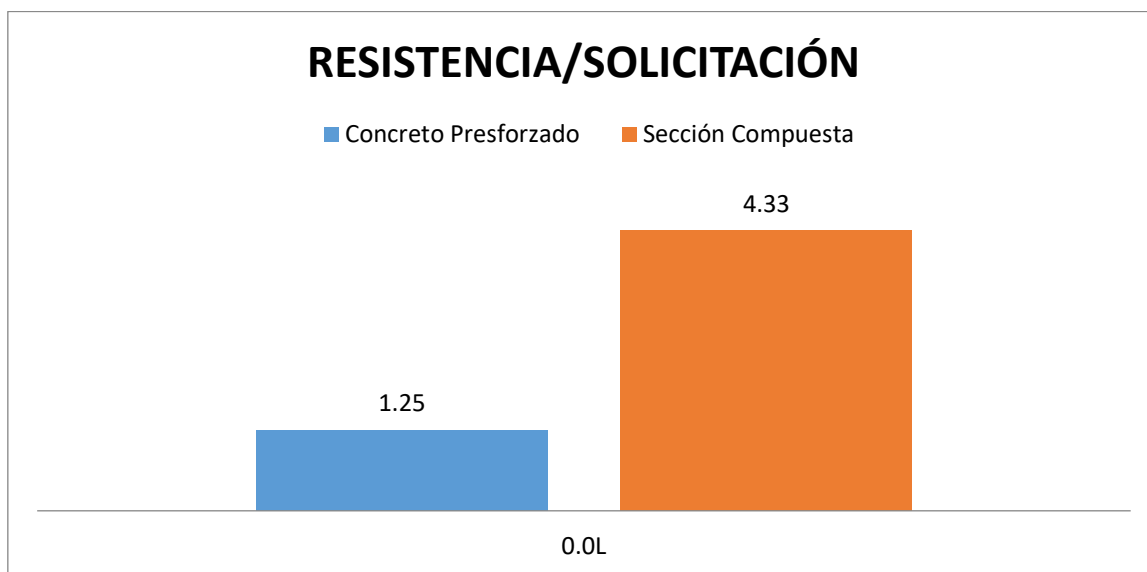


Figura 86: Comparativo de Relación de Cortante Resistente a Cortante Ultimo. Fuente: Elaboración Propia.

En contrapartida se puede observar un mejor comportamiento de la superestructura de vigas de concreto presforzado sobre vigas de sección compuesta al comparar la relación entre la resistencia nominal a la flexión a momento flector último en el gráfico de barras de la Figura 87.

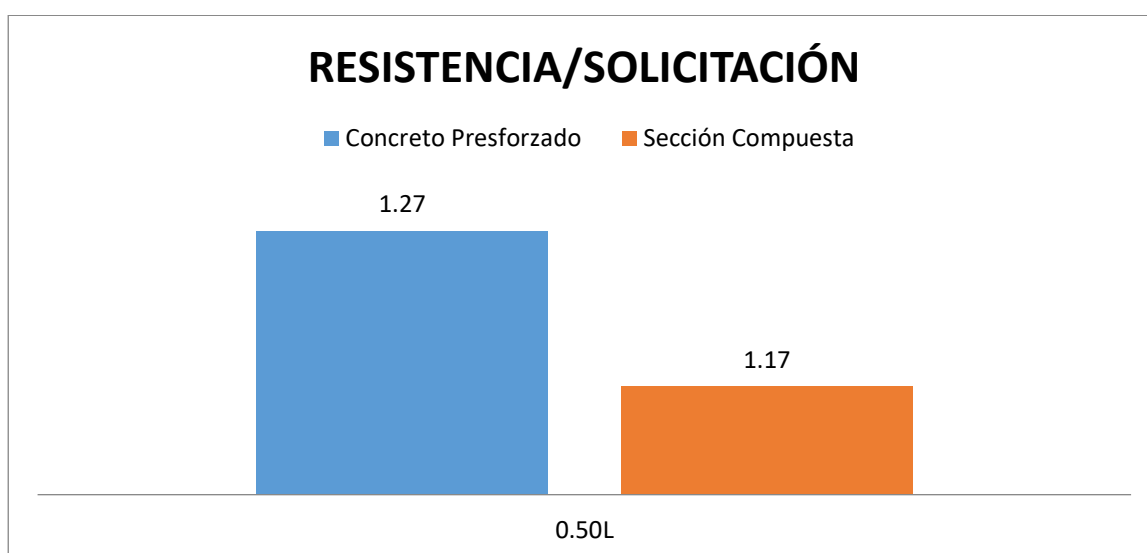


Figura 87: Comparativo de Relación de Momento Resistente a Momento Ultimo. Fuente: Elaboración Propia. De acuerdo a la Figura 88, la superestructura de vigas de concreto presforzado sufre menor deformación por servicio.

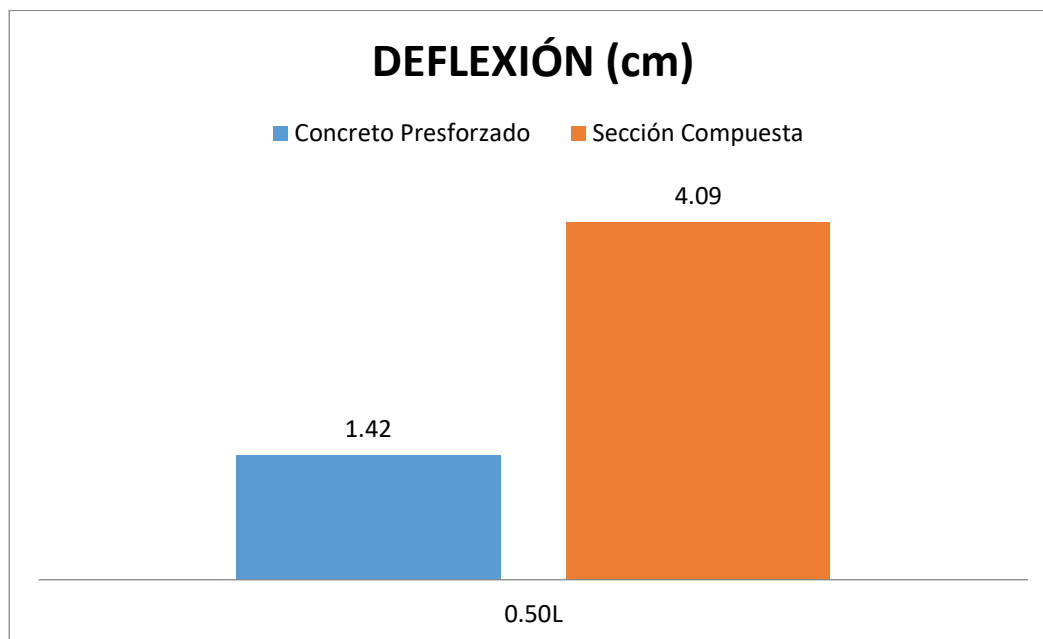


Figura 88: Comparativo de Deflexión por Servicio. Fuente: Elaboración Propia.

Asimismo, considerando la secuencia de colocación de cargas muertas a través del tiempo, se puede notar que la superestructura de vigas de sección compuesta presenta mayor deflexión que la viga de concreto presforzado, tal cual se muestra en la gráfica de línea de la Figura 89.

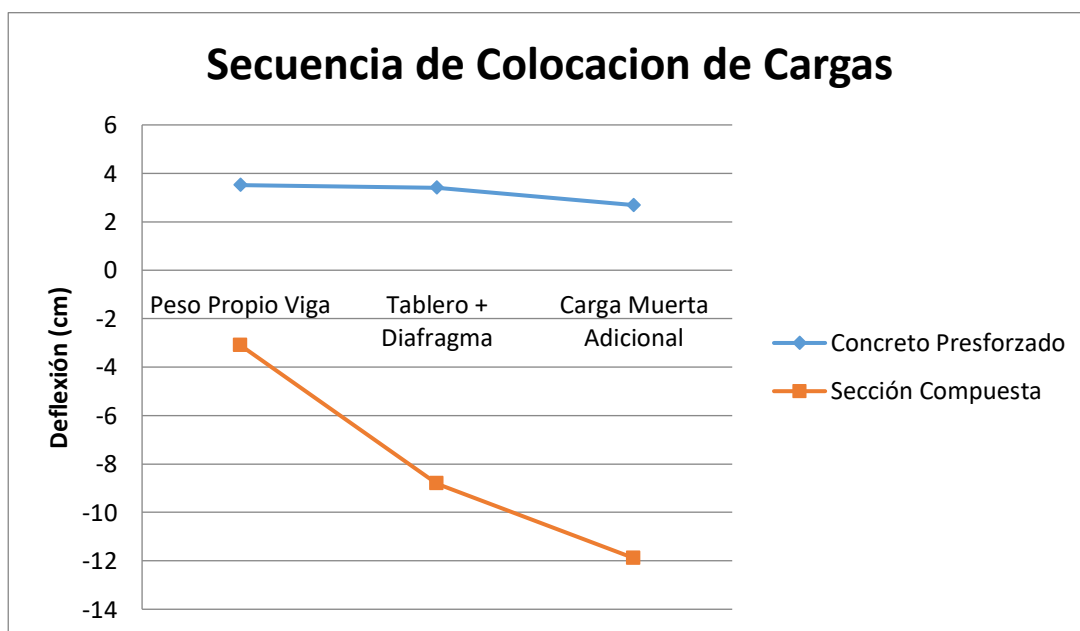


Figura 89: Deformaciones por Secuencia de Colocación de Cargas Muertas. Fuente: Elaboración Propia. En consonancia con los valores mostrados; la superestructura con vigas de concreto

presforzado presenta menor deformación en condiciones de servicio, esto se debe a la robustez de la sección adoptada para el diseño que le permite absorber de una manera más satisfactoria las sobrecarga, tanto vehicular y peatonal, que es la misma para ambas estructuras portantes.

Considerando la secuencia de colocación de cargas y el resultado final de la sumatoria de deformaciones, como se observa en la Figura 89, la superestructura de vigas de concreto presforzado presenta un comportamiento satisfactorio al ser las deformaciones pequeñas comparadas con las que presenta una superestructura de vigas de sección compuesta. La adición de la fuerza de presforzado genera una deformación hacia arriba producto de la compresión a la que es sometida la viga de concreto, esta va disminuyendo conforme se van aplicando las otras cargas muertas.

Para el caso del esfuerzo cortante y el momento flector la viga de sección compuesta presenta las menores solicitaciones, esto debido a la alta resistencia del perfil del acero estructural que permite adoptar secciones de mucha menor área pero de gran momento de inercia lo que reduce, considerablemente, el peso muerto. La viga de concreto presforzado presenta mayores solicitaciones ya que necesita mayor área para resistir no solo las cargas externas sino también la fuerza de presforzado, lo que trae consigo el aumento de la carga muerta.

Teniendo en cuenta que la Ec. 3.4.1 del marco teórico debe ser cumplida y observando la Figura 86 se puede notar que la resistencia de la viga de sección compuesta es 4.33 veces el esfuerzo cortante último, esto si se compara con la resistencia al corte de la viga de concreto presforzado es solo 1.25 veces el esfuerzo cortante último para dicho material, se puede deducir que el primer material presenta la solución más satisfactoria.

En cumplimiento de la Ec. 3.4.1 del marco teórico y visto el gráfico de la Figura 87, la resistencia al momento de la viga de concreto presforzado es 1.27 más que el momento flector último, siendo esta resistencia 1.09 veces mayor que la que presenta la viga de sección compuesta, presentando por lo tanto un mejor comportamiento.

5.4 Selección de Alternativas

Teniendo en cuenta el criterio de seguridad de la filosofía de diseño LRFD resumida en el cumplimiento de la Ecuación 3.4.1, la cual se establece que resistencia del material multiplicada por un factor de base estadística usualmente menor que la unidad debe ser mayor a la solicitación última multiplicada por un factor de carga de base estadística de valor usualmente mayor que uno y por modificadores de carga que tienen en cuenta la ductilidad, la redundancia y la importancia operativa del puente, es que se tomaran los datos observados en las figuras de comparación 86 y 87.

Las figuras mencionadas anteriormente relacionan la resistencia del material a la solicitación última, de estas se puede observar que la viga de sección compuesta absorbe más cortante que su homónimo de concreto presforzado. En contraste a lo anterior la viga de concreto presforzado presenta una mayor relación de momento resistente a momento flector último que su contraparte de sección compuesta.

Adicionalmente a lo anterior se puede tomar los datos de la Figura 88 para comparar que material para superestructura presenta el mejor comportamiento pudiendo notarse de la misma que la viga de concreto presforzado presenta menor deflexión que su homólogo de sección compuesta.

De acuerdo a los datos mostrados se puede decir que la propuesta de superestructura de vigas de concreto presforzado es la alternativa que se debe seleccionar en este estudio, ya que brinda en su conjunto el mejor comportamiento estructural. Esta selección se está tomando en función de que de las tres figuras tomadas para la selección dos de ellas presentaban a la superestructura de vigas de concreto presforzado con mejor comportamiento que otra empleando como material a la sección compuesta.

5.5 Contratación de Hipótesis

Siguiendo la metodología de análisis de las dos alternativas de superestructura para el puente Shunte, nos permitió determinar que la aplicación de los métodos estructurales aproximados nos proporciona resultados conservadores del lado de la seguridad avalados por las Especificaciones AASHTO LRFD. Teniendo en cuenta que la estructura es estáticamente determinada, viga simplemente apoyada en dos puntos, no requirió del empleo de métodos refinados para la obtención de las solicitaciones que nos permitirá la comparación y el diseño

de las secciones.

Por lo tanto, visto los resultados se puede llegar a la conclusión de que la superestructura de vigas de concreto presforzado presenta la mayor resistencia ante las solicitaciones lo cual valida la Hipótesis General que señala: *El análisis estructural comparativo de dos materiales de construcción a la superestructura del puente Shunte nos permitirá determinar cuál de ellos presenta mayor resistencia ante las solicitaciones obtenidas*; por lo que se valida como cierta; ya que de las dos alternativas planteadas y comparadas; el análisis estructural nos permitió obtener las solicitaciones necesarias para poder diseñar la sección resistente necesaria.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

El análisis estructural nos permite obtener las solicitaciones que se producirán en una estructura al aplicar las cargas.

Las solicitaciones de una superestructura de vigas de sección compuesta son menores que las obtenidas para una superestructura de vigas de concreto presforzado.

La resistencia a flexión de una superestructura de vigas de concreto presforzado es mayor que para su contraparte de sección compuesta.

La resistencia a corte de una superestructura de vigas de sección compuesta es mayor que para su contraparte de concreto presforzado.

Las deformaciones por servicio de una superestructura de vigas de concreto presforzado fueron menores que para su contraparte de sección compuesta.

Para la determinación de que material es estructuralmente mejor para una superestructura no solo se deben comparar las solicitaciones (gobernada por el peso propio), sino también por las resistencia de los materiales.

6.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda tomar en cuenta las conclusiones a las cuales se llegó en el presente estudio, ya que ese es su fin, como un aporte académico.

Se recomienda que se utilice como material estructural para la superestructura del puente Shunte el concreto presforzado ya que presenta mayor resistencia a flexión y deformación ante las solicitaciones causadas por las cargas.

Se recomienda para la construcción de estructuras de concreto presforzado personal altamente calificado y control de calidad de materiales constante, debido a que cualquier

deficiencia en el detallado o la separación de la armadura, la resistencia del concreto y dado las altísimas fuerzas de tesado influyen en el comportamiento de la estructura.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

7.1. Referencias Bibliográficas

American Association of State Highway and Transportation Officials (2004). *Bridge Design Specifications AASHTO LRFD (Third Edition)*. USA.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). *Bridge Design Specifications AASHTO LRFD (Sixth Edition)*. USA.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2014). *Bridge Design Specifications AASHTO LRFD (Seventh Edition)*. USA.

Acevedo, V. (2015). *Diseño de un Puente con Estructura de Acero* (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Barker, R. & Puckett, J. (2013). *Design of Highway Bridge: An LRFD Approach*. USA: Editorial John Wiley & Sons, Third Edition.

Bartra, J. (2012). *Propuesta de Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el Rio Alao* (Tesis presentado para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.

Coronel, A. (2004). *Análisis y Diseño de la Superestructura de un Puente de Concreto Preesforzado* (Informe de Ingeniería presentado para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil), Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.

Flores, R. & Diaz, J. (2014). *Análisis Estructural Comparativo de la Superestructura del Puente Santa Rosa – San Juan de Cumbaza en el Distrito de Tarapoto – San Martín* (Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.

Fonseca, R. & Linares, O. (2015). *Diseño de un Puente con Vigas Prefabricadas* (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

- Gomez, R. (2008). *Comparación entre las Filosofías de Diseño por Esfuerzos Admisibles, Factores de Carga y Factores de Carga y Resistencia en el Diseño de Superestructuras de Puentes Vehiculares bajo la Acción de Cargas Gravitacionales* (Tesis que para optar por el grado de: Maestro en Ingeniería). Universidad Nacional Autónoma de México, México D. F., México.
- Gonzalez, O. (2002). *Análisis Estructural*. México D.F., México: Editorial Limusa, Primera Edición.
- Hibbeler, R. (2006). *Mecánica de Materiales*, México: 6ª. Edición.
- Johannes Johansson. *Diseño y Calculo de Estructuras Pretensadas*. Venezuela: Editorial Marcombo.
- Leonhardt, F. (1987). *Estructuras de Hormigón Armado: Bases para la Construcción de Puentes Monolíticos – Tomo VI*. Buenos Aires, Argentina: Editorial El Ateneo.
- Leonhardt, F. (1984). *Estructuras de Hormigón Armado: Hormigón Pretensado – Tomo V*. Buenos Aires, Argentina: Editorial El Ateneo.
- Lopez, J. (1994). *Definiciones y Conceptos, Cargas en Puentes y Diseño Sísmico de Puentes. En: Puentes: Análisis, Diseño y Construcción*, 2Da. Edición. Lima, Perú.
- Martinez, P. & Manzanarez, J. (2005). *Diseño de Puentes con la Norma AASHTO LRFD 2005*.
- McCormac, J. & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México D. F., México: Editorial Alfaomega, 5a. Edición.
- McCormac, J. & Nelson, J. (2007). *Análisis de Estructuras: Métodos Clásico y Matricial*. México: Editorial Alfaomega, 3ª. Edición.
- Mehdi, M. (2005). *Puentes de Concreto Armado*, Lima, Perú.

- Minnesota Department of Transportation (2017). *LRFD Bridge Design Manual*.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2016). *Manual de Puentes*, Perú.
- Nilson, A. (2000). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Editorial McGraw-Hill, 12ª. Edición.
- Nilson, A. *Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado*, Editorial Limusa.
- Ochoa, C. (2008). *Diseño de Superestructura de Puentes de Hormigón Armado. Comparación entre Diseño según Norma AASHTO Standard (Método ASD) y Norma AASHTO LRFD* (Tesis para optar al Título de: Ingeniero Civil en Obras Civiles). Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile.
- Ramirez, P. & Leon, N. (2010). *Apoyo Didáctico en la Asignatura de Puentes CIV 312: Texto Estudiante* (Trabajo Dirigido, por Adscripción, Presentado Para Optar al Diploma Académico de Licenciatura en Ingeniería Civil). Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.
- Rodriguez, A. (2016). *Puentes: Con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edition)*. Perú.
- Rojas, R. & Padilla, H. *Análisis Estructural con Matrices*. Editorial Trillas.
- Segui, W. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*, 2ª. Edición. México.
- Seminario, E. (2004). *Guía para el Diseño de Puentes con Vigas y Losas* (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Piura, Perú.
- Vallecilla, C. (2009). *Puentes en Concreto Postensado: Teoría y Práctica*. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen, Primera Edición.
- Vallecilla, C. (2006). *Curso de Puentes en Concreto: Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes-1995*. Bogotá, Colombia: Editorial Bauen, Primera Edición.

Villoslada, M. (2004). *Análisis Estructural de Puentes Atirantados, Aplicación* (Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de San Martín, Tarapoto, Perú.

VSL (s.f.). *VSL Multistrand Systems: Strand and Tendon Properties*.

Zapata, L. (2013). *Diseño Estructural en Acero*. Lima, Perú.

Zegarra, L. (2007). *Análisis y Diseño de Puentes Colgantes* (Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.

Zuzunaga, R. (2014). *Análisis y Diseño de la Superestructura del Puente Vehicular sobre el Río Soritor, Distrito de San Fernando, Provincia de Rioja, Departamento de San Martín* (Informe de Ingeniería presentado para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil). Tarapoto, Perú.

VIII. ANEXOS

ANEXO 1: Planos