



UNIVERSIDAD  
**SAN IGNACIO  
DE LOYOLA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Carrera de Ingeniería Civil**

**ANÁLISIS TÉCNICO-ECONÓMICO DEL PUENTE  
VEHICULAR CONTINUO “INCA MOYA” DE  
CONCRETO ARMADO Y DE ACERO ESTRUCTURAL  
SEGÚN LA NORMA AASHTO-LRFD**

**Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil**

**DIEGO JOSÉ GUILLÉN GARCÍA**

**Asesor:**

**José Alberto Acero Martínez**

**Lima - Perú**

**2018**

# JURADO DE LA SUSTENTACION ORAL

.....

**Presidente**

.....

**Jurado 1**

.....

**Jurado 2**

---

**Entregado el: 05/02/2019**

**Aprobado por:**

.....

**Graduando 1**

.....

**Asesor de Tesis:**

**UNIVERSIDAD SAN IGNACIO DE LOYOLA  
FACULTAD DE INGENIERIA**

**DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD**

Yo, Diego José Guillén García, identificado con DNI N° 48059260 Bachiller del Programa Académico de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la Universidad San Ignacio de Loyola, presento mi tesis titulada:

Análisis técnico-económico del puente vehicular continuo "Inca Moya" de concreto armado y de acero estructural según la norma AASHTO-LRFD.

Declaro en honor a la verdad, que el trabajo de tesis es de mi autoría; que los datos, los resultados y su análisis e interpretación, constituyen mi aporte. Todas las referencias han sido debidamente consultadas y reconocidas en la investigación.

En tal sentido, asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad u ocultamiento de la información aportada. Por todas las afirmaciones, ratifico lo expresado, a través de mi firma correspondiente.

Lima, febrero de 2019

.....  
Diego José Guillén García

DNI N° 48059260

## **EPÍGRAFE**

*La enfermedad puede ser un obstáculo para el cuerpo, pero no para la voluntad y la capacidad de emitir buenos pensamientos.*

*(Norman Vincent Peale)*

## ÍNDICE DE CONTENIDO

	<b>Página</b>
1. RESUMEN	15
2. ABSTRACT	16
3. IDENTIFICACION DEL PROBLEMA	17
4. FORMULACION DEL PROBLEMA	18
4.1. PROBLEMA GENERAL	18
4.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS	18
5. MARCO REFERENCIAL	18
5.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES	18
5.2. ANTECEDENTES NACIONALES	21
5.3. ESTADO DEL ARTE	24
5.3.1. Historia de los Puentes	24
5.3.2. Normativa y Diseño LRFD	25
5.4. MARCO TEORICO	27
5.4.1. Introducción a Puentes	27
5.4.2. Análisis de Elementos Prefabricados	29
5.4.3. Metodología AASHTO-LRFD	30
5.4.4. Análisis de Sobrecarga Vehicular de Diseño	30
5.4.5. Camión de Diseño	30
5.4.6. Tandem de Diseño	31
5.4.7. Análisis de Carril de Diseño	32
5.4.8. Análisis de Sobrecarga Vehicular en apoyos intermedios	32
5.4.9. Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante	33
5.4.10. Factores de Carga y Combinaciones de Cargas	34
5.4.11. Presencia de Múltiples Sobrecargas	38
5.4.12. Factores de Distribución en Puentes de Viga y Losa	38
5.4.13. Factores de Distribución para Momento en Vigas Interiores	39
5.4.14. Factores de Distribución para Momento en Vigas Exteriores	40
5.4.15. Factores de Distribución para Corte en Vigas Interiores	41
5.4.16. Factores de Distribución para Corte en Vigas Exteriores	42
5.4.17. Ancho efectivo del ala de la viga	42
6. OBJETIVO DE LA INVESTIGACION	43
6.1. OBJETIVO GENERAL	43
6.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS	43
7. JUSTIFICACION DE LA INVESTIGACION	44
7.1. JUSTIFICACION TECNICA	44

7.2. JUSTIFICACION ECONOMICA	44
7.3. JUSTIFICACION SOCIAL	45
8. HIPOTESIS	45
8.1. HIPOTESIS GENERAL	45
8.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS	46
9. MATRIZ DE CONSISTENCIA	47
10. MARCO METODOLOGICO	48
11. VARIABLES	48
11.1. VARIABLE INDEPENDIENTE	48
11.1.1. Resistencia	48
11.1.2 Rigidez	49
11.2. VARIABLE DEPENDIENTE	49
11.2.1. Puente Vehicular continuo	49
12. LINEAS DE INFLUENCIA	50
12.1. METODO DE MULLER-BRESLAU	51
12.2. METODO DE FUERZA BRUTA	59
12.3. SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000	73
13. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE CONCRETO ARMADO	79
13.1. PREDIMENSIONAMIENTO	80
13.2. METRADO DE CARGAS POR VIGA	81
13.3. DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS POR VIGA	82
13.4. DIAGRAMAS DE CORTANTES DE LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS POR VIGA	84
13.5. LINEAS DE INFLUENCIA PARA ESFUERZOS MAXIMOS DE CARGA	86
13.5.1. Momento de carga viva del camión de diseño	86
13.5.2. Cortante de carga viva del camión de diseño	87
13.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA INTERNA	89
13.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA EXTERNA	91
13.8. FACTOR DE DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS PARA MOMENTO	93
13.8.1. Vigas interiores	93
13.8.2. Vigas exteriores	95
13.9. FACTOR DE DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS PARA CORTANTE	97
13.9.1. Vigas interiores	97
13.9.2. Vigas exteriores	98
13.10. DISEÑO DE LA VIGA INTERNA	99
13.10.1. Análisis del Momento Último	100

13.10.2. Análisis del Cortante Último	100
13.10.3. Cálculo del Acero Principal	100
13.10.4. Resistencia de diseño de la viga Te	104
13.10.5. Diseño por Fatiga	106
13.10.6. Cargas de Fatiga	106
13.10.7. Diseño de Estribos	111
13.10.8. Cálculo del Acero en el Alma de la viga interna	112
13.11. DISEÑO DE LA VIGA EXTERNA	113
13.11.1. Análisis del Momento Último	114
13.11.2. Análisis del Cortante Último	114
13.11.3. Cálculo del Acero Principal	115
13.11.4. Resistencia de diseño de la viga Te	117
13.11.5. Diseño de Estribos	119
13.10.6. Cálculo del Acero en el Alma de la viga externa	120
13.12. SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000	121
13.12.1. Análisis del Camión de diseño HL-93K	122
13.12.2. Análisis de la viga interna	124
13.12.3. Análisis de la viga externa	126
13.13. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA	129
13.13.1. Análisis de Cargas	130
13.13.2. Cálculo del Acero Principal Negativo	135
13.13.3. Cálculo del Acero Principal Positivo	136
13.13.4. Cálculo del Acero en el Alma de la viga	137
13.13.5. Cálculo de Estribos	138
14. DISEÑO DE LA LOSA	143
14.1. CONDICIONES DE DISEÑO	144
14.2. VERIFICACIONES DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO	144
14.3. DISEÑO DEL VOLADIZO	146
15. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE ACERO ESTRUCTURAL	148
15.1. VIGAS METÁLICAS	149
15.2. FACTOR DE DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS PARA MOMENTO	150
15.2.1. Vigas interiores	150
15.2.2. Vigas exteriores	151
15.3. FACTOR DE DISTRIBUCION DE LAS SOBRECARGAS PARA CORTANTE	156
15.3.1. Vigas interiores	156

15.3.2. Vigas exteriores	157
15.4. CARGA VIVA VEHICULAR	159
15.5. METRADO DE LAS DEMAS CARGAS POR VIGA	160
15.6. DISEÑO PARA ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I	161
15.6.1. Resistencia a la Flexión	162
15.6.2. Resistencia al Cortante	175
15.6.3. Conectores de Corte	178
15.7. VIGAS DIAFRAGMA METALICAS	180
16. BARANDAS COMBINADAS	184
16.1. GEOMETRIA DE LAS BARANDAS	185
16.2. FUERZAS DE DISEÑO	185
16.2.1. Diseño de los Rieles	186
16.2.2. Diseño de los Postes	192
17. COSTOS Y PRESUPUESTO, Y CRONOGRAMA DE TRABAJO	198
17.1. PRESUPUESTO DE OBRA	198
17.1.1. Presupuesto del Puente de Concreto Armado	199
17.1.2. Presupuesto del Puente de Acero Estructural	200
17.2. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS	201
17.2.1. Costos unitarios del Puente de Concreto Armado	201
17.2.2. Costos unitarios del Puente de Acero Estructural	206
17.3. LISTADO DE INSUMOS	213
17.3.1. Listado de insumos del Puente de Concreto Armado	213
17.3.2. Listado de insumos del Puente de Acero Estructural	214
17.4. CRONOGRAMA DE TRABAJO Y DIAGRAMA DE GANTT	215
17.4.1. Cronograma de trabajo del Puente de Concreto Armado	215
17.4.2. Diagrama de Gantt del Puente de Concreto Armado	216
17.4.3. Cronograma de trabajo del Puente de Acero Estructural	217
17.4.4. Diagrama de Gantt del Puente de Acero Estructural	218
18. COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA	219
19. CONCLUSIONES	221
20. REFERENCIAS	223
21. ANEXOS	226

## ÍNDICE DE TABLAS

	<b>Página</b>
Tabla N° 1. Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante.	34
Tabla N° 2. Combinaciones de carga y Factores de carga.	37
Tabla N° 3. Factores de carga para cargas permanentes ( $\gamma_p$ ).	37
Tabla N° 4. Factor de Presencia Múltiple ( $m$ ).	38
Tabla N° 5. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores.	40
Tabla N° 6. Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores.	41
Tabla N° 7. Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores.	41
Tabla N° 8. Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.	42
Tabla N° 9. Valores tabulados de las líneas de influencia para el Momento MB.	58
Tabla N° 10. Valores de las líneas de influencia para el Cortante V(104).	68
Tabla N° 11. Valores de las líneas de influencia para la Reacción V(100).	70
Tabla N° 12. Valores de Líneas de Influencia y Áreas para distintos puntos.	72
Tabla N° 13. Valores de las líneas de influencia para el momento MB modelado en SAP2000.	76
Tabla N° 14. Valores de las líneas de influencia para el cortante V(104) modelado en SAP2000.	77
Tabla N° 15. Valores de las líneas de influencia para la reacción V(100) modelado en SAP2000.	78
Tabla N° 16. Resumen de momentos y cortantes máximos debido a las cargas del puente.	161
Tabla N° 17. Fuerzas de diseño para el nivel de ensayo TL-3.	185
Tabla N° 18. Resumen de Comparación técnico-económica de los puentes de Concreto Armado y de Acero Estructural.	220

## ÍNDICE DE FIGURAS

	<b>Página</b>
Figura N° 1. Partes generales de un Puente.	28
Figura N° 2. Diseño de Viga Pretensada.	29
Figura N° 3. Diseño de Viga Postensada.	29
Figura N° 4. Camión de Diseño HL-93K.	31
Figura N° 5. Camión de Diseño HL-93M.	31
Figura N° 6. Carga de Carril de Diseño.	32
Figura N° 7. Aplicación de la Carga viva Vehicular en apoyos intermedios.	33
Figura N° 8. Ejemplo de modelo para la aplicación de la Ley de momentos en un puente de tres vigas.	39
Figura N° 9. Ancho efectivo del ala en vigas internas y externas.	42
Figura N° 10. Viga continua de 80m de largo y 3 tramos.	51
Figura N° 11. Viga continua con una rotula instalada en el apoyo B.	51
Figura N° 12. Principio de superposición de la viga con curva elástica más la viga con deflexión por una fuerza externa.	52
Figura N° 13. Curva elástica aP1 más la deflexión a11 de la viga continua.	53
Figura N° 14. Viga continua con la aplicación del método de la Viga Conjugada.	53
Figura N° 15. Grafica de Líneas de Influencia para el momento MB.	59
Figura N° 16. Viga continua de 80m de largo y 3 tramos.	60
Figura N° 17. Viga continua con sus tramos divididos en diez partes iguales cada uno.	60
Figura N° 18. Viga continua con una fuerza unitaria aplicada en la ubicación 101 del primer tramo dividido.	60
Figura N° 19. Viga continua dividida por tramos para analizar sus momentos y sus 2 desplazamientos.	61
Figura N° 20. Formas de aplicación de la fórmula de momentos de empotramiento en vigas.	61
Figura N° 21. Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 1.	63
Figura N° 22. Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 1.	63
Figura N° 23. Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 2.	64
Figura N° 24. Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 2.	64
Figura N° 25. Detalle de las reacciones, fuerzas y momentos del Tramo AB de la viga.	66

Figura N° 26. Corte del Tramo AB en la ubicación 104 para el cálculo del primer punto de las Líneas de Influencia en el cortante V(104).	67
Figura N° 27. Grafica de Líneas de Influencia para el cortante V(104).	69
Figura N° 28. Grafica de Líneas de Influencia para la reacción V(100).	71
Figura N° 29. Viga continua de tres tramos modelada en SAP2000.	73
Figura N° 30. Líneas de Influencia para el momento MB de la viga continua modelada en SAP2000.	74
Figura N° 31. Líneas de Influencia para el cortante V(104) de la viga continua modelada en SAP2000.	74
Figura N° 32. Líneas de Influencia para la reacción V(100) de la viga continua modelada en SAP2000.	75
Figura N° 33. Propuesta de sección Transversal de la superestructura para un nuevo Puente Vehicular Continuo Inca Moya.	79
Figura N° 34. Diagrama de Momentos para DC = 3.9280 T/m.	82
Figura N° 35. Diagrama de Momentos para DW = 0.2025 T/m.	82
Figura N° 36. Diagrama de Momentos para PL = 0.2160 T/m.	83
Figura N° 37. Diagrama de Cortantes para DC = 3.9280 T/m.	84
Figura N° 38. Diagrama de Cortantes para DW = 0.2025 T/m.	84
Figura N° 39. Diagrama de Cortantes para PL = 0.2160 T/m.	85
Figura N° 40. Momento de carga viva para dos camiones de diseño.	86
Figura N° 41. Cortante de carga viva para un camión de diseño.	88
Figura N° 42. Dimensiones de la viga interna.	89
Figura N° 43. Dimensiones de la viga externa.	91
Figura N° 44. Distancia "de" en el volado del puente.	91
Figura N° 45. Ley de Momentos respecto al apoyo interno.	95
Figura N° 46. Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga interna.	102
Figura N° 47. Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga interna.	103
Figura N° 48. Análisis de la sección Te de la viga interna.	105
Figura N° 49. Carga de Fatiga en la ubicación 104.	107
Figura N° 50. Carga de Fatiga en la ubicación 200.	108
Figura N° 51. Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa.	116
Figura N° 52. Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa.	117
Figura N° 53. Análisis de la sección Te de la viga externa.	118
Figura N° 54. Envolverte de Momento para el Camión de diseño HL93-K.	122

Figura N° 55. Datos del Momento máximo para el Camión de diseño HL93-K.	122
Figura N° 56. Envolvente de Cortante para el Camión de diseño HL93-K.	123
Figura N° 57. Datos del Cortante máximo para el Camión de diseño HL93-K.	123
Figura N° 58. Envolvente de Momento para la viga interna.	124
Figura N° 59. Datos del Momento Último para la viga interna.	125
Figura N° 60. Envolvente de Cortante para la viga interna.	125
Figura N° 61. Datos del Cortante Último para la viga interna.	126
Figura N° 62. Envolvente de Momento para la viga externa.	127
Figura N° 63. Datos del Momento Último para la viga externa.	127
Figura N° 64. Envolvente de Cortante para la viga externa.	128
Figura N° 65. Datos del Cortante Último para la viga externa.	128
Figura N° 66. La viga diafragma y su sección transversal.	130
Figura N° 67. Cargas en el eje de la viga externa (voladizo).	131
Figura N° 68. Diagrama de momentos de la carga muerta de la viga diafragma.	132
Figura N° 69. Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento negativo.	133
Figura N° 70. Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento positivo.	134
Figura N° 71. Diagrama de cortante de la carga muerta de la viga diafragma.	139
Figura N° 72. Diagrama de cortante en la sección crítica de la viga diafragma.	140
Figura N° 73. Distribución de varillas de refuerzo de la viga diafragma.	142
Figura N° 74. Longitud efectiva ( $S = 200 \text{ mm}$ ) para vigas Te.	143
Figura N° 75. Peralte efectivo y núcleo de una losa de concreto.	144
Figura N° 76. Cargas actuantes en el voladizo de la losa.	146
Figura N° 77. Ley de Momentos respecto a la viga de acero interna.	152
Figura N° 78. Ubicación crítica transversal de los camiones de diseño.	154
Figura N° 79. Centro de gravedad de la viga metálica y la losa. Elaboración propia.	168
Figura N° 80. Primera suposición de la altura del bloque de compresiones menor que la altura de la losa.	172
Figura N° 81. Bloque equivalente de compresiones mayor que la losa.	172
Figura N° 82. Diagrama de fuerzas y esfuerzos de la losa de concreto y la viga metálica.	173
Figura N° 83. Carga de viento actuando sobre la elevación exterior del puente.	181
Figura N° 84. Distribución de las fuerzas de diseño en una baranda.	186
Figura N° 85. Geometría del poste y los rieles de la baranda.	192

**ÍNDICE DE ANEXOS**

	<b>Página</b>
ANEXO 1	227
ANEXO 2	228
ANEXO 3	229
ANEXO 4	230
ANEXO 5	232
ANEXO 6	233
ANEXO 7	234
ANEXO 8	235
ANEXO 9	236
ANEXO 10	237
ANEXO 11	238
ANEXO 12	239
ANEXO 13	240

## DEDICATORIA

*La presente tesis es dedicada a mi pequeño hijo Sebastián quién desde que nació se convirtió en un motivo más para seguir esforzándome en mejorar como persona y también como profesional.*

## **AGRADECIMIENTO**

*A mis padres quienes con su sacrificio han logrado sacarme adelante y formarme profesionalmente, así como también les doy las gracias a mis hermanos que siempre estuvieron al pendiente de cada paso que daba. De no ser por cada uno de ellos no sería lo que soy en estos momentos.*

*A mi asesor, el Ingeniero José Acero quien más que un profesor fue también un gran amigo en quien puedo confiar y agradecer siempre por haberme guiado con sus conocimientos y consejos para lograr como Ingeniero.*

## 1. RESUMEN

En esta tesis se realizará la comparación técnico-económica de un nuevo puente vehicular continuo denominado Inca Moya el cual se encuentra localizado específicamente en la calle Inca Moya, sobre el río Lurín, del distrito de Cieneguilla, al sur este de la provincia de Lima.

La comparación técnico-económica comprende el diseño estructural de la superestructura del nuevo Puente vehicular continuo Inca Moya considerando dos tipos estructurales, el primero de Concreto Armado y el segundo de Acero Estructural para después ser analizados y así contrastar los resultados tanto estructurales como económicos. Para realizar estos dos diseños se seguirán los requisitos establecidos en la Norma AASHTO-LRFD (2014).

El objetivo de la tesis es la de poder demostrar qué tipo de diseño estructural es el que proveerá las mejores resistencias a las cargas estructurales y a la vez el que resulte más económico de construir, involucrando materiales, costos, tiempo, lugar y clima. A su vez, se plantea esta tesis como una fuente de consulta para futuras investigaciones y aplicaciones realizadas por estudiantes y/o profesionales de nuestro país.

## **2. ABSTRACT**

This thesis focuses on the technical and economic comparison of two alternatives for the structural design of the Inca Moya Bridge, located on the Lurin River, Cieneguilla district, on the southeastern part of Lima province.

This comparison involves the structural design of the superstructure, considering two alternatives, firstly, a reinforced concrete structure, and secondly, a steel structure. The structural and economic results are to be contrasted. In order to carry out the analyses and design, the requirements established by the AASHTO-LFRD Code (2014) will be followed.

The main objective of this thesis is to investigate which alternative will provide the best structural performance under different types of loading, and also considering economic parameters, such as materials, costs, time, location and climate. At the same time, this thesis is intended to serve as reference source for future research and applications carried by Peruvian students and/or professionals.

### 3. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Los puentes son construcciones de suma importancia desde la antigüedad, son cruciales para el transporte de vehículos y de personas a largas distancias.

En la actualidad ha habido un aumento en la demanda de transporte y del tránsito vial, el cual ha generado consecuencias importantes como el incremento excesivo de la congestión lo cual genera demoras. Por este motivo los puentes deben ser los principales modos de acceso para llegar rápidamente a nuestros destinos y que permitan reducir la congestión vehicular y para esto deben ser diseñados de la manera más eficiente y a la vez económica considerando todas las normas y reglamentos de ingeniería aplicables.

En nuestro país es muy escasa la información que se tiene acerca de los procedimientos y detalles del análisis y del diseño de puentes continuos de concreto armado y de acero estructural ya que la mayoría de proyectos de puentes ya sean vehiculares, peatonales, combinados, ferrocarrileros o acueductos que han sido construidos en nuestro país han sido ejecutados en su mayoría por reconocidas empresas extranjeras, de las cuales los ingenieros peruanos no han tenido mucha participación en este tipo de proyectos relacionado a los puentes.

Debida a la poca información no se puede hacer un buen cálculo económico de un proyecto de puentes ya que existen muchos factores que se dan en el diseño, estos variados factores podrían ser desconocidos para los peruanos por la poca experiencia que se tiene en la ejecución de estos proyectos de gran magnitud y de suma importancia para la población.

Es por este motivo que en esta investigación de tesis se realizará un análisis y un estudio técnico-económico del puente vehicular continuo “Inca Moya” que se encuentra en el cruce del Río Lurín en el distrito de Cieneguilla, en el cual se extraerá información de acuerdo a estudios que se realizarán en la zona ya sea de suelo, de concreto, de diseño, etc. Por estos medios se podrá determinar la factibilidad técnica y económica del diseño de un puente, las cuales servirán para proyectos futuros realizados en nuestro país por empresas nacionales, basadas en las normas peruanas y en la normativa AASHTO-LRFD.

## **4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

### **4.1. PROBLEMA GENERAL**

¿Qué sistema estructural será el más eficiente para soportar las cargas impuestas en el puente en el puente vehicular continuo Inca Moya, manteniendo la mayor rentabilidad económica?

### **4.2. PROBLEMAS ESPECIFICOS**

¿Qué tipo de puente vehicular según su diseño obtendrá las mejores facilidades en su proceso constructivo?

¿Qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona al momento de su ejecución?

¿Qué tipo de puente vehicular es el más conveniente para soportar su peso propio total en toda su estructura según el análisis realizado?

¿Se puede generar en nuestro país una nueva línea de investigación futura en el uso de la Normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes?

## **5. MARCO REFERENCIAL**

### **5.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES**

No se encontraron antecedentes internacionales sobre comparación técnica y comparación económica para puentes de concreto armado y acero estructural, sin embargo como amparo tenemos investigaciones con ciertas similitudes a la investigación que se está haciendo en esta oportunidad, dichas investigaciones se mencionan a continuación:

Ochoa Espinoza (2008) hizo una investigación comparativa entre dos tipos de diseños de la superestructura de puentes de concreto armado basados en la norma AASHTO STANDARD y la norma AASHTO LRFD, las cuales fueron las muestras utilizadas

para desarrollar la investigación. Esta investigación originaria de Valdivia – Chile, tiene el propósito de estudiar y comprender las disposiciones de las dos normas, aplicándolas al diseño de la superestructura de puentes de concreto armado y así comparar ambos resultados. Se llegaron a analizar cuatro modelos de superestructuras de las cuales se utilizaron geometrías de 15 y 20 metros de luz en las vigas de concreto armado y tableros de concreto armado de 3 y 4 vigas.

Como hallazgos más importantes se concluye que la norma AASHTO LRFD es más conveniente a utilizar en el diseño de superestructuras de concreto armado, principalmente porque presenta un mayor ahorro de acero en los diseños de los puentes ya que utiliza factores separados para cada carga al igual que para cada tipo de resistencia. Mediante este método ha sido posible alcanzar una confiabilidad más uniforme en todos los miembros del diseño, esto es debido a que los diferentes factores de carga y resistencia reflejan el grado de incertidumbre de las cargas, de las combinaciones y del tipo de resistencia que se pronosticó en un principio. En cambio el método de la norma AASHTO ASD no simplifica el uso de las cargas de trabajo, ocasionando una gran variabilidad en todas las cargas del diseño del puente en general.

Romo Castillo (2015) realizó una investigación acerca de nuevas metodologías para el diseño de la infraestructura del puente Gualo de Acero original de Quito – Ecuador, esta investigación tiene como objetivo promover la utilización y/o actualización de las nuevas especificaciones basadas en la norma AASHTO LRFD y así poder conocer y a la vez analizar una correcta interpretación y aplicación en el diseño de puentes. En este caso la muestra que se utilizó fue la del puente Gualo, el cual tiene como tramo central de acero de 135 m. de longitud y dos accesos de 30 m. a cada lado, también se utilizaron software de diseño como el SAP2000, CSI BRIDGE, SAFE, etc. los cuales ayudaron a desarrollar y modelar los diferentes elementos de la infraestructura del puente.

Los hallazgos y conclusiones más importantes fueron que la norma AASHTO LRFD permite realizar un diseño más ajustado y exacto, ya que así como las cargas se han incrementado más a comparación de la norma AASHTO ESTANDAR LFD y ASD, pues también se llegó a optimizar la utilización de la capacidad de los materiales como el acero estructural y los factores de carga concluyendo con un diseño mucho más equilibrado. La norma AASHTO LRFD también establece estados límites en el comportamiento de los

elementos estructurales en la subestructura de concreto, optimizando de esta manera las dimensiones de las mismas. En cuanto a los costos la norma AASHTO LRFD presenta un ligero incremento debido a que se han incrementado las solicitaciones del concreto y también las del acero de refuerzo.

Rodríguez Camacho y Venegas Ojeda (2011) realizaron una investigación de diseño y simulación de un puente metálico con el propósito de diseñar el puente de 60 m. de luz y 12 m. de ancho bajo la norma AASHTO LRFD para una carga de 90 toneladas, y poder simular el comportamiento del puente mediante el software de diseño estructural SAP2000. La muestra de la investigación se llevó a cabo en el departamento de Quito – Ecuador. Los materiales e instrumentos utilizados fueron el acero estructural, la misma norma AASHTO LRFD y el software de diseño estructural SAP2000.

Los hallazgos más importantes de esta tesis fueron el verificar que el método de diseño LRFD considera una combinación de factores que amplifican y previenen eventualidades que podrían ocurrir durante la vida útil y el funcionamiento del puente de estructura metálica. Se afirma en que el puente de acero estructural presenta mayores beneficios que el puente de concreto armado ya que posee mejores características tanto en resistencia como en costo y tiempo, permitiendo así poder ahorrar más en las estructuras metálicas y a la vez diseñarlas con dimensiones más grandes capaces de soportar mayores luces que las de concreto armado. Se concluye también que los costos de la fabricación de la superestructura centran su análisis en los elementos de estructuras metálicas del puente. Adicionalmente se concluyó que el valor del error relativo entre el cálculo manual y el cálculo del software SAP2000 debe ser menor o igual al 10%.

Gómez Johnson (2008) realizó otra investigación comparativa entre las filosofías de diseño de las normas AASHTO para el diseño de superestructuras de puentes vehiculares. El propósito de estudiar la factibilidad de actualizar y modernizar el reglamento de México, la muestra de la investigación se llevó a cabo en la ciudad Universitaria de México utilizando tres tipos de superestructuras de puentes vehiculares simplemente apoyadas las cuales se basaron en las normas AASHTO ESTANDAR LFD y ASD, y AASHTO LRFD.

Las conclusiones de la investigación para la norma LRFD basados en términos de carga son que el carril de diseño no requiere de ningún tipo de carga concentrada y que el

modelo de carga viva está considerado por las filosofías de las normas LFD y ASD. También los factores de distribución de carga son el resultado del estudio de puentes simplemente apoyados, en los cuales su aplicación viene a estar limitada al cumplimiento de condiciones relacionadas el tipo de sección de la superestructura, el número de vigas, así como también el ancho del voladizo y la curvatura que se da en el plano. Respecto a la combinación de carga con el método LRFD se aprecia un factor de modificación de carga que involucra la ductilidad, redundancia e importancia. Estos establecen factores de carga máximos y mínimos en relación al tipo de efecto, donde si este es aditivo el factor de carga es máximo y si el tipo de efecto es negativo el factor de carga es mínimo.

Velandia Garay (2013) hizo una investigación similar acerca de una comparación Técnico-Económica de puentes con el propósito de conocer que diseño estructural es el más económico para que durante el proceso de construcción y diseño se logre la mayor optimización de recursos y poder entregar el producto final al menor costo. Se analizó y se diseñaron cuatro tipos de diseño de la misma longitud para un puente ubicado en la ciudad de Bogotá – Colombia, los cuatro diseños presentaron diferencias en el número de luces y en las longitudes de estas. Los materiales que se utilizaron fueron vigas de concreto presforzado y los demás elementos estructurales fueron de concreto reforzado. Los diseños de los puentes se basaron en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP95.

En la investigación se descubrió y se llegó a la conclusión que los cables de presfuerzo aumentan su eficiencia cuando sus luces tienden a tener una longitud del mismo tamaño, siempre y cuando se trate del diseño de un puente con tres luces ya que al tener luces más cortas las secciones son más esbeltas y necesitan una menor cantidad de acero de refuerzo para así contrarrestar la misma carga viva de la estructura a lo largo de su vida útil y otro factor importante al momento de realizar el diseño de un puente es el de analizar el estudio de suelos con el que se determina el número de luces a utilizar y la profundidad que deben tener los pilares y estribos en el diseño.

## **5.2. ANTECEDENTES NACIONALES**

Al igual que en los antecedentes internacionales, tampoco se encontraron antecedentes nacionales sobre comparación técnica y comparación económica para puentes de concreto

armado y acero estructural, sin embargo como amparo tenemos investigaciones con ciertas similitudes a la investigación que se está haciendo en esta oportunidad, dichas investigaciones se mencionan a continuación:

Acevedo Laos (2015) desarrolló el diseño y análisis estructural para un puente con estructura metálica, tanto de la superestructura como también de la subestructura con el fin de generar un nuevo cruce a desnivel en una ciudad que amerite la construcción de un puente debido a la cantidad de tráfico que se genera en una hora punta. Decidió generar el cruce a desnivel en el cruce de las avenidas El Golf Los Incas y Las Palmeras con la avenida Javier Prado, y así esta última pase a ser un By-Pass y por encima colocar el puente que se diseñó en el cual se unen las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas. Para este puente metálico se decidió utilizar un puente de sección compuesta, con vigas metálicas y losa de concreto, y se diseñó siguiendo la normativa AASHTO-LRFD.

El diseño tuvo resultados satisfactorios y sus hallazgos más importantes fueron el elegir las vigas metálicas W40x167 en la que no se consideró el sistema de apuntalamiento puesto que la sección no compuesta soportará las cargas actuantes de la fragua del concreto y la sección compuesta soportará las cargas permanentes luego de la fragua así como también las cargas vehiculares y peatonales. También se eligieron apoyos elastoméricos de neopreno los cuales cumplen un rol importante ya que deben soportar la acción de compresión, rotación y corte combinados, estos apoyos resistirán las acciones sísmicas debido al peso del tablero por medio de sus pernos de anclaje, y los estribos de concreto  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$  los cuales deben soportar los empujes del terreno y la carga sísmica ocasionada por el peso del tablero, y los muros de contención adyacentes únicamente soportan el empuje del terreno.

Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2015) hicieron una investigación acerca del diseño estructural de un puente con vigas prefabricadas con el propósito de estudiar y desarrollar el diseño estructural de todos los elementos de un puente de 30 metros de luz, utilizando como elementos principales vigas prefabricadas postensadas las cuales serán distribuidas uniformemente en todo el ancho del tablero. El diseño será elaborado según la metodología del Manual de Diseño de Puentes. El puente se construiría encima de una carretera que cruza a la panamericana sur en la zona de San Bartolo – Lurín y así poder lograr que el tránsito de esa zona sea más fluido.

Como hallazgos importantes en el diseño de este puente se tiene que las vigas prefabricadas recibirán la mayor cantidad de esfuerzos en la etapa de tensado, en esta etapa se debe tener sumo cuidado para que los esfuerzos generados en el tensado no superen a los esfuerzos admisibles de la viga y por esto las vigas deben ser ayudadas a soportar los esfuerzos del tensado en la etapa de servicio. Por lo tanto, para este diseño se analiza una etapa de tensado en la cual se tendrá que verificar los esfuerzos iniciales para así poder asegurar un correcto tensado de las vigas.

Seminario Manrique (2004) realizó en su tema de investigación una guía para el diseño de puentes más comunes los cuales solo presentan vigas y losa, este estudio lo hizo con el único propósito de proveer los lineamientos generales del diseño de puentes con viga y losa de acuerdo a las normas vigente hasta el año de su investigación, como muestras utilizadas fueron la norma AASHTO y la norma peruana “Manual de Diseño de Puentes” del MTC-DGCF la cual se basó en “Standard Specifications for Highway Bridges” de la AASHTO. Para esta guía de diseño de puentes se explicó todo lo involucrado en puentes desde las combinaciones de cargas hasta todo lo referido a la superestructura, etc.

Los hallazgos más importantes son acerca de la prefabricación, esta resulta muy ventajosa porque disminuye el tiempo de construcción ya que las vigas pueden prefabricarse mientras que se construye la infraestructura del puente y de este modo se pueden eliminar los riesgos de trabajar en altura, y cuando se tratan de casos de concreto presforzado se llegan a evitar las dificultades debido al tensionamiento prematuro del concreto joven. Se mejoran las características mecánicas del concreto debido a que las condiciones de fabricación son semi-industriales, y también se aumenta el rendimiento de la mano de obra ya que se establece un ritmo de construcción.

Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeth (2013) hicieron el análisis y diseño de un puente tipo viga – losa con el propósito de hacer real la ejecución de un puente que permita la unión de los pueblos para fines comerciales, culturales, sociales y deportivos que generen fuentes de trabajo, así como también el difundir y aplicar los métodos conocidos para el análisis y diseño de un puente. El caso estudiado fue el diseño y la construcción del puente Bellavista de la Red Vial Bellavista del distrito de Santa en Ancash. El puente tipo viga – losa contiene los siguientes elementos estructurales: el diseño, análisis y detalles en la superestructura, la subestructura y los dispositivos de apoyo.

Como hallazgos importantes se concluyó que para el diseño de puentes los estudios previos de la topografía, geotecnia, hidrología, etc. son requisitos indispensables para poder definir todas las características que el puente deberá tener en su diseño. Para esto hay que involucrar a los medios humanos y técnicos suficientes para permitir tener un conocimiento completo y actualizado del diseño, y de esta manera poder definir la cantidad de los recursos necesarios, garantizando un empleo óptimo y eficaz en dichos recursos. Sobre todo se deben proponer varios períodos cortos de supervisión para la construcción y el empleo óptimo de los recursos necesarios en la ejecución del puente.

### **5.3. ESTADO DEL ARTE**

#### **5.3.1. Historia de los Puentes.**

Los puentes son estructuras muy importantes desde los tiempos antiguos ya que permiten salvar obstáculos como ríos, desniveles, carreteras, valles o simplemente para llegar más rápido de un lugar a otro. Los primeros puentes fueron construidos básicamente con elementos naturales, como el tronco de un árbol el cual se dejaba caer encima de un arroyo para así poder cruzarlo.

Con el tiempo las tribus americanas supieron crear cuerdas las cuales les sirvieron para unir los elementos de los puentes de madera. De esta manera aprovechando mejor las cuerdas fueron naciendo poco a poco los precursores de los puentes colgantes.

La civilización romana fue innovando su estructura con el uso de arcos y bóvedas, siendo así la primera cultura que comenzó a construir puentes de manera generalizada pero de materiales como madera y piedra, de luces cortas. Los romanos también construyeron acueductos para el paso de canales, utilizando los arcos.

Los puentes de la edad media sustituyeron a los puentes de la antigua roma, ya que gran parte de los puentes estaban destruidos por la socavación ocasionada por la aceleración y el incremento de la corriente de los ríos. Por primera vez se usaron pilotes de madera en los pilares del puente. También se disminuyeron los tamaños de construcción de los arcos, en donde pasaron a ser arcos rebajados, incluyendo fortificaciones en las entradas de los arcos.

En los siglos XV y XVI, durante las épocas del renacimiento se comenzó a dar importancia a la estética del diseño de los puentes. Fue donde empezaron a utilizar el arco apuntado o también conocido como arco ojival.

En el siglo XVIII se combinaron los nuevos conocimientos adquiridos en Resistencia de Materiales con los antiguos conocimientos empíricos, creándose así en el año 1716 la primera escuela de puentes y calzadas en Paris, Francia.

Durante los siglos XIX y XX hubo nuevas mejoras en los conocimientos de Resistencia de Materiales y en Teoría de Estructuras, también se llegaron a impulsar y a implementar las técnicas de fabricación de los materiales como el concreto armado, el acero estructural, etc. A comienzos del siglo XIX se comienza a construir puentes con arcos de concreto macizo, el cual trabajaba solamente a compresión. Adicionalmente gracias al desarrollo de las industrias del acero estructural se construyeron puentes colgantes de largas luces como el puente Brooklyn, construido en 1883 con una longitud de 1825 m. y luces entre pilares de 487 m. tomando el record durante esos años. Fue también el primer puente que se suspendió en el aire mediante cables de acero.

Actualmente, los puentes han ido mejorando sus soluciones estructurales gracias al uso de recursos computacionales como los programas de diseño, los cuales son de gran ayuda al momento de analizar los modelos matemáticos del diseño de los puentes. Así como los avances tecnológicos en computación mejoraron y se implementaron, también progresaron notablemente los materiales como es el caso del concreto de alto desempeño. Los reglamentos de diseño de puentes de distintos avances mundiales son de gran ayuda para el análisis y diseño de cualquier tipo de puentes, tal es el caso de la norma AASHTO LRFD, la cual es una de las normas más usadas para diseñar puentes.

### **5.3.2. Normativa y Diseño LRFD.**

La primera norma ampliamente reconocida para el diseño y construcción de puentes fue publicada en Estados Unidos en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHTO), la cual es el organismo antecesor de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), dejando una gran acumulación de conocimientos

relacionados al diseño de puentes vehiculares los cuales sirvieron para continuar investigando y actualizando la data inmensamente hasta la actualidad.

Tanto las teorías redactadas y estudiadas en las normas como las prácticas realizadas en campo han ido evolucionando de una manera muy importante, ya que han servido para demostrar todos los avances logrados a través de las distintas investigaciones de la AASHTO como las propiedades de los materiales, el uso de nuevos materiales, análisis más racionales y precisos del comportamiento estructural, así como también los avances tecnológicos de maquinarias y de la informática, la cual ha ido creando los software de diseño estructural relacionados a puentes y que hasta la actualidad siguen actualizándose y sirviendo a todo aquel que se vea relacionado a investigar, aprender o aportar en la evolución del diseño de puentes basados en una norma conocida en la actualidad como la AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Actualmente se han venido estudiando eventos extremos los cuales representen e involucren riesgos particulares para los puentes así como eventos o movimientos sísmicos, socavación, fatiga, corrosión, entre muchos otros eventos los cuales vienen aumentando cada vez más.

Desde el origen de la primera norma hasta el comienzo de la década de los años 70, la única filosofía de diseño usada fue la del Diseño por Esfuerzos Admisibles la cual se le conoció por sus siglas ASD. Después a inicios de la misma década dicha filosofía de diseño se fue ajustando para reflejar nuevas variabilidades en la predicción de tipos de cargas vehiculares y de viento, surgiendo de esta manera una nueva filosofía de diseño basada en el diseño por factores de carga conocida como Diseño por Resistencia Última o también como la LFD antecesora de la actual norma LRFD, estas últimas toman en cuenta de manera explícita la variabilidad del comportamiento de elementos estructurales basados en métodos estadísticos.

La primera edición del Reglamento AASHTO LRFD Bridge Design Specifications fue publicada en Junio de 1994, la cual presentaba unidades del sistema inglés y del sistema internacional. Desde esa publicación se han hecho una infinidad de revisiones al Reglamento, la cual ha venido actualizándose con el paso de los años hasta la actualidad y con proyección a nuevos estudios y actualizaciones.

Esta especificación LRFD que tiene por significado “Diseño por factores de Carga y Resistencia”, es una filosofía de diseño se encuentra basada en nuevos desarrollos en la Ingeniería de Puentes.

Este método de diseño LRFD toma en cuenta la variabilidad en las propiedades de los elementos estructurales de una manera explícita. La LRFD se apoya en el uso extensivo de métodos estadísticos que determinan acertadamente los factores de carga y resistencia adecuados para cada tipo de elementos estructurales.

También se destaca que el método LRFD especifica que los puentes deben ser diseñados para Estados Límites específicos para alcanzar los objetivos de constructibilidad, seguridad y funcionalidad, tomándose en cuenta los aspectos que tienen que ver con la facilidad de inspección, economía y estética.

La segunda edición del Reglamento o Norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications fue publicada en el año 1998, seguida de la tercera edición publicada en el año 2004, la cuarta edición publicada en el año 2007, la quinta edición publicada en el año 2010, la sexta edición publicada en el año 2012 y la última y más reciente edición fue la séptima edición la cual fue publicada en el año 2014.

## **5.4. MARCO TEORICO**

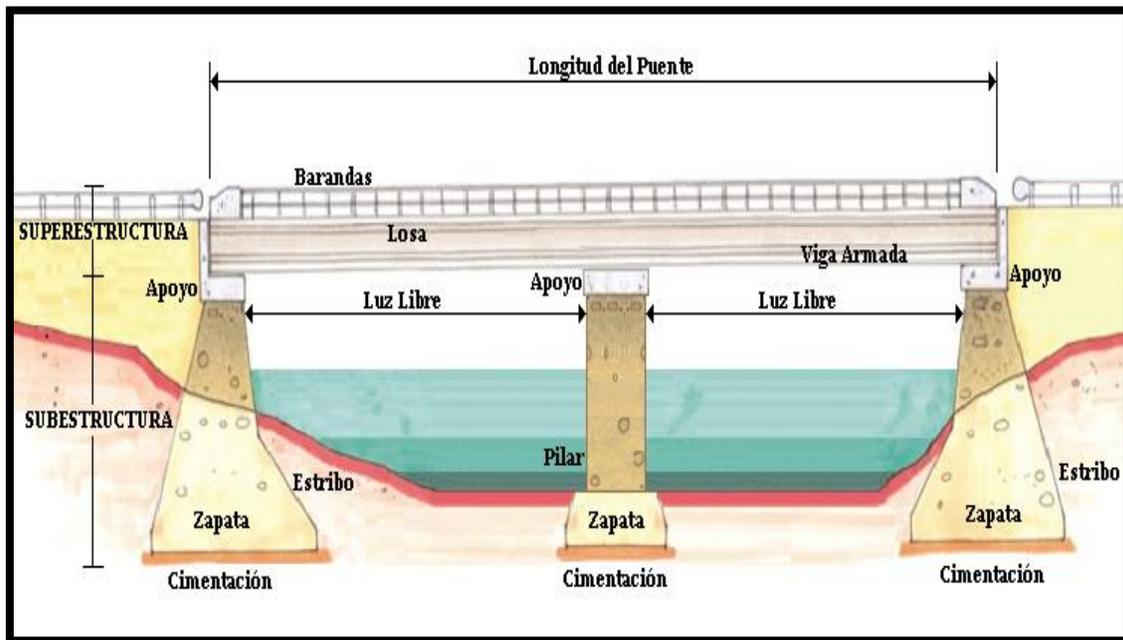
### **5.4.1. Introducción a Puentes.**

Los puentes son un tipo de estructuras de gran envergadura que permiten atravesar un río, un desnivel, un abismo u otras estructuras, permitiendo un adecuado y seguro tránsito de vehículos, trenes y peatones. La estructura de un puente se divide en dos partes la superestructura y la subestructura. En la Figura N° 1 se puede apreciar las partes y la estructura de un puente.

La superestructura está conformada por una losa o tablero que es la que soporta directamente las cargas; armaduras, vigas, cables, bóveda y arcos que son los que transmiten las cargas del tablero hacia los apoyos. La superestructura es la que soporta las

cargas muertas (peso propio, losa, vigas, veredas, carpeta asfáltica, barandas, etc.) y las cargas vivas (vehículos, peatones, etc.).

La subestructura está conformada por columnas, torres, zapatas, estribos que son los apoyos extremos y por pilares que son los apoyos centrales, los cimientos son los encargados de transmitir al terreno los esfuerzos. La subestructura es la que soporta las cargas que aporta la superestructura, presión de suelo, fuerzas sísmicas, etc.



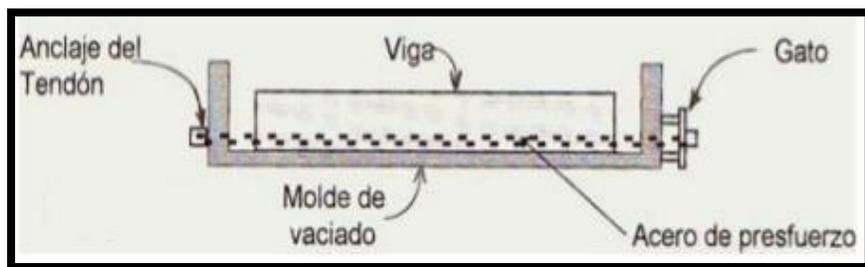
**Figura N° 1.** Partes generales de un Puente. Elaboración propia.

En esta investigación abarca el diseño de un Puente de Acero el cual está compuesto por estructuras metálicas imponentes ya que estas tienen una alta resistencia que están conformadas por elementos longitudinales de sección transversal limitada, que resisten las cargas por la acción de flexión debido a que sus propiedades no cambian considerablemente con el tiempo. La construcción de estas estructuras es de manera rápida pero presentan un alto costo en su mantenimiento y a la vez se encuentran sometidos a la acción de corrosión de los agentes atmosféricos, así como también a los humos y gases de las ciudades y del mismo ambiente. Es por esta razón que el mantenimiento de estas estructuras viene a ser más cara.

### 5.4.2. Análisis de Elementos Prefabricados.

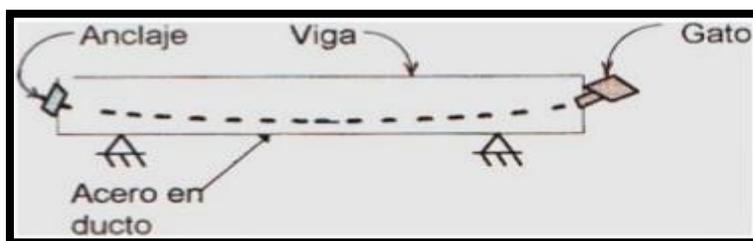
Los elementos prefabricados son elementos que se fabrican con anterioridad a las obras y de esta manera los elementos se colocan directamente en la obra ahorrando tiempo y recursos y beneficiando así la facilidad y velocidad de colocación. Para la construcción de puentes se utilizan también las vigas prefabricadas que se dividen en vigas pretensadas y vigas postensadas.

Las vigas Pretensadas que se detallan en la Figura N° 2 son elementos que se tensan antes del vaciado de concreto para poder eliminar las fuerzas que se encuentran a tracción. Estas vigas se fabrican en un taller para luego ser trasladadas al lugar de la obra.



**Figura N° 2.** Diseño de Viga Pretensada. Recuperado de <http://es.slideshare.net/JONAER/estructuras-postensadas-y-pretensadas>.

Las vigas Postensadas que se detallan en la Figura N° 3 son elementos que se tensan después del vaciado de concreto eliminando así las fuerzas a tracción luego de que el concreto haya fraguado completamente. Estas vigas se fabrican directamente in situ.



**Figura N° 3.** Diseño de Viga Postensada. Recuperado de <http://es.slideshare.net/JONAER/estructuras-postensadas-y-pretensadas>.

### **5.4.3. Metodología AASHTO-LRFD.**

La norma AASHTO-LRFD presenta una metodología de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, estos factores fueron desarrollados a partir de una teoría de confiabilidad en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

Esta norma presenta procedimientos de diseño que provee un satisfactorio margen de seguridad en el diseño de los puentes. Estos procedimientos de diseño son basados en los análisis de los efectos de cargas y la resistencia de los materiales los cuales han sido plasmados en especificaciones del diseño de puentes.

La intención de los requisitos de las especificaciones de la norma AASHTO-LRFD es que sean aplicados en el diseño, la evaluación y la rehabilitación de puentes carreteros.

### **5.4.4. Análisis de Sobrecarga Vehicular de Diseño.**

En la metodología AASHTO-LRFD la sobrecarga o carga viva vehicular sobre las calzadas de la estructura de los puentes es denominada también como HL-93. Esta consiste en la siguiente combinación:

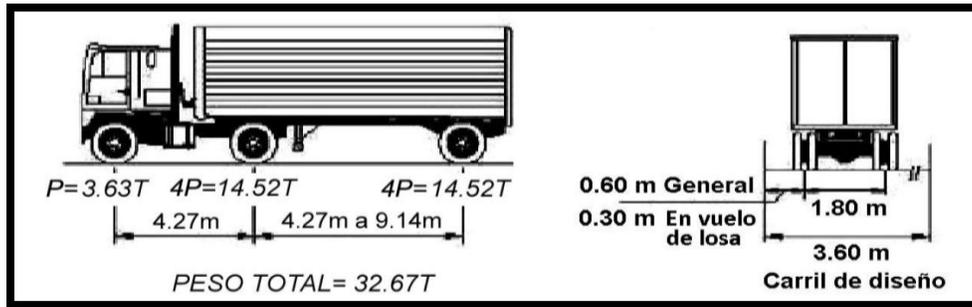
- Camión de diseño o Tandem de diseño
- Carga de carril de diseño

El camión de diseño o tándem de diseño son los que se encargan de emitir o transmitir las sobrecargas vehiculares sobre las calzadas de los puentes en el carril de diseño. Se utiliza el camión de diseño o tándem de diseño como una simulación de cargas vivas, las cuales nos ayudan para poder analizar las resistencias, los desplazamientos y las deformaciones máximas ocasionadas en toda la estructura del puente.

### **5.4.5. Camión de Diseño.**

La sobrecarga vehicular del camión de diseño combinado con la carga de carril de diseño se le denomina también HL-93K, generalmente se utiliza para simular los esfuerzos máximos en puentes de luces más largas.

El camión de diseño se detalla en la Figura N° 4. Este posee tres ejes transversales de 1.80 m de ancho cada uno, el primer eje frontal es de 3.63 T (35 KN), el segundo eje es de 14.52 T (145 KN) ubicado a 4.30 m del eje frontal, y el tercer eje posterior es de 14.80 T (145 KN) ubicado a una distancia variable de 4.30 m a 9.00 m del segundo eje.

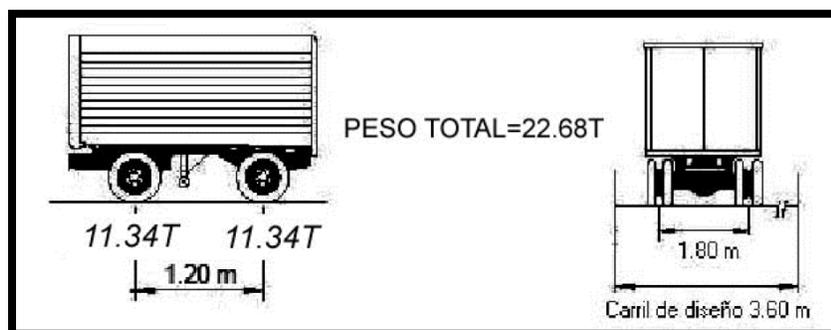


**Figura N° 4.** Camión de Diseño HL-93K. Recuperado del libro de Puentes con AASHTO-LRFD 2014 (Seventh Edition) de MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

#### 5.4.6. Tandem de Diseño.

La sobrecarga vehicular del tandem de diseño combinado con la carga de carril de diseño se le denomina también HL-93M, generalmente se utiliza para simular los esfuerzos máximos en puentes de luces más cortas.

El tándem de diseño se detalla en la Figura N° 5. Este posee dos ejes transversales de 1.80 m de ancho cada uno, ambos ejes son de 11.34 T (110 KN) sumando un total de 22.68 T (220 KN), los cuales están separados a 1.20 m de distancia.

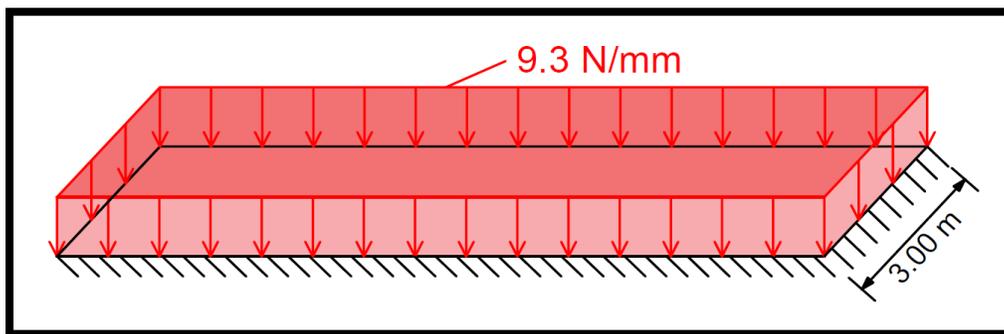


**Figura N° 5.** Camión de Diseño HL-93M. Recuperado del libro de Puentes con AASHTO-LRFD 2014 (Seventh Edition) de MC Ing. Arturo Rodríguez Serquén.

#### 5.4.7. Análisis del Carril de Diseño.

Una vez que se decide entre el camión de diseño o tándem de diseño a utilizar, este es simulado sobre el carril o línea de diseño el cual según la metodología AASHTO-LRFD es el que ocupa una carga distribuida de 9.3 N/mm dentro de un carril o línea de tráfico la cual se define como el número de carriles que se planea usar para cruzar el puente. Para este análisis el camión de diseño se debe ubicar en la posición más desfavorable de la línea de tráfico.

Para la norma AASHTO el carril de diseño usa un ancho de 3.0 m y el carril de tráfico utiliza un ancho típico de 3.60 m. A continuación se detallará el carril de diseño en la siguiente figura:



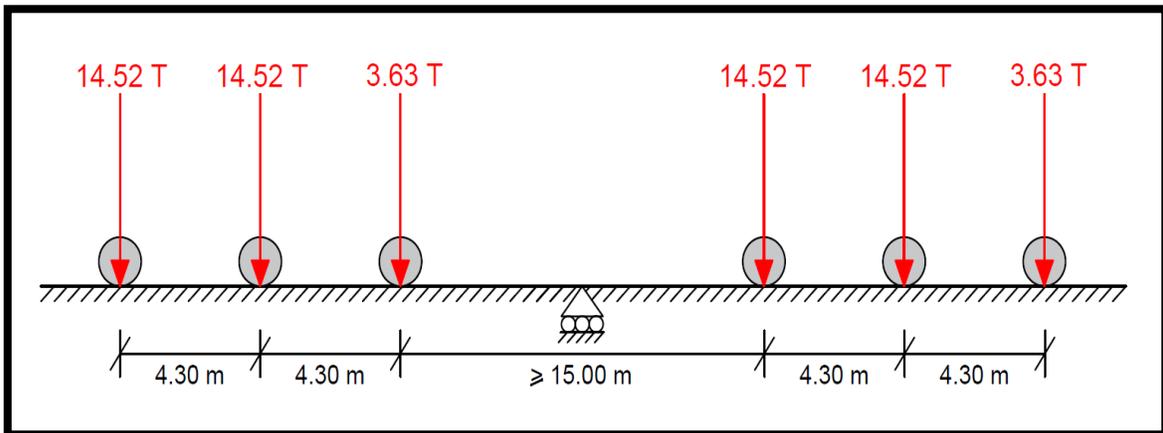
**Figura N° 6.** Carga de Carril de Diseño. Elaboración Propia.

#### 5.4.8. Análisis de Sobrecarga Vehicular en apoyos intermedios.

Para la aplicación de los momentos negativos en apoyos intermedios o internos se deben de cumplir ciertos criterios, los cuales se detallan a continuación:

- Se deben de considerar dos camiones de diseño, uno a cada lado del apoyo interno, y estos camiones deben separarse una distancia mínima de 15 m.
- Para las distancias entre los ejes más pesados del camión de diseño, se debe de considerar el menor rango de distancia 4.30 m.

- Los momentos y cortantes deben ser considerados al 90% del efecto de los dos camiones de diseño combinados con el 90% del efecto que transmite la carga de carril de diseño.



**Figura N° 7.** Aplicación de la Carga viva Vehicular en apoyos intermedios.  
Elaboración Propia.

#### 5.4.9. Peraltes mínimos para estructuras de peralte constante.

Para encontrar las relaciones de longitud de tramo y peralte para losas y vigas de concreto armado, concreto pretensado y de acero, se deben considerar ciertos criterios, los cuales involucran límites de profundidades mínimas explicadas en la Tabla N° 1 recuperada de la norma AASHTO LRFD, y que inicialmente fue originaria de las ediciones anteriores de la norma AASHTO, esta tabla contiene las formas de calcular los peraltes mínimos que se utilizan tradicionalmente para el diseño de las superestructuras de profundidades o peraltes constantes, y de esta manera continuar con el predimensionamiento del diseño del puente. Los límites de la tabla se deben interpretar en el diseño a una profundidad total o a menos que se especifique lo contrario.

Donde:

S: Espaciamiento entre vigas  
L: Longitud del tramo

} Ambas expresadas en mm

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	$0,035 L$	$0,033 L$
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027 L \geq 165 \text{ mm}$
	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	$0,100 L$	$0,100 L$

**Tabla N° 1.** Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante. Recuperado de la Tabla 2.5.2.6.3-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.10. Factores de Carga y Combinaciones de Cargas

La norma AASHTO LRFD se apoya en el uso de extensos métodos estadísticos que calculan con gran precisión los factores de carga y resistencia aptos para todo tipo de elementos estructurales.

El efecto total de todos los factores de carga y combinaciones de carga deben ser tomados como se muestra en la siguiente ecuación factorizada:

$$Q = n \sum \gamma_i Q_i$$

Donde:

$n$  = modificador de las cargas

$Q_i$  = sollicitación de carga

$\gamma_i$  = factor de carga

$$n = n_D n_R n_I > 0.95 \quad \left\{ \begin{array}{l} n_D = \text{factor relativo a la ductilidad} \\ n_R = \text{factor relativo a la redundancia} \\ n_I = \text{factor relativo a importancia operativa} \end{array} \right.$$

Las combinaciones de los resultados de las fuerzas extremas factorizadas se definen a continuación en los siguientes estados límites:

- ✓ RESISTENCIA I: La combinación de cargas básicas enlazadas con el uso vehicular normal en el puente sin presencia de vientos.
- ✓ RESISTENCIA II: La combinación de cargas enlazadas con el uso del puente por parte de vehículos de características especiales especificadas por el propietario y vehículos de circulación restringida, ambas sin viento.
- ✓ RESISTENCIA III: Combinación de cargas enlazadas con puentes expuestos a vientos que superan los 90 km/h.
- ✓ RESISTENCIA IV: Combinación de cargas que representan relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- ✓ RESISTENCIA V: Combinación de cargas enlazadas al uso del puente por parte de vehículos normales con vientos de 90 km/h.
- ✓ EVENTO EXTREMO I: Combinación de cargas que incluye sismos.
- ✓ EVENTO EXTREMO II: Combinación de cargas enlazadas con la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con reducción de la sobrecarga diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos.

- ✓ SERVICIO I: Combinación de cargas enlazada con el uso normal del puente con vientos de 90 km/h, considerando todas las cargas a sus valores nominales. También está enlazado con el control de las deflexiones en las estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles y tuberías termoplásticas y el control del ancho de fisuras en estructuras de concreto reforzado.
- ✓ SERVICIO II: Combinación de cargas para el control de la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la sobrecarga vehicular de las conexiones de deslizamiento crítico.
- ✓ SERVICIO III: Combinación de cargas enlazadas exclusivamente con la tensión en superestructuras de concreto presforzado, con el objetivo de controlar la fisuración.
- ✓ SERVICIO IV: Combinación de cargas enlazadas exclusivamente con la tensión en subestructuras de concreto presforzado, con el objetivo de controlar la fisuración.
- ✓ FATIGA I: Combinación de cargas de fatiga y de fractura enlazadas con la vida de fatiga inducida por carga infinita.
- ✓ FATIGA II: Combinación de cargas de fatiga y de fractura enlazadas con la vida de fatiga inducida por cargas finitas.

A continuación, en las Tablas N° 2 y N° 3 se muestran detalladamente los valores para realizar la combinación de cargas basadas en el estado límite y en su factor de carga según el tipo de carga con la que se trabajará.

Combinación de Cargas	<i>DC</i> <i>DD</i> <i>DW</i> <i>EH</i> <i>EV</i> <i>ES</i> <i>EL</i>	<i>LL</i> <i>IM</i> <i>CE</i> <i>BR</i> <i>PL</i> <i>LS</i>	<i>WA</i>	<i>WS</i>	<i>WL</i>	<i>FR</i>	<i>TU</i> <i>CR</i> <i>SH</i>	<i>TG</i>	<i>SE</i>	Usar sólo uno por vez			
										<i>EQ</i>	<i>IC</i>	<i>CT</i>	<i>CV</i>
Estado Límite													
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo <i>EH, EV, ES, DW, DC</i>	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
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	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo <i>LL, IM y CE</i>	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Tabla N° 2.** Combinaciones de carga y Factores de carga. Recuperado de la Tabla 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

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

**Tabla N° 3.** Factores de carga para cargas permanentes ( $\gamma_p$ ). Recuperado de la Tabla 3.4.1-2 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.11. Presencia de Múltiples Sobrecargas.

La sobrecarga se calculará considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados los cuales van con su correspondiente Factor de presencia múltiple, el cual tiene como intención considerar el caso más desfavorable posible. Estos valores se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado y se podrán utilizar al investigar el mismo efecto de tres o más carriles cargados. Estos factores se muestran en la Tabla N°1.

Los factores de presencia múltiple se encuentran incluidos en las ecuaciones aproximadas para los factores de distribución para momento y corte en vigas interiores y exteriores para un carril cargado o para múltiples carriles cargados, los cuales se detallarán más adelante en las Tablas N° 2, 3, 4 y 5.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, $m$
1	1,20
2	1,00
3	0,85
>3	0,65

**Tabla N° 4.** Factor de Presencia Múltiple ( $m$ ). Elaboración Propia basada en la Tabla 3.6.1.1.2-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.12. Factores de Distribución en Puentes de Viga y Losa.

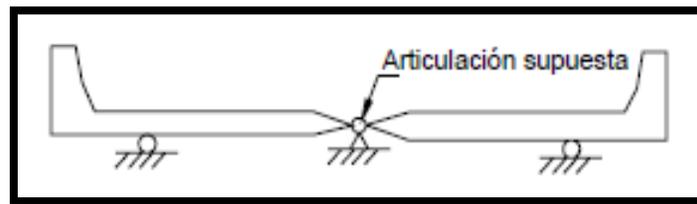
Se debe aplicar el método de factores de distribución para momento y corte en puentes que son analizados para un único carril de carga o para múltiples carriles de sobrecarga que produce una aproximación similar a la solicitada por carril.

Para la separación entre vigas mayores al rango de aplicabilidad se especifican las condiciones a seguir en las tablas de los artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3 de la norma AASHTO LRFD, a menos que estos artículos especifiquen lo contrario respecto a las sobrecargas

sobre cada viga estas deberán ser la reacción de los carriles cargados que serán determinadas por la Ley de momentos.

La ley de momentos consiste en la sumatoria de los momentos respecto a un apoyo para calcular la reacción en otro apoyo simulando que el elemento soportado está soportado en los apoyos internos.

Para el desarrollo de esta tesis se diseñará un puente de tres vigas, para lo cual se aplicará la Ley de momentos tomando como modelo la Figura N° 8 que se muestra a continuación. Para el cálculo de la viga exterior los momentos deben ser tomados respecto a la articulación supuesta del tablero de hormigón sobre la viga central.



**Figura N° 8.** Ejemplo de modelo para la aplicación de la Ley de momentos en un puente de tres vigas. Recuperado de la Figura C4.6.2.2.1-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

En la investigación de esta tesis en el diseño de los puentes se utilizarán vigas Te de hormigón y vigas de acero, por lo tanto para poder calcular el momento flector y el corte por sobrecarga para las vigas se deberán usar las siguientes especificaciones que se detallarán a continuación:

#### **5.4.13. Factores de Distribución para Momento en Vigas Interiores.**

Para el cálculo del momento flector por sobrecarga para vigas interiores Te de hormigón y vigas interiores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para momento de la Tabla N°5.

Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_g^3}\right)^{0,1}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_g \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$
		Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_g^3}\right)^{0,1}$	
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ m  $S \leq 3200$ mm

**Tabla N° 5.** Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas interiores. Recuperado de la Tabla 4.6.2.2.2b-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.14. Factores de Distribución para Momento en Vigas Exteriores.

Para el cálculo del momento flector por sobrecarga para vigas exteriores Te de hormigón y vigas exteriores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para momento de la Tabla N° 6. La distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de la baranda para el tráfico se le conoce como  $d_e$  la cual deberá ser positiva si el alma exterior se encuentra hacia adentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y deberá ser negativa si se encuentra hacia fuera de la baranda para el tráfico.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

**Tabla N° 6.** Distribución de las sobrecargas por carril para momento en vigas exteriores. Recuperado de la Tabla 4.6.2.2.2d-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.15. Factores de Distribución para Corte en Vigas Interiores.

Para el cálculo del corte por sobrecarga para vigas interiores Te de hormigón y vigas interiores de acero se deben seguir las especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para corte de la Tabla N° 7.

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36 + \frac{S}{7600}$	$0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

**Tabla N° 7.** Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores. Recuperado de la Tabla 4.6.2.2.3a-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.16. Factores de Distribución para Corte en Vigas Exteriores.

Para el cálculo del corte por sobrecarga para vigas exteriores Te de hormigón y vigas exteriores de acero se deben seguir la especificaciones de distribución de sobrecargas por carril para corte de la Tabla N° 8.

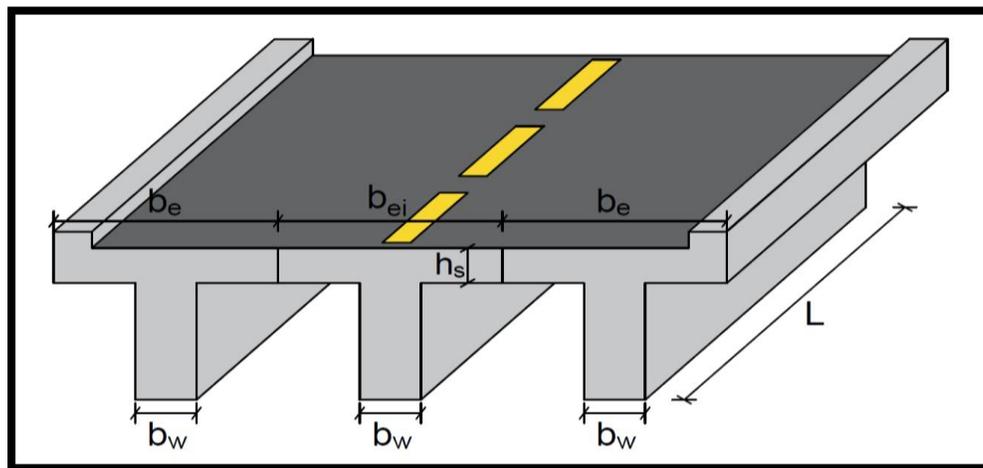
Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$N_b = 3$
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A

**Tabla N° 8.** Distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores.

Recuperado de la Tabla 4.6.2.2.3b-1 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 5.4.17. Ancho efectivo del ala de la viga.

Para el cálculo del ancho efectivo del ala de la viga se deben seguir parámetros, los que se detallan a continuación:



**Figura N° 9.** Ancho efectivo del ala en vigas internas y externas. Elaboración propia.

Para vigas interiores:

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{c} L/4 \\ 12h_s + b_w \\ \text{Espaciamiento entre ejes de vigas} \end{array} \right\}$$

Para vigas exteriores:

$$b_e - \frac{b_{ei}}{2} \left\{ \begin{array}{c} \frac{L}{8} \\ 6h_s + b_w/2 \\ \text{Ancho del voladizo} \end{array} \right\}$$

## 6. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

### 6.1. OBJETIVO GENERAL

Comparar los procedimientos de construcción, de resistencia y de costos más óptimos para el diseño de un puente vehicular continuo de concreto armado y de acero estructural.

### 6.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Investigar qué tipo de puente vehicular presentará las mejores condiciones y facilidades en el proceso constructivo.

Investigar qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona de Cieneguilla al momento de analizar y ejecutar la construcción de ambos

Investigar qué tipo de puente vehicular es el más beneficiado al momento de soportar su propio peso en todas sus estructuras.

Generar material de referencia para investigaciones futuras en nuestro país acerca del diseño estructural de puentes vehiculares utilizando la normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes.

## **7. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN**

### **7.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA**

En la Ingeniería Civil se destacan los proyectos que sean de gran envergadura y a la vez beneficiosos para la humanidad, en este caso los puentes, ya sean de concreto, de acero, de madera, de aleación, o ya sean según su clasificación de uso, sin embargo en nuestro país no tenemos la información más exacta de cómo se debe hacer un buen diseño estructural y un buen diseño antisísmico que sean eficientes, que resistan de la mejor manera posible ante cualquier fenómeno ya sea ocasionado por el hombre o por un simple descontrol de la naturaleza, y también que tenga la mayor rentabilidad económica posible, evitando construir en la estructura partes que sean innecesarias para los límites de resistencia del puente así como también evitar desperdicios durante todo el proyecto.

Por esto la investigación de esta tesis es necesaria para poder generar información actualizada que demuestre qué tipo de sistema estructural es el más eficiente para diseñar un puente según los estados y límites de diseño y resistencia, basados en los parámetros de la norma AASHTO-LRFD y aplicando una comparación técnica según los análisis de los sistemas estructurales de concreto armado y de acero estructural para el puente vehicular continuo "Inca Moya".

### **7.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA**

La investigación de esta tesis es también un beneficio y aporte al momento de realizar el estudio económico, el cual se deberá realizar en función de los costos en general y en los tiempos que deben seguirse en la ejecución de los puentes de concreto armado y de acero estructural, dicho estudio económico se basará según los diseños ya detallados en la justificación técnica.

Al obtener ambos estudios económicos se procederá con el análisis comparativo para saber qué sistema estructural es el más económico y ventajoso para la sociedad según sus materiales y procesos constructivos. Los costos analizados se pueden beneficiar también al obtener el análisis de los tiempos o los cronogramas de trabajo que se tardarían en ejecutar ambos puentes y por este medio brindar un ahorro económico para la sociedad

ya que la mano de obra y el alquiler de equipos y maquinarias es un factor clave de ahorro para la sociedad mientras sean contratados por menos tiempo.

### **7.3. JUSTIFICACIÓN SOCIAL**

Dicha información proporcionará beneficiosamente una nueva línea de investigación de la cual se difundirá cada vez más conocimientos para nuestro país y para los futuros ingenieros logrando prepararlos para que puedan gestionar y ejecutar proyectos de puentes exitosamente, basándose y diseñando eficientemente según los parámetros de la normativa AASHTO-LRFD.

La humanidad se beneficiará de una manera directa ya que sentirán la seguridad deseada de transitar por los puentes sin el temor de que su estructura pueda colapsar fácilmente, ya sea por las cargas estructurales o por los fenómenos de la naturaleza, y también podrán contemplar así una buena y a la vez bella estructura por la cual los vehículos y los peatones podrán transitar, mientras que los que se beneficiarán de manera indirecta son los futuros ingenieros que quieran continuar con la línea de investigación acerca del diseño estructural de los puentes siguiendo la metodología de la norma AASHTO-LRFD, es así como se diseñara un nuevo puente vehicular que ofrecerá una estructura más segura para el tránsito vehicular y peatonal.

Por tal motivo al finalizar los análisis se compararán las diferencias notables de los resultados, tanto estructurales como económicos, del diseño del puente vehicular continuo "Inca Moya".

## **8. HIPOTESIS**

### **8.1. HIPÓTESIS GENERAL**

El sistema estructural que proveerá las mejores resistencias a las cargas estructurales manteniendo la mejor rentabilidad económica es el diseño del puente vehicular continuo de acero estructural.

## **8.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

El puente vehicular continuo de acero estructural es el que obtendrá las mejores facilidades de ejecución en su proceso constructivo debido a que es más rápido de construir.

El puente vehicular continuo de concreto armado es el más afectado al momento de la construcción por las condiciones climáticas de la zona ya que se conducen grandes cantidades de agua y sedimentos durante el verano

El puente vehicular continuo de acero estructural es el más beneficiado para soportar su propio peso debido a que las propiedades que posee el acero lo hacen más resistente y a la vez menos pesado.

Se generará una nueva línea de investigación que motivará a la aplicación y al uso de la Normativa AASHTO-LRFD para futuros diseños e investigaciones de puentes de los ingenieros y los estudiantes a nivel nacional.

## 9. MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	METODOLOGIA
<p><b>Problema General</b> ¿Qué sistema estructural será el más eficiente para soportar las cargas impuestas en el puente en el puente vehicular continuo Inca Moya, manteniendo la mayor rentabilidad económica?</p>	<p><b>Objetivo General</b> Comparar los procedimientos de construcción, de resistencia y de costos más óptimos para el diseño de un puente vehicular continuo de concreto armado y de acero estructural.</p>	<p><b>Hipótesis General</b> El sistema estructural que proveerá las mejores resistencias a las cargas estructurales manteniendo la mejor rentabilidad económica es diseño del puente vehicular continuo de acero estructural.</p>	<p><b>Variable Dependiente</b> Puente vehicular continuo, es un puente con superestructura rígida de vigas. Uno de sus indicadores principales el Costo (Nuevo Sol)</p>	<p><b>Tipo de Investigación</b>  La investigación tendrá un nivel de complejidad del tipo explicativa.</p>
<p><b>Problemas Específicos</b> ¿Qué tipo de puente vehicular según su diseño obtendrá las mejores facilidades en su proceso constructivo?</p> <p>¿Qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona al momento de su ejecución?</p> <p>¿Qué tipo de puente vehicular es el más conveniente para soportar su peso propio total en toda su estructura según el análisis realizado?</p> <p>¿Se puede generar en nuestro país una nueva línea de investigación futura en el uso de la Normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes?</p>	<p><b>Objetivos Específicos</b> Investigar qué tipo de puente vehicular presentará las mejores condiciones y facilidades en el proceso constructivo.</p> <p>Investigar qué tipo de puente vehicular es el más afectado por las condiciones de la zona de Cieneguilla al momento de analizar y ejecutar la construcción de ambos.</p> <p>Investigar qué tipo de puente vehicular es el más beneficiado al momento de soportar su propio peso en todas sus estructuras.</p> <p>Generar material de referencia para investigaciones futuras en nuestro país acerca del diseño estructural de puentes vehiculares utilizando la normativa AASHTO-LRFD como único manual para el diseño de puentes.</p>	<p><b>Hipótesis Específicas</b> El puente vehicular continuo de acero estructural es el que obtendrá las mejores facilidades de ejecución en su proceso constructivo debido a que es más rápido de construir.</p> <p>El puente vehicular continuo de concreto armado es el más afectado al momento de la construcción por las condiciones climáticas de la zona ya que se conducen grandes cantidades de agua y sedimentos durante el verano.</p> <p>El puente vehicular continuo de acero estructural es el más beneficiado para soportar su propio peso debido a que las propiedades que posee el acero lo hacen más resistente y a la vez menos pesado.</p> <p>Se generará una nueva línea de investigación que motivará a la aplicación y al uso de la Normativa AASHTO-LRFD para futuros diseños e investigaciones de puentes de los ingenieros y los estudiantes a nivel nacional.</p>	<p><b>Variable Independiente</b>  Resistencia</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Resistencia del concreto</li> <li>- Resistencia del acero</li> </ul> <p>Rigidez, es la propiedad de un cuerpo</p>	<p><b>Método de Investigación</b>  El método de investigación es cuantitativo.</p> <p><b>Marco Teórico</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Introducción a Puentes.</li> <li>- Análisis de Elementos Prefabricados.</li> <li>- Metodología AASHTO-LRFD.</li> <li>- Análisis del Camión de Diseño.</li> <li>- Análisis del Carril de Diseño.</li> <li>- Presencia de Múltiples Sobrecargas.</li> <li>- Puentes de Viga y Losa</li> <li>- Factores de Distribución de Momento y Corte.</li> </ul>

## **10. MARCO METODOLÓGICO**

La investigación tendrá un nivel de complejidad del tipo explicativo, porque el tema a investigar y analizar contiene variables como resistencia, rigidez y costo, las cuales están relacionadas entre sí. Entonces la parte técnica hace variar a la parte económica según el tipo de diseño del puente a diseñar.

Por lo tanto esta investigación se considera explicativa porque hace depender a la variable de costo del material que se utilizará, considerando aquí a la variable de resistencia y rigidez.

Sigue un paradigma positivista, el cual busca encontrar las causas de variabilidad del diseño de un puente basadas en un método empírico y analítico.

El análisis al que se someterá la investigación será del tipo cuantitativo ya que abarcará un análisis en el que se examinarán los datos y los resultados de manera numérica comprobando la formulación de las hipótesis, y gracias a esto se obtendrá un entendimiento más claro en el que se responderán las preguntas de la investigación.

El método a utilizar es experimental, ya que se diseñaran las estructuras de los dos modelos de puentes, para así poder simular los posibles resultados de resistencia y costos mediante cálculos manuales y también mediante el cálculo del software de diseño estructural y de esta manera realizar las comparaciones necesarias.

## **11. VARIABLES**

### **11.1. VARIABLE INDEPENDIENTE**

#### **11.1.1. Resistencia.**

La resistencia es la capacidad de un cuerpo, elemento o estructura de soportar las cargas estructurales sin llegar al colapso. Para esta investigación la variable referida a la resistencia del puente se clasificará en las siguientes:

Resistencia del concreto ( $f'c$ ): 280 kg/cm<sup>2</sup>, 350 kg/cm<sup>2</sup>

Se hace referencia a la resistencia a compresión del concreto endurecido, donde es la etapa de endurecimiento que inicia con el fraguado final del concreto y prosigue en el tiempo dependiendo totalmente de las condiciones de curado del material.

Resistencia del acero ( $f_y$ ): 4200 kg/cm<sup>2</sup>

Se hace referencia al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en estructuras de concreto. Se presenta en la curva de esfuerzo vs deformación, obtenida al someter a tensión una barra de acero, en donde el acero deja de ser elástico y adquiere deformaciones permanentes debido al esfuerzo de fluencia.

### **11.1.2. Rigidez.**

Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de contraponerse a las deformaciones y/o desplazamientos generados por cargas vivas o muertas en la estructura. Así como también se puede definir como la capacidad de soportar las cargas o tensiones sin presentar deformaciones o desplazamientos excesivos en la estructura. La rigidez depende del Módulo de Elasticidad, la sección, la inercia y de la longitud del cuerpo, elemento o estructura.

## **11.2. VARIABLE DEPENDIENTE**

### **11.2.1. Puente vehicular continuo.**

Es el tipo de puente que posee una superestructura rígida de vigas con estructura de concreto armado o de acero estructural, las cuales hacen posible que los puentes puedan soportar grandes pesos y grandes longitudes.

Las vigas pueden estar apoyadas en tres o más pilares. Estas vigas pueden ser empleadas en el puente teniendo una variedad de formas como por ejemplo vigas I, H, T, caja hueca, de perfiles metálicos, etc.

A continuación se muestra un indicador principal de esta variable dependiente:

**Costo: Nuevo Sol (S/).**

Es la referencia al gasto que se llega al ejecutar un proyecto de diseño y construcción, la cual se mide de acuerdo a la mejor rentabilidad económica, en el Perú la moneda que se usa es el Nuevo Sol. Este costo se puede optimizar mediante un buen diseño, una buena planificación y una adecuada distribución, con los cuales se puede llegar al resultado final en menos tiempo, reduciendo de esta manera la mano de obra, el alquiler de las maquinarias, el agua y la energía, y los costos de almacenaje; y estos son expresados en unidades monetarias.

**12. LÍNEAS DE INFLUENCIA**

Las líneas de influencia pueden definirse como una expresión gráfica donde las ordenadas representan la variación de esfuerzos como los momentos máximos, reacciones, cortantes, fuerzas normales y deformaciones que pueden ocurrir en una estructura bajo la acción de cargas vivas o móviles que originen fuerzas críticas o máximas.

Para el caso de estructuras como puentes con vigas isostáticas las líneas de influencia se expresan como líneas rectas mientras que en puentes con vigas hiperestáticas las líneas de influencia se expresan como curvas.

Existen tres tipos de métodos los cuáles sirven para poder hallar las respectivas líneas de influencia de estructuras isostáticas e hiperestáticas, estos métodos son:

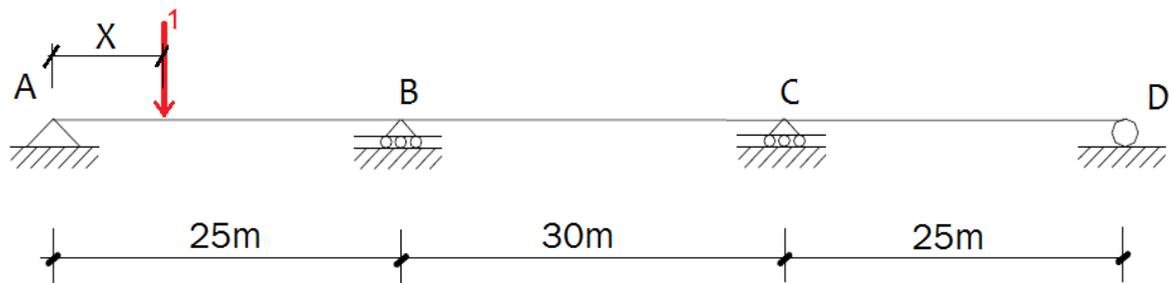
- Método de Carga Unitaria
- Método de Müller - Breslau
- Método de Fuerza Bruta

Para la elaboración de esta tesis, las líneas de influencia deben ser calculadas antes de comenzar con el análisis de la superestructura de los dos tipos de puentes. Por lo tanto se calcularán y graficarán las líneas de influencia para momento, reacción y cortante del puente vehicular continuo de tres tramos de 25m, 30m y 25m que en este caso es una estructura hiperestática, utilizaremos dos de los métodos mencionados, el método de Müller – Breslau y el método de Fuerza Bruta, los cuales se detallan a continuación:

## 12.1. MÉTODO DE MÜLLER - BRESLAU

El método de Müller – Breslau es también conocido como el método de trabajos o desplazamientos virtuales. Este método consiste en que la reacción, momento, cortante, deflexión o fuerza interna de una estructura actúan a lo largo de un desplazamiento generado al retirar la restricción correspondiente a las fuerzas internas colocando en su lugar una fuerza unitaria formando así una curva elástica, la cual después se dividirá entre el desplazamiento generado en el punto de la aplicación de la fuerza unitaria.

A continuación utilizando el método de Müller – Breslau se determinarán las Líneas de Influencia del momento flector en el apoyo B de la viga del nuevo diseño del puente vehicular continuo Inca Moya de 80m de largo y 3 tramos de 25m, 30m y 25m como se muestra a continuación:



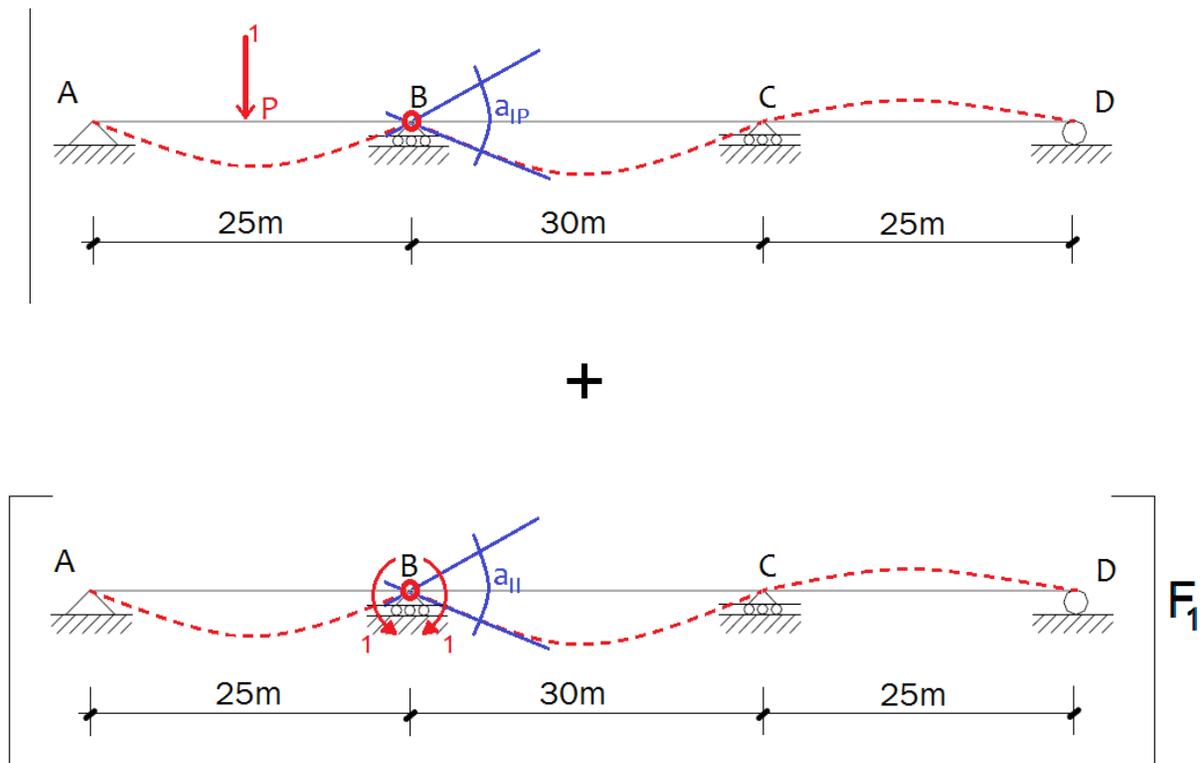
**Figura N° 10.** Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.

- a) Liberamos el apoyo B de la viga de su capacidad de flexión estableciendo una rótula. Definimos la flexión liberada en el punto como un momento externo  $F_1$  como se muestra en el siguiente modelo:



**Figura N° 11.** Viga continua con una rotula instalada en el apoyo B. Elaboración propia.

b) El modelo tomado puede ser expresado como:



**Figura N° 12.** Principio de superposición de la viga con curva elástica más la viga con deflexión por una fuerza externa. Elaboración propia.

Donde P viene a ser un punto cualquiera de la viga.

En función del ángulo entre tangentes a la deformada en el punto de inflexión B, podemos plantear la siguiente ecuación:

$$a_{1P} + a_{11} \cdot F_1 = 0$$

Como:

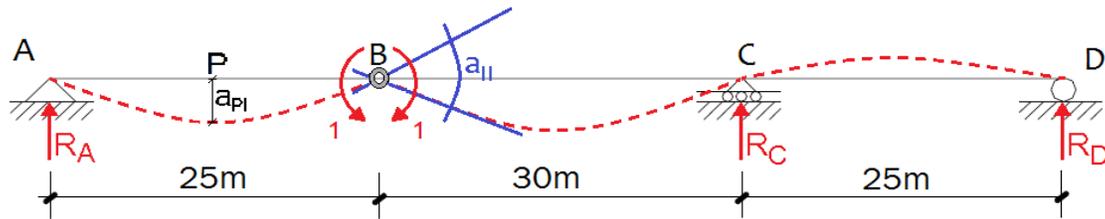
$$a_{1P} = a_{P1} \quad (\text{Según el Teorema de Maxwell acerca de deflexiones recíprocas})$$

$$F_1 = M_B$$

Luego: 
$$a_{P1} + a_{11}(M_B) = 0$$

$$M_B = -\frac{a_{P1}}{a_{11}}$$

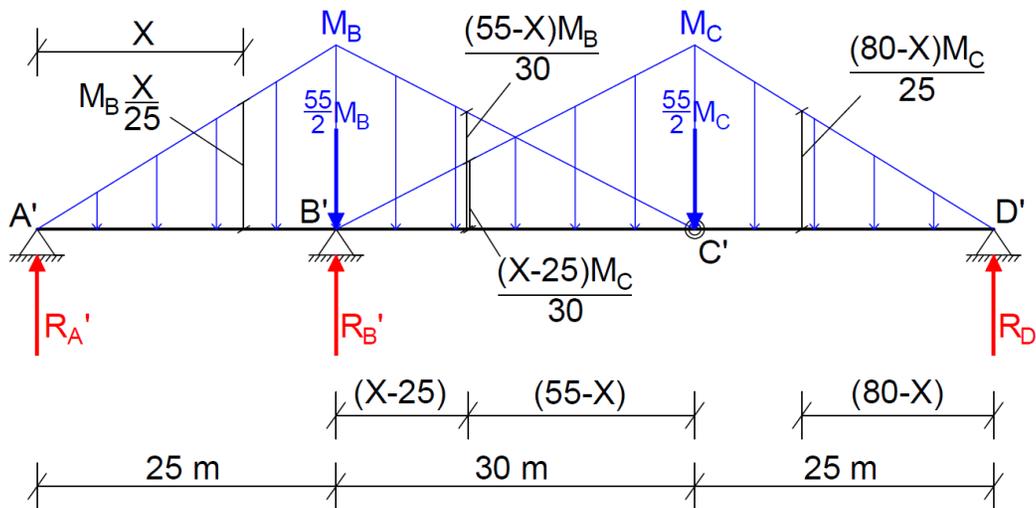
- c) Para obtener  $M_B$  calculamos la ecuación de la elástica  $a_{P1}$  así como la deflexión  $a_{11}$  aplicando el método de la viga conjugada.



**Figura N° 13.** Curva elástica  $a_{P1}$  más la deflexión  $a_{11}$  de la viga continua.

Elaboración propia.

Ahora aplicamos el método de la Viga Conjugada para transformar la viga en el modelo que se muestra a continuación:



**Figura N° 14.** Viga continua con la aplicación del método de la Viga Conjugada.

Elaboración propia.

Luego, en la viga conjugada se plantean las siguientes ecuaciones estáticas:

$$\sum F_V = 0: \quad R'_A + R'_B + R'_D - \frac{55}{2}M_B - \frac{55}{2}M_C = 0 \quad \dots (1)$$

$$\sum M_{B,izq} = 0: \quad 25R'_A - \frac{625}{6}M_B = 0 \quad \dots (2)$$

$$\sum M_{C,der} = 0: \quad 25R'_D - \frac{625}{6}M_C = 0 \quad \dots (3)$$

$$\sum M'_A = 0: \quad 25R'_B + 80R'_D - 733.33M_B - 1466.67M_C = 0 \quad \dots (4)$$

La quinta ecuación la obtenemos de la viga superior, de donde tomaremos momentos en la articulación B a la izquierda.

$$R_A(25) - 1 = 0 \quad \rightarrow \quad R_A = 1/25$$

$$M_B = R_A * 25 \quad \rightarrow \quad M_B = 1 \quad \dots (5)$$

Reemplazamos la ecuación (5) en la ecuación (2) para poder obtener el valor numérico de  $R_A$

$$25R'_A - \frac{625}{6}(1) = 0$$

$$R'_A = 4.1667$$

Entonces para hallar las incógnitas faltantes, se debe resolver el sistema de ecuaciones lineales de 3x3 de las ecuaciones (1), (3) y (4)

$$R'_B + R'_D - \frac{55}{2}M_C = 23.3333$$

$$25R'_D - \frac{625}{6}M_C = 0$$

$$25R'_B + 80R'_D - 1466.67M_C = 0$$

Ordenamos el sistema de ecuaciones

$$\begin{vmatrix} 1 & 1 & -27.5 \\ 0 & 25 & 104.167 \\ 25 & 80 & -1466.67 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} R'_B \\ R'_D \\ M_C \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 23.333 \\ 0 \\ 733.33 \end{vmatrix}$$

Finalmente al resolver las ecuaciones, obtenemos los siguientes valores:

$$\begin{aligned} R'_A = 4.167 & \quad \quad R'_B = 16.9699 & \quad \quad R'_D = -1.1363 \\ M_B = 1 & \quad \quad M_C = -0.2727 \end{aligned}$$

Calculando Q11:

$$a_{11}(EI) = R'_B = 16.9699$$

Calculando QP1 para el Tramo AB ( $0 \leq X \leq 25$ ):

$$a_{p1}(EI) = R'_A(X) - \frac{1}{2} \left( \frac{M_B X}{25} \right) (X) \left( \frac{X}{3} \right)$$

$$a_{p1}(EI) = 4.167X - \frac{X^3}{150}$$

Calculando QP1 para el Tramo BC ( $25 \leq X \leq 55$ ):

$$a_{p_1}(EI) = R'_A(X) - \frac{1}{2}M_B 25 \left(X - \frac{50}{3}\right) - \frac{1}{2}M_B(X - 25) \frac{2}{3}(X - 25) \\ - \frac{1}{2}(X - 25) \frac{(55 - X)M_B}{30} \cdot \frac{(X - 25)}{3} \\ - \frac{1}{2}(X - 25) \frac{(X - 25)M_C}{30} \cdot \frac{(X - 25)}{3} + R'_B(X - 25)$$

$$a_{p_1}(EI) = 4.167X + 16.9697(X - 25) - 12.5 \left(X - \frac{50}{3}\right) - \frac{1}{3}(X - 25)^2 \\ - \frac{(X - 25)^2 \cdot (55 - X)}{180} + \frac{0.2727}{180}(X - 25)^3$$

Calculando QP1 para el Tramo CD ( $55 \leq X \leq 80$ ):

Tomando momentos hacia la derecha:

$$a_{p_1}(EI) = R'_D(80 - X) - \frac{1}{2}(80 - X) \cdot \frac{(80 - X)M_C}{25} \cdot \frac{1}{3}(80 - X)$$

$$a_{p_1}(EI) = -1.1363(80 - X) + \frac{0.2727}{150}(80 - X)^3$$

d) Para la construcción de las ecuaciones de  $M_B$  tenemos:

Tramo AB ( $0 \leq X \leq 25$ ):

$$M_B = -\frac{1}{16.9699} \left[ 4.167X - \frac{X^3}{150} \right]$$

Tramo BC ( $25 \leq X \leq 55$ ):

$$M_B = -\frac{1}{16.9699} \left[ 4.167X + 16.9699(X - 25) - 12.5 \left( X - \frac{50}{3} \right) - \frac{1}{3}(X - 25)^2 - \frac{(X - 25)^2 \cdot (55 - X)}{180} + \frac{0.2727}{180}(X - 25)^3 \right]$$

Tramo CD ( $55 \leq X \leq 80$ ):

$$M_B = -\frac{1}{16.9699} \left[ -1.1363(80 - X) + \frac{0.2727}{150}(80 - X)^3 \right]$$

e) Para la gráfica realizamos:

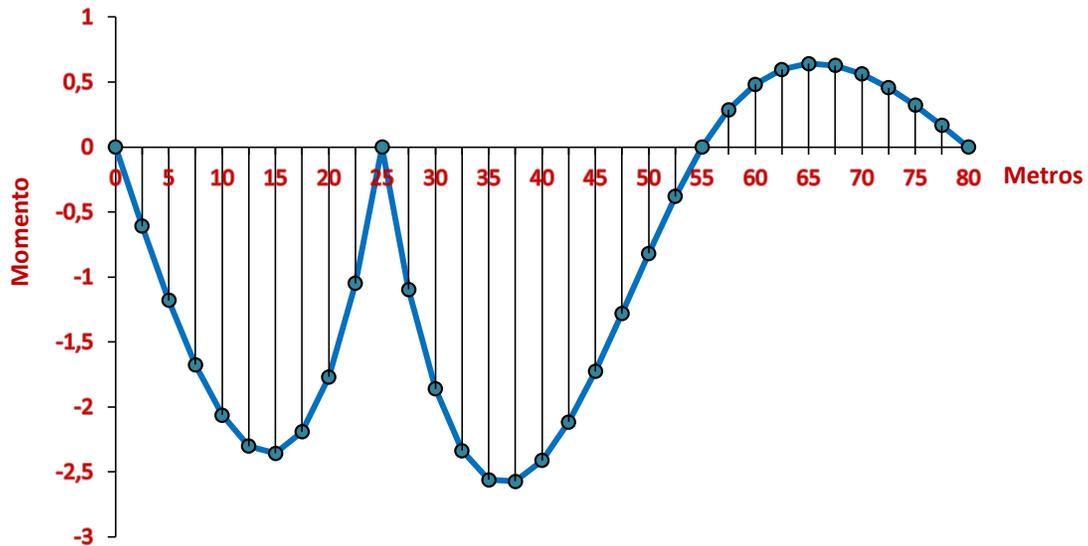
Tabulación de valores según  $0 \leq X \leq 80$  :

Posición(m)	M <sub>B</sub>
0	0
2,5	-0,6077
5	-1,1787
7,5	-1,6759
10	-2,0627
12,5	-2,3021
15	-2,3574
17,5	-2,1917
20	-1,7682
22,5	-1,0501
25	0
28	-1,2728

31	-2,0828
34	-2,4974
37	-2,5842
40	-2,4105
43	-2,0441
46	-1,5523
49	-1,0027
52	-0,4627
55	0
57,5	0,2863
60	0,4821
62,5	0,5976
65	0,6428
67,5	0,6278
70	0,5625
72,5	0,457
75	0,3214
77,5	0,1657
80	0

**Tabla N° 9.** Valores tabulados de las líneas de influencia para el Momento  $M_B$ .  
Elaboración propia.

De los puntos tabulados, hacemos la siguiente grafica de las líneas de influencia del momento flector en el apoyo B.



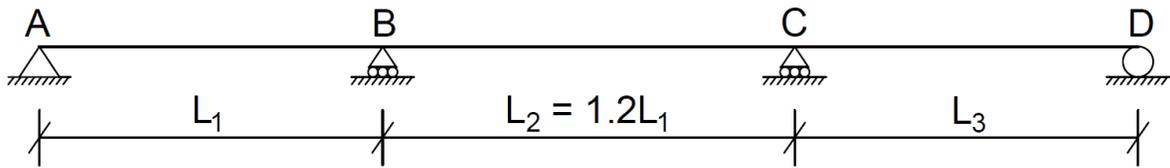
**Figura N° 15.** Grafica de Líneas de Influencia para el momento Mb. Elaboración propia.

## 12.2. MÉTODO DE FUERZA BRUTA

Este método consiste en dividir cada tramo de la viga continua en partes iguales según su longitud, donde se coloca una fuerza unitaria en cada una de las partes divididas para después analizar cada tramo y parte de la viga en el cual se utiliza también el método de la rigidez para así poder calcular las reacciones, cortantes, momentos y cargas según una matriz de rigidez y los grados de libertad existentes en los apoyos de la viga continua.

Luego de calcular los desplazamientos y momentos de la viga continua se vuelve a analizar cada parte o proporción dividida de la viga, para lo cual se utilizan las leyes y ecuaciones estáticas.

A continuación utilizando el método de fuerza bruta se determinaran las Líneas de Influencia de la cortante en la ubicación 104 de la viga del nuevo diseño del puente vehicular continuo Inca Moya de 80 m de largo y 3 tramos de 25 m, 30 m y 25 m como se muestra a continuación:



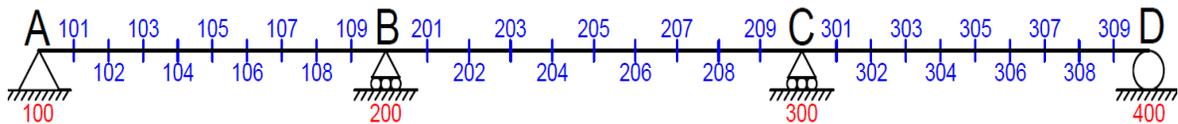
**Figura N° 16.** Viga continua de 80m de largo y 3 tramos. Elaboración propia.

$$L_1 = L_3 = 25m$$

$$L_2 = 1.2L_1 = 30m$$

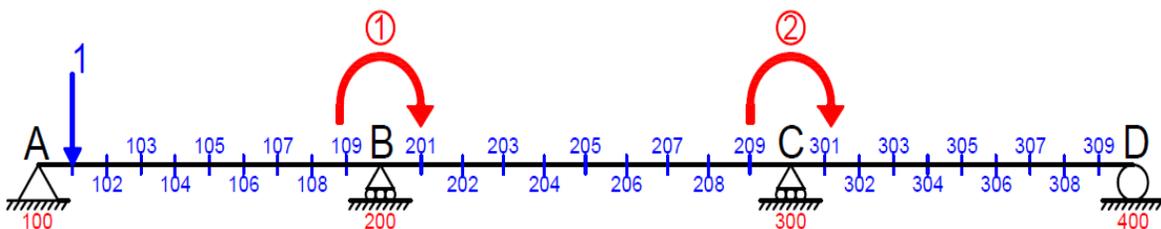
$$L_{TOTAL} = 80m$$

Para este caso dividiremos cada tramo de la viga continua en 10 partes iguales, a las cuales se les denominarán como se muestra en la siguiente imagen:



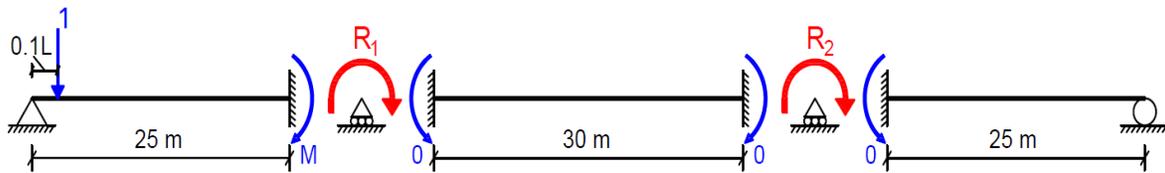
**Figura N° 17.** Viga continua con sus tramos divididos en diez partes iguales cada uno. Elaboración propia.

Para comenzar el análisis colocamos la primera fuerza unitaria en la primera ubicación dividida denominada 101 y a la vez determinamos los posibles grados de libertad existentes en la viga continua y sus apoyos, que en este caso vienen a ser 2 posibles desplazamientos o grados de libertad generados en los apoyos B y C.



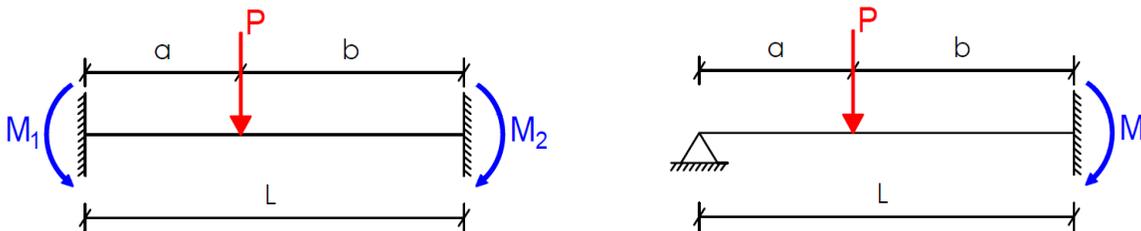
**Figura N° 18.** Viga continua con una fuerza unitaria aplicada en la ubicación 101 del primer tramo dividido. Elaboración propia.

Dividimos la viga para analizar tramo por tramo los valores de los momentos ocasionados por la fuerza unitaria añadida en la ubicación 101



**Figura N° 19.** Viga continua dividida por tramos para analizar sus momentos y sus 2 desplazamientos. Elaboración propia

Para el cálculo del único momento existente en el tramo AB de la viga, usamos las siguientes fórmulas para momentos de empotramiento en vigas como se detalla en la siguiente imagen:



**Figura N° 20.** Formas de aplicación de la fórmula de momentos de empotramiento en vigas. Elaboración propia.

$$M_1 = \frac{Pab^2}{L^2}$$

$$M_2 = \frac{Pa^2b}{L^2}$$

$$M = \frac{Pa}{2L^2}(L^2 - a^2)$$

Reemplazamos los valores del primer tramo de la viga en la fórmula del momento de empotramiento para poder obtener el valor del momento de empotramiento  $M_{PRIMARIO}$ . Después de calcular los momentos de empotramiento hallamos los valores de  $R_1$  y  $R_2$  en los apoyos centrales de la viga continua

$$M_{PRIMARIO} = \frac{1(0.1L)}{2(L)^2} (L^2 - (0.1L)^2)$$

$$M_{PRIMARIO} = 0.0495L$$

$$M_{PRIMARIO} = 1.2375$$

$$R_1 = 1.2375$$

$$R_2 = 0$$

De esta manera podemos utilizar el método de la rigidez a la cual le corresponde la siguiente ecuación de rigidez:

$$\{Q\} = [K] * \{D\}$$

Donde:

Q: Cargas de la viga

K: Matriz de Rigidez

D: Desplazamientos o Grados de libertad

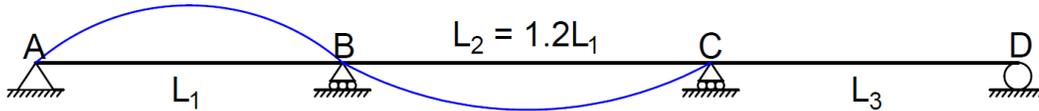
Los valores hallados de  $R_1$  y  $R_2$  nos sirven para representar los valores de las cargas Q dándole forma matricial como se muestra a continuación:

$$Q = \begin{Bmatrix} -1.2375 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Para continuar con el cálculo de la matriz de rigidez de la viga, procederemos a simular 2 posibles casos para los 2 desplazamientos o grados de libertad existentes en los apoyos B y C de la viga continua. El primer caso será el de simular un desplazamiento unitario para el grado de libertad N°1 y cero para el grado de libertad N°2, mientras que para el segundo caso simularemos un desplazamiento unitario para el grado de libertad N°2 y cero para el grado de libertad N°1, a continuación se analizarán al detalle estos dos posibles casos:

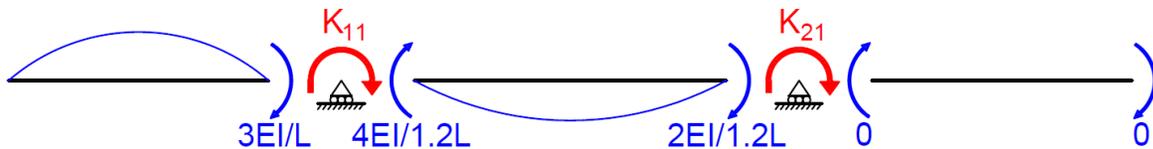
Caso N° 1:  $D_1 = 1 \quad \wedge \quad D_2 = 0$

Expresamos los giros y desplazamientos de la siguiente manera:



**Figura N° 21.** Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 1.  
Elaboración propia.

Luego para armar la matriz de rigidez según condensación cinemática de los desplazamientos y giros en la viga, tenemos los siguientes momentos en cada tramo:



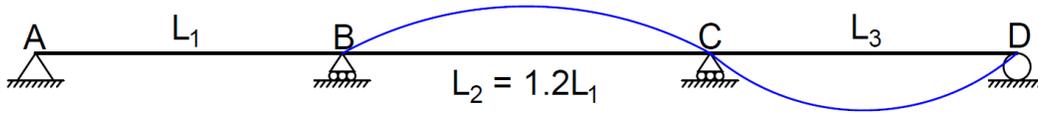
**Figura N° 22.** Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 1. Elaboración propia.

$$K_{11} = \frac{3EI}{L} + \frac{4EI}{1.2L} = \frac{6.3333EI}{L} = 0.25333$$

$$K_{21} = \frac{2EI}{1.2L} + 0 = \frac{1.6667EI}{L} = 0.06667$$

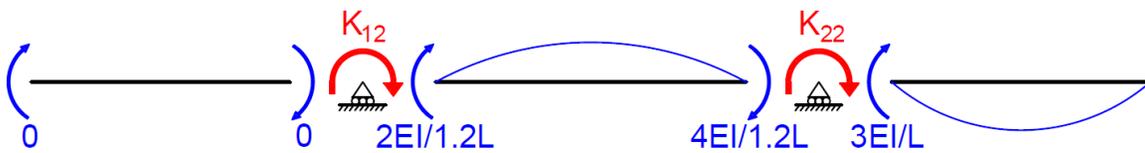
Caso N° 2:  $D_2 = 1 \quad \wedge \quad D_1 = 0$

Expresamos los giros y desplazamientos de la siguiente manera:



**Figura N° 23.** Viga continua con simulación de giros y desplazamientos del caso N° 2.  
Elaboración propia.

Luego para armar la matriz de rigidez según condensación cinemática de los desplazamientos y giros en la viga, tenemos los siguientes momentos en cada tramo:



**Figura N° 24.** Aplicación de condensación cinemática por tramos según la simulación de giros del caso N° 2. Elaboración propia.

$$K_{12} = 0 + \frac{2EI}{1.2L} = \frac{1.6667EI}{L} = 0.06667$$

$$K_{22} = \frac{4EI}{1.2L} + \frac{3EI}{L} = \frac{6.3333EI}{L} = 0.25333$$

Ahora ordenamos la matriz de rigidez de la siguiente manera:

$$K = \begin{bmatrix} 0.25333 & 0.06667 \\ 0.06667 & 0.25333 \end{bmatrix}$$

Como ya se tienen los valores de las cargas  $Q$  y de la matriz de rigidez  $K$ , pasamos a calcular los valores de los desplazamientos  $D_1$  y  $D_2$ , los cuales se calcularán de la ecuación de rigidez

$$\{Q\} = [K] * \{D\}$$

$$\{D\} = [K]^{-1} * \{Q\}$$

La matriz de rigidez inversa es igual a:

$$K^{-1} = \begin{bmatrix} 4.24111 & -1.11611 \\ -1.11611 & 4.24111 \end{bmatrix}$$

Procedemos a multiplicar la matriz inversa de rigidez con la matriz de cargas Q para poder encontrar los vectores de desplazamientos:

$$D = \begin{bmatrix} 4.24111 & -1.11611 \\ -1.11611 & 4.24111 \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} -1.2375 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

$$D = \begin{Bmatrix} -5.24837 \\ 1.38119 \end{Bmatrix}$$

Una vez calculados estos desplazamientos, pasamos al cálculo de los momentos internos de cada tramo de la viga continua y sus apoyos usando la siguiente ecuación de momentos:

$$M = M_{PRIMARIO} + M_{CASO1} * D_1 + M_{CASO2} * D_2$$

Reemplazamos los datos de rigidez de cada tramo de la viga en la ecuación de momentos como se muestra a continuación:

#### TRAMO AB

$$M_{BA} = 1.2375 + \frac{3EI}{L} * (-5.24837) + 0 * (1.38119)$$

$$M_{BA} = 0.6077$$

#### TRAMO BC

$$M_{BC} = 0 + \frac{4EI}{1.2L} * (-5.24837) + \frac{2EI}{1.2L} * (1.38119)$$

$$M_{BC} = -0.6077$$

$$M_{CB} = 0 + \frac{2EI}{1.2L} * (-5.24837) + \frac{4EI}{1.2L} * (1.38119)$$

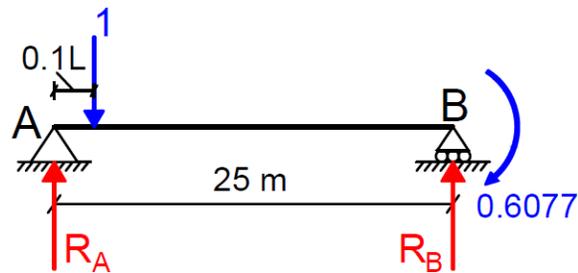
$$M_{CB} = -0.1657$$

### TRAMO CD

$$M_{CD} = 0 + 0 * (-5.24837) + \frac{3EI}{L} * (1.38119)$$

$$M_{CD} = 0.1657$$

Ahora calculamos las reacciones existentes en los apoyos de la viga continua para el primer tramo AB utilizando las ecuaciones estáticas:



**Figura N° 25.** Detalle de las reacciones, fuerzas y momentos del Tramo AB de la viga.

Elaboración propia.

$$\sum M_A = 0:$$

$$(R_B * 25) - 0.6077 - 1(0.1 * 25) = 0$$

$$25R_B = 3.1077$$

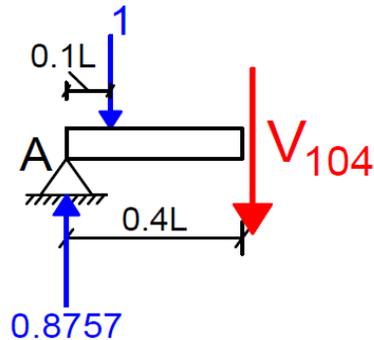
$$R_B = 0.1243$$

$$\sum F_V = 0:$$

$$R_A + R_B - 1 = 0$$

$$R_A = 0.8757$$

Luego de encontrar las reacciones del tramo AB, realizamos un corte en la viga en la ubicación donde queremos determinar las líneas de influencia del cortante, que en este caso se calcularán en la ubicación 104 que le corresponde al primer tramo de la viga.



**Figura N° 26.** Corte del Tramo AB en la ubicación 104 para el cálculo del primer punto de las Líneas de Influencia en el cortante V(104). Elaboración propia.

$$\sum F_V = 0:$$

$$V_{104} = 0.8757 - 1$$

$$V_{104} = -0.1243$$

Luego de calcular el primer punto 101 de las líneas de influencia del cortante en la ubicación 104, pasamos al cálculo de la segunda ubicación la cual es denominada 102 y así sucesivamente hasta tener el cálculo de la ubicación 310 ó 400 de la viga continua, y de esta manera poder graficar completamente las líneas de influencia para el cortante.

A continuación se muestra una tabla donde ya están calculados todas las ubicaciones de la viga para el cortante V(104)

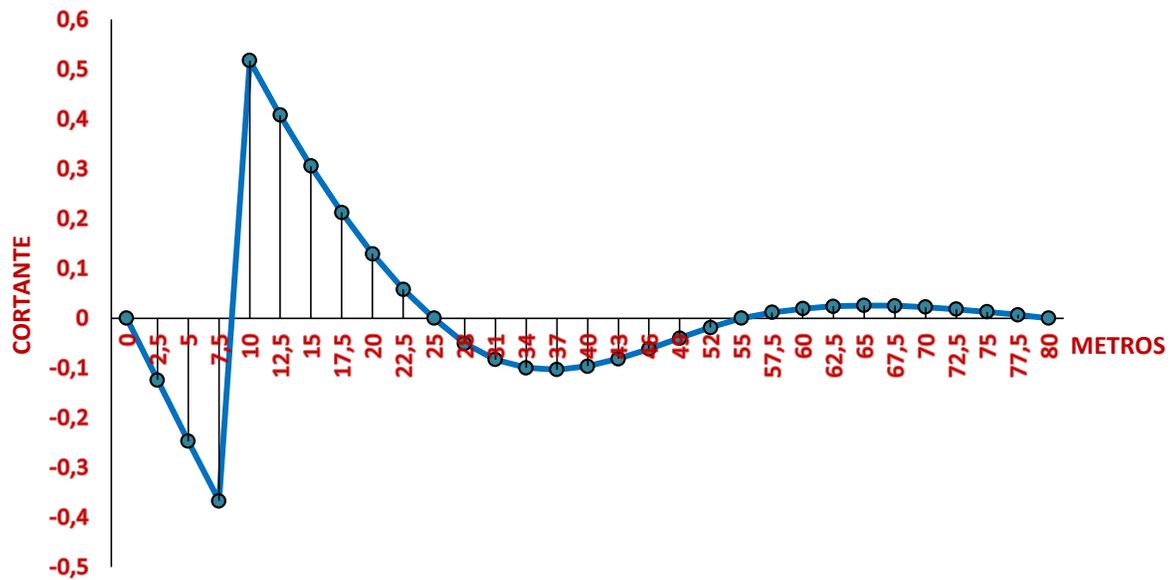
Ubicación	Posición(m)	V(104)
100	0	0
101	2,5	-0,1243
102	5	-0,2471
103	7,5	-0,3670

104	10	0,5175
105	12,5	0,4079
106	15	0,3057
107	17,5	0,2123
108	20	0,1293
109	22,5	0,0580
110 ó 200	25	0
201	28	-0,0509
202	31	-0,0833
203	34	-0,0999
204	37	-0,1034
205	40	-0,0964
206	43	-0,0818
207	46	-0,0621
208	49	-0,0401
209	52	-0,0185
210 ó 300	55	0
301	57,5	0,0115
302	60	0,0193
303	62,5	0,0239
304	65	0,0257
305	67,5	0,0251
306	70	0,0225
307	72,5	0,0183
308	75	0,0129
309	77,5	0,0066
310 ó 400	80	0

**Tabla Nº 10.** Valores de las líneas de influencia para el Cortante V(104).

Elaboración propia.

Finalmente graficamos todos los puntos calculados de las líneas de influencia para el cortante V(104):



**Figura Nº 27.** Grafica de Líneas de Influencia para el cortante V(104). Elaboración propia.

Utilizando el mismo método de la fuerza y la misma manera de desarrollo, calcularemos las líneas de influencia para la reacción A que se encuentra en la ubicación 100 de la viga continua, calculamos punto por punto todas las ubicaciones de la viga continua dando como resultados finales los datos mostrados en la siguiente tabla:

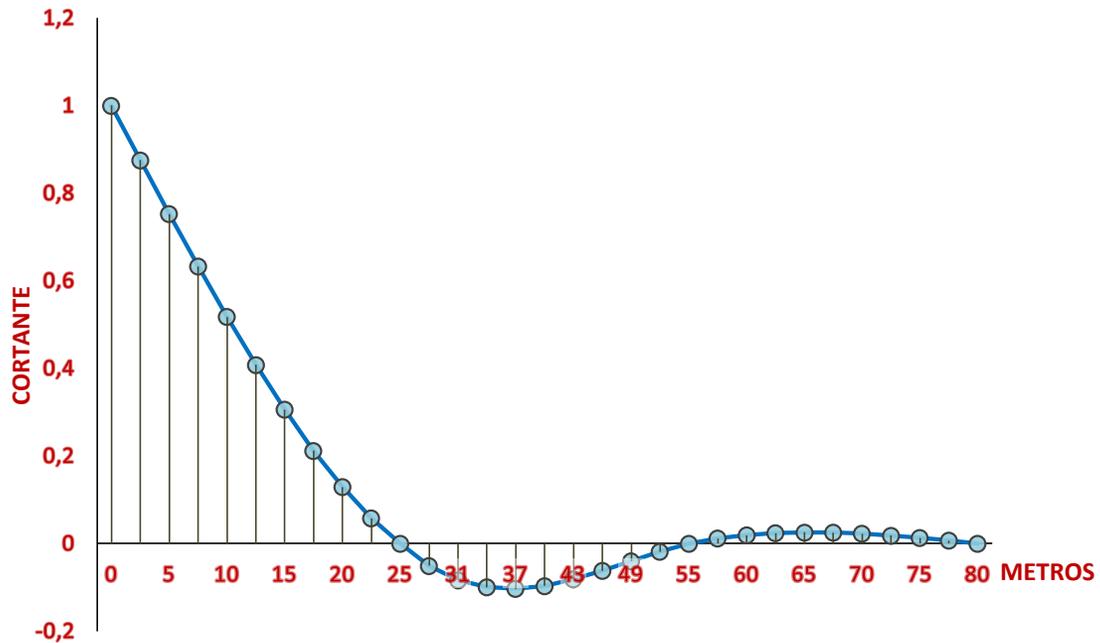
Ubicación	Posición(m)	V(100)
100	0	1
101	2,5	0,8757
102	5	0,7529
103	7,5	0,6330
104	10	0,5175
105	12,5	0,4079
106	15	0,3057
107	17,5	0,2123

108	20	0,1293
109	22,5	0,0580
110 ó 200	25	0
201	28	-0,0509
202	31	-0,0833
203	34	-0,0999
204	37	-0,1034
205	40	-0,0964
206	43	-0,0818
207	46	-0,0621
208	49	-0,0401
209	52	-0,0185
210 ó 300	55	0
301	57,5	0,0115
302	60	0,0193
303	62,5	0,0239
304	65	0,0257
305	67,5	0,0251
306	70	0,0225
307	72,5	0,0183
308	75	0,0129
309	77,5	0,0066
310 ó 400	80	0

**Tabla Nº 11.** Valores de las líneas de influencia para la Reacción V(100).

Elaboración propia.

Finalmente graficamos todos los puntos calculados de las líneas de influencia para la Reacción V(104) la cual se encuentra ubicada en el apoyo A de la viga continua, a continuación se muestra la gráfica:



**Figura N° 28.** Grafica de Líneas de Influencia para la reacción V(100). Elaboración propia.

De la misma manera calcularemos y detallaremos los resultados de las Líneas de Influencia para momentos y cortantes en los puntos que son considerados como los más críticos al momento de realizar el análisis de diseño, los puntos son los siguientes:

- Momento M(104)
- Momento M(200)
- Momento M(205)
- Cortante V(100)
- Cortante V(104)
- Cortante V(110)
- Cortante V(200)
- Cortante V(205)

A continuación se muestra en la Tabla N° 10, todos los valores ya calculados de las líneas de influencia para momentos y cortantes en los puntos ya mencionados de la viga continua del Puente Inca Moya. También están ya calculados y detallados los valores de las áreas positivas y negativas para cada tramo de la viga.

Ubicación	Posición	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0,00	0,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
101	2,50	1,2569	-0,6077	-0,2210	0,8757	-0,1243	-0,1243	0,0258	0,0258
102	5,00	2,5286	-1,1787	-0,4286	0,7529	-0,2471	-0,2471	0,0500	0,0500
103	7,50	3,8297	-1,6759	-0,6094	0,6330	-0,3670	-0,3670	0,0711	0,0711
104	10,00	5,1750	-2,0627	-0,7500	0,5175	0,5175	-0,4825	0,0875	0,0875
105	12,50	4,0792	-2,3021	-0,8371	0,4079	0,4079	-0,5921	0,0977	0,0977
106	15,00	3,0572	-2,3574	-0,8572	0,3057	0,3057	-0,6943	0,1000	0,1000
107	17,50	2,1234	-2,1917	-0,7969	0,2123	0,2123	-0,7877	0,0930	0,0930
108	20,00	1,2929	-1,7682	-0,6429	0,1293	0,1293	-0,8707	0,0750	0,0750
109	22,50	0,5801	-1,0501	-0,3817	0,0580	0,0580	-0,9420	0,0445	0,0445
110 ó 200	25,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	-1,0000	1,0000	0,0000
201	28,00	-0,5091	-1,2728	0,6321	-0,0509	-0,0509	-0,0509	0,9270	-0,0730
202	31,00	-0,8331	-2,0828	1,4571	-0,0833	-0,0833	-0,0833	0,8360	-0,1640
203	34,00	-0,9990	-2,4974	2,4749	-0,0999	-0,0999	-0,0999	0,7315	-0,2685
204	37,00	-1,0337	-2,5842	3,6856	-0,1034	-0,1034	-0,1034	0,6180	-0,3820
205	40,00	-0,9642	-2,4105	5,0892	-0,0964	-0,0964	-0,0964	0,5000	0,5000
206	43,00	-0,8176	-2,0441	3,6856	-0,0818	-0,0818	-0,0818	0,3820	0,3820
207	46,00	-0,6209	-1,5523	2,4749	-0,0621	-0,0621	-0,0621	0,2685	0,2685
208	49,00	-0,4011	-1,0027	1,4571	-0,0401	-0,0401	-0,0401	0,1640	0,1640
209	52,00	-0,1851	-0,4627	0,6321	-0,0185	-0,0185	-0,0185	0,0730	0,0730
210 ó 300	55,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
301	57,50	0,1145	0,2863	-0,3817	0,0115	0,0115	0,0115	-0,0445	-0,0445
302	60,00	0,1929	0,4821	-0,6429	0,0193	0,0193	0,0193	-0,0750	-0,0750
303	62,50	0,2391	0,5976	-0,7969	0,0239	0,0239	0,0239	-0,0930	-0,0930
304	65,00	0,2572	0,6428	-0,8572	0,0257	0,0257	0,0257	-0,1000	-0,1000
305	67,50	0,2511	0,6278	-0,8371	0,0251	0,0251	0,0251	-0,0977	-0,0977
306	70,00	0,2250	0,5625	-0,7500	0,0225	0,0225	0,0225	-0,0875	-0,0875
307	72,50	0,1828	0,4570	-0,6094	0,0183	0,0183	0,0183	-0,0711	-0,0711
308	75,00	0,1286	0,3214	-0,4286	0,0129	0,0129	0,0129	-0,0500	-0,0500
309	77,50	0,0663	0,1657	-0,2210	0,0066	0,0066	0,0066	-0,0258	-0,0258
310 ó 400	80,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
<b>Area Positiva, Tramo 1</b>		59,6563	0,0000	0,0000	10,9655	3,4300	0,0000	1,6275	1,6275
<b>Area Negativa, Tramo 1</b>		0,0000	-38,3625	-13,9500	0,0000	-2,4493	-14,0345	0,0000	0,0000
<b>Area Positiva, Tramo 2</b>		0,0000	0,0000	64,2875	0,0000	0,0000	0,0000	15,0000	3,4125
<b>Area Negativa, Tramo 2</b>		-19,2875	-48,2125	0,0000	-1,9285	-1,9285	-1,9285	0,0000	-3,4125
<b>Area Positiva, Tramo 3</b>		4,1875	10,4625	0,0000	0,4185	0,4185	0,4185	0,0000	0,0000
<b>Area Negativa, Tramo 3</b>		0,0000	0,0000	-13,9500	0,0000	0,0000	0,0000	-1,6275	-1,6275
<b>Area Positiva Total</b>		63,8375	10,4625	64,2875	11,3840	3,8485	0,4185	16,6275	5,0400
<b>Area Negativa Total</b>		-19,2875	-86,5813	-27,9000	-1,9285	-4,3780	-15,9633	-1,6275	-5,0400
<b>AREA NETA</b>		44,5563	-76,1188	36,3813	9,4553	-0,5293	-15,5448	15,0000	0,0000

**Tabla N° 12.** Valores de Líneas de Influencia y Áreas para distintos puntos.

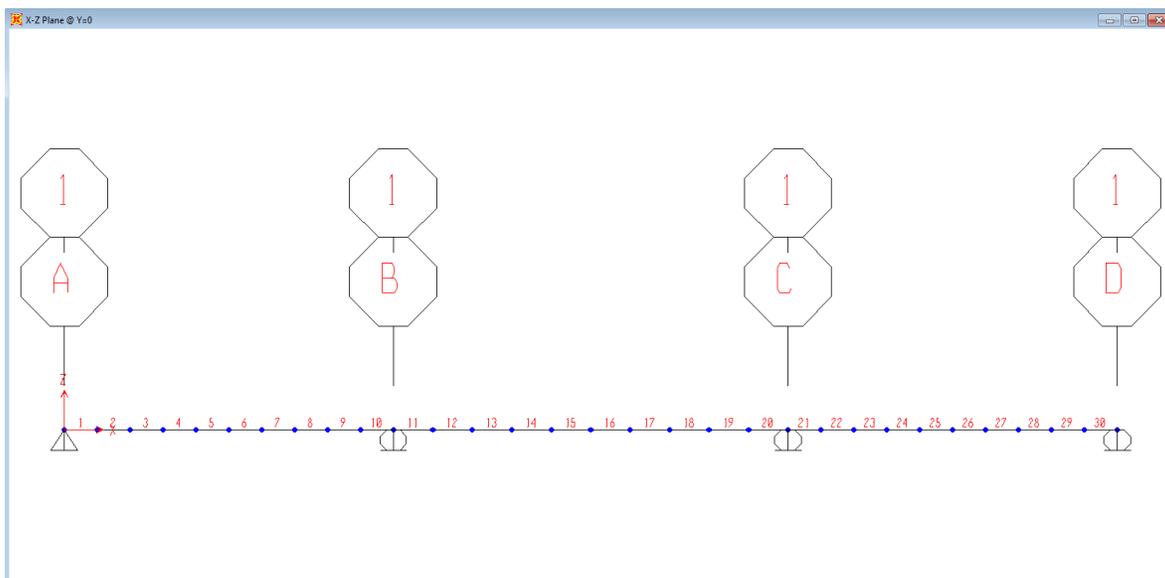
Elaboración propia.

### 12.3. SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000

Ahora calcularemos las Líneas de Influencia utilizando el software de diseño SAP2000, el cual es un programa completo cuando se trata de realizar completamente la modelación, el análisis, el cálculo y el dimensionamiento de todo tipo de estructuras de ingeniería, en donde abarcan las estructuras metálicas y de concreto armado que son las que utilizaremos para el desarrollo de esta investigación.

En este caso el software será usado para hallar las líneas de influencia del momento  $M_B$ , del cortante  $V(104)$  y de la reacción  $V(100)$  de las vigas del mismo puente vehicular continuo de 80 m de largo y tres tramos de 25 m, 30 m y 25 m.

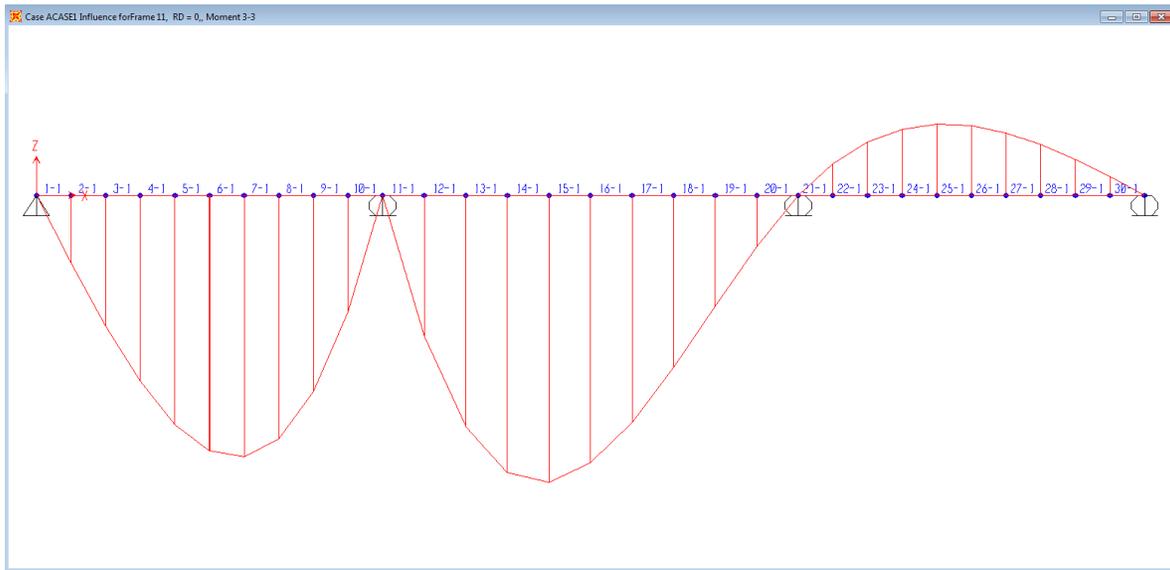
Para comenzar con el análisis, dividiremos cada tramo de la viga continua en diez partes iguales de la misma manera que cuando se utilizó el Método de Fuerza Bruta para poder tener un mejor orden al momento de pedirle al software el análisis de las Líneas de Influencia de la viga continua. A continuación mostramos modelada la viga continua con los tramos divididos en diez partes iguales.



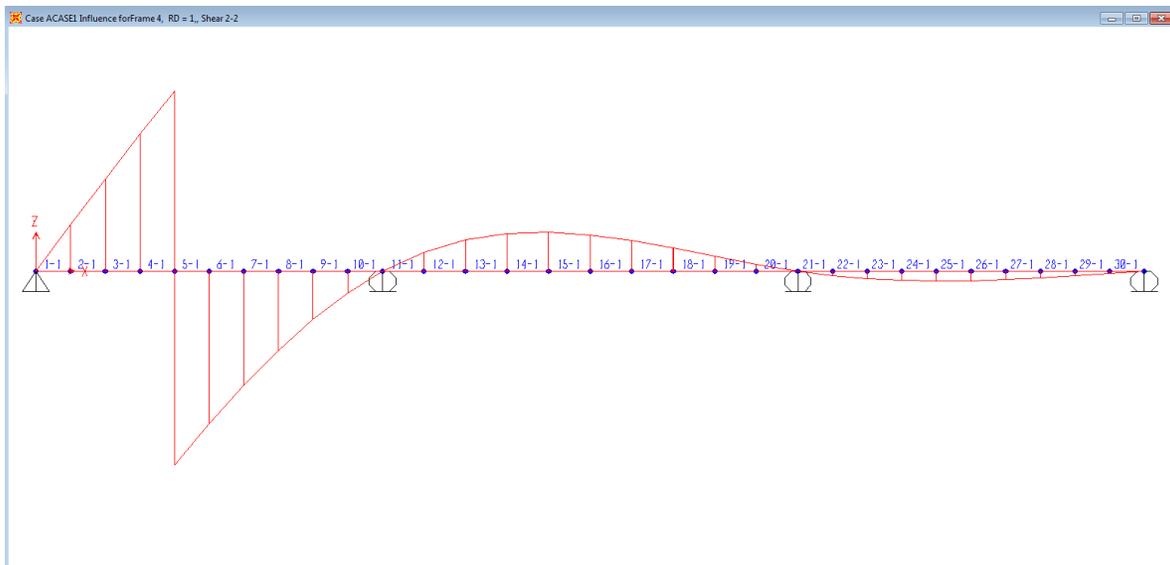
**Figura N° 29.** Viga continua de tres tramos modelada en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

Luego de modelar la viga continua de tres tramos en SAP2000, pasamos a analizar sus líneas de influencia, las cuales salen inmediatamente luego de ser calculadas por el software de diseño.

A continuación mostraremos las gráficas de las Líneas de Influencia del momento MB, cortante V(104) y reacción V(100) de la viga continua modeladas por el software de diseño SAP2000.



**Figura N° 30.** Líneas de Influencia para el momento MB de la viga continua modelada en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.



**Figura N° 31.** Líneas de Influencia para el cortante V(104) de la viga continua modelada en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.



**Figura N° 32.** Líneas de Influencia para la reacción V(100) de la viga continua modelada en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

Seguido de las gráficas de líneas de influencia mostraremos a continuación los valores detallados de las Líneas de Influencia para el momento  $M_B$ , cortante V(104) y reacción V(100) de la viga continua según sus respectivas ubicaciones.

Para mayor comprensión las tablas se leerán básicamente con la columna de Distancia en metros la cual viene a ser la ubicación o posición de la columna de Influencia la cual viene a ser el valor numérico de las Líneas de Influencia calculadas al ser analizada la viga por el software SAP2000.

Influence Data									
	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence
			m		m	m	m	m	Tonf-m
1	LANE1	1	0.	1	0.	1,000E-03	0.	0.	-2,455E-04
2	LANE1	2	2,498	1	0.	2,499	0.	0.	-0,6075
3	LANE1	3	2,5	1	0.	2,501	0.	0.	-0,6079
4	LANE1	4	4,998	1	0.	4,999	0.	0.	-1,1784
5	LANE1	5	5.	1	0.	5,001	0.	0.	-1,1788
6	LANE1	6	7,498	1	0.	7,499	0.	0.	-1,6756
7	LANE1	7	7,5	1	0.	7,501	0.	0.	-1,676
8	LANE1	8	9,998	1	0.	9,999	0.	0.	-2,0624
9	LANE1	9	10.	1	0.	10,001	0.	0.	-2,0626
10	LANE1	10	12,498	1	0.	12,499	0.	0.	-2,3018
11	LANE1	11	12,5	1	0.	12,501	0.	0.	-2,302
12	LANE1	12	14,998	1	0.	14,999	0.	0.	-2,3572
13	LANE1	13	15.	1	0.	15,001	0.	0.	-2,3571
14	LANE1	14	17,498	1	0.	17,499	0.	0.	-2,1915
15	LANE1	15	17,5	1	0.	17,501	0.	0.	-2,1913
16	LANE1	16	19,998	1	0.	19,999	0.	0.	-1,7681
17	LANE1	17	20.	1	0.	20,001	0.	0.	-1,7676
18	LANE1	18	22,498	1	0.	22,499	0.	0.	-1,05
19	LANE1	19	22,5	1	0.	22,501	0.	0.	-1,0493
20	LANE1	20	24,998	1	0.	24,999	0.	0.	-4,910E-04
21	LANE1	21	25.	1	0.	25,001	0.	0.	4,911E-04
22	LANE1	21	25.	1	0.	25,001	0.	0.	-5,089E-04
23	LANE1	22	27,998	1	0.	27,999	0.	0.	-1,2725
24	LANE1	23	28.	1	0.	28,001	0.	0.	-1,2732
25	LANE1	24	30,998	1	0.	30,999	0.	0.	-2,0827
26	LANE1	25	31.	1	0.	31,001	0.	0.	-2,0831
27	LANE1	26	33,998	1	0.	33,999	0.	0.	-2,4974
28	LANE1	27	34.	1	0.	34,001	0.	0.	-2,4976
29	LANE1	28	36,998	1	0.	36,999	0.	0.	-2,5843
30	LANE1	29	37.	1	0.	37,001	0.	0.	-2,5843
31	LANE1	30	39,998	1	0.	39,999	0.	0.	-2,4108
32	LANE1	31	40.	1	0.	40,001	0.	0.	-2,4106
33	LANE1	32	42,998	1	0.	42,999	0.	0.	-2,0444
34	LANE1	33	43.	1	0.	43,001	0.	0.	-2,0441
35	LANE1	34	45,998	1	0.	45,999	0.	0.	-1,5527
36	LANE1	35	46.	1	0.	46,001	0.	0.	-1,5523
37	LANE1	36	48,998	1	0.	48,999	0.	0.	-1,003
38	LANE1	37	49.	1	0.	49,001	0.	0.	-1,0027
39	LANE1	38	51,998	1	0.	51,999	0.	0.	-0,463
40	LANE1	39	52.	1	0.	52,001	0.	0.	-0,4627
41	LANE1	40	54,998	1	0.	54,999	0.	0.	-1,339E-04
42	LANE1	41	55.	1	0.	55,001	0.	0.	1,339E-04
43	LANE1	42	57,498	1	0.	57,499	0.	0.	0,2862
44	LANE1	43	57,5	1	0.	57,501	0.	0.	0,2864
45	LANE1	44	59,998	1	0.	59,999	0.	0.	0,4821
46	LANE1	45	60.	1	0.	60,001	0.	0.	0,4822
47	LANE1	46	62,498	1	0.	62,499	0.	0.	0,5976
48	LANE1	47	62,5	1	0.	62,501	0.	0.	0,5977
49	LANE1	48	64,998	1	0.	64,999	0.	0.	0,6429
50	LANE1	49	65.	1	0.	65,001	0.	0.	0,6429
51	LANE1	50	67,498	1	0.	67,499	0.	0.	0,6278
52	LANE1	51	67,5	1	0.	67,501	0.	0.	0,6278
53	LANE1	52	69,998	1	0.	69,999	0.	0.	0,5625
54	LANE1	53	70.	1	0.	70,001	0.	0.	0,5625
55	LANE1	54	72,498	1	0.	72,499	0.	0.	0,4571
56	LANE1	55	72,5	1	0.	72,501	0.	0.	0,457
57	LANE1	56	74,998	1	0.	74,999	0.	0.	0,3215
58	LANE1	57	75.	1	0.	75,001	0.	0.	0,3214
59	LANE1	58	77,498	1	0.	77,499	0.	0.	0,1658
60	LANE1	59	77,5	1	0.	77,501	0.	0.	0,1657
61	LANE1	60	79,998	1	0.	79,999	0.	0.	6,696E-05

**Tabla N° 13.** Valores de las líneas de influencia para el momento  $M_B$  modelado en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

Influence Data										
	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence	
			m		m	m	m	m	Tonf	
1	LANE1	1	0,	1	0,	1,000E-03	0,	0,	4,982E-05	
2	LANE1	2	2,498	1	0,	2,499	0,	0,	0,1243	
3	LANE1	3	2,5	1	0,	2,501	0,	0,	0,1244	
4	LANE1	4	4,998	1	0,	4,999	0,	0,	0,2471	
5	LANE1	5	5,	1	0,	5,001	0,	0,	0,2472	
6	LANE1	6	7,498	1	0,	7,499	0,	0,	0,367	
7	LANE1	7	7,5	1	0,	7,501	0,	0,	0,3671	
8	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	0,4825	
9	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	-0,5175	
10	LANE1	9	10,	1	0,	10,001	0,	0,	-0,5175	
11	LANE1	10	12,498	1	0,	12,499	0,	0,	-0,408	
12	LANE1	11	12,5	1	0,	12,501	0,	0,	-0,4079	
13	LANE1	12	14,998	1	0,	14,999	0,	0,	-0,3058	
14	LANE1	13	15,	1	0,	15,001	0,	0,	-0,3057	
15	LANE1	14	17,498	1	0,	17,499	0,	0,	-0,2124	
16	LANE1	15	17,5	1	0,	17,501	0,	0,	-0,2123	
17	LANE1	16	19,998	1	0,	19,999	0,	0,	-0,1293	
18	LANE1	17	20,	1	0,	20,001	0,	0,	-0,1293	
19	LANE1	18	22,498	1	0,	22,499	0,	0,	-0,058	
20	LANE1	19	22,5	1	0,	22,501	0,	0,	-0,058	
21	LANE1	20	24,998	1	0,	24,999	0,	0,	-2,036E-05	
22	LANE1	21	25,	1	0,	25,001	0,	0,	2,036E-05	
23	LANE1	22	27,998	1	0,	27,999	0,	0,	0,0509	
24	LANE1	23	28,	1	0,	28,001	0,	0,	0,0509	
25	LANE1	24	30,998	1	0,	30,999	0,	0,	0,0833	
26	LANE1	25	31,	1	0,	31,001	0,	0,	0,0833	
27	LANE1	26	33,998	1	0,	33,999	0,	0,	0,0999	
28	LANE1	27	34,	1	0,	34,001	0,	0,	0,0999	
29	LANE1	28	36,998	1	0,	36,999	0,	0,	0,1034	
30	LANE1	29	37,	1	0,	37,001	0,	0,	0,1034	
31	LANE1	30	39,998	1	0,	39,999	0,	0,	0,0964	
32	LANE1	31	40,	1	0,	40,001	0,	0,	0,0964	
33	LANE1	32	42,998	1	0,	42,999	0,	0,	0,0818	
34	LANE1	33	43,	1	0,	43,001	0,	0,	0,0818	
35	LANE1	34	45,998	1	0,	45,999	0,	0,	0,0621	
36	LANE1	35	46,	1	0,	46,001	0,	0,	0,0621	
37	LANE1	36	48,998	1	0,	48,999	0,	0,	0,0401	
38	LANE1	37	49,	1	0,	49,001	0,	0,	0,0401	
39	LANE1	38	51,998	1	0,	51,999	0,	0,	0,0185	
40	LANE1	39	52,	1	0,	52,001	0,	0,	0,0185	
41	LANE1	40	54,998	1	0,	54,999	0,	0,	5,357E-06	
42	LANE1	41	55,	1	0,	55,001	0,	0,	-5,357E-06	
43	LANE1	42	57,498	1	0,	57,499	0,	0,	-0,0114	
44	LANE1	43	57,5	1	0,	57,501	0,	0,	-0,0115	
45	LANE1	44	59,998	1	0,	59,999	0,	0,	-0,0193	
46	LANE1	45	60,	1	0,	60,001	0,	0,	-0,0193	
47	LANE1	46	62,498	1	0,	62,499	0,	0,	-0,0239	
48	LANE1	47	62,5	1	0,	62,501	0,	0,	-0,0239	
49	LANE1	48	64,998	1	0,	64,999	0,	0,	-0,0257	
50	LANE1	49	65,	1	0,	65,001	0,	0,	-0,0257	
51	LANE1	50	67,498	1	0,	67,499	0,	0,	-0,0251	
52	LANE1	51	67,5	1	0,	67,501	0,	0,	-0,0251	
53	LANE1	52	69,998	1	0,	69,999	0,	0,	-0,0225	
54	LANE1	53	70,	1	0,	70,001	0,	0,	-0,0225	
55	LANE1	54	72,498	1	0,	72,499	0,	0,	-0,0183	
56	LANE1	55	72,5	1	0,	72,501	0,	0,	-0,0183	
57	LANE1	56	74,998	1	0,	74,999	0,	0,	-0,0129	
58	LANE1	57	75,	1	0,	75,001	0,	0,	-0,0129	
59	LANE1	58	77,498	1	0,	77,499	0,	0,	-6,632E-03	
60	LANE1	59	77,5	1	0,	77,501	0,	0,	-6,627E-03	
61	LANE1	60	79,998	1	0,	79,999	0,	0,	-2,679E-06	

**Tabla N° 14.** Valores de las líneas de influencia para el cortante V(104) modelado en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

Influence Data									
	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence
			m		m	m	m	m	Tonf
1	LANE1	1	0,	1	0,	1,000E-03	0,	0,	4,982E-05
2	LANE1	1	0,	1	0,	1,000E-03	0,	0,	-1,
3	LANE1	2	2,498	1	0,	2,499	0,	0,	-0,8757
4	LANE1	3	2,5	1	0,	2,501	0,	0,	-0,8756
5	LANE1	4	4,998	1	0,	4,999	0,	0,	-0,7529
6	LANE1	5	5,	1	0,	5,001	0,	0,	-0,7528
7	LANE1	6	7,498	1	0,	7,499	0,	0,	-0,633
8	LANE1	7	7,5	1	0,	7,501	0,	0,	-0,6329
9	LANE1	8	9,998	1	0,	9,999	0,	0,	-0,5175
10	LANE1	9	10,	1	0,	10,001	0,	0,	-0,5175
11	LANE1	10	12,498	1	0,	12,499	0,	0,	-0,408
12	LANE1	11	12,5	1	0,	12,501	0,	0,	-0,4079
13	LANE1	12	14,998	1	0,	14,999	0,	0,	-0,3058
14	LANE1	13	15,	1	0,	15,001	0,	0,	-0,3057
15	LANE1	14	17,498	1	0,	17,499	0,	0,	-0,2124
16	LANE1	15	17,5	1	0,	17,501	0,	0,	-0,2123
17	LANE1	16	19,998	1	0,	19,999	0,	0,	-0,1293
18	LANE1	17	20,	1	0,	20,001	0,	0,	-0,1293
19	LANE1	18	22,498	1	0,	22,499	0,	0,	-0,058
20	LANE1	19	22,5	1	0,	22,501	0,	0,	-0,058
21	LANE1	20	24,998	1	0,	24,999	0,	0,	-2,036E-05
22	LANE1	21	25,	1	0,	25,001	0,	0,	2,036E-05
23	LANE1	22	27,998	1	0,	27,999	0,	0,	0,0509
24	LANE1	23	28,	1	0,	28,001	0,	0,	0,0509
25	LANE1	24	30,998	1	0,	30,999	0,	0,	0,0833
26	LANE1	25	31,	1	0,	31,001	0,	0,	0,0833
27	LANE1	26	33,998	1	0,	33,999	0,	0,	0,0999
28	LANE1	27	34,	1	0,	34,001	0,	0,	0,0999
29	LANE1	28	36,998	1	0,	36,999	0,	0,	0,1034
30	LANE1	29	37,	1	0,	37,001	0,	0,	0,1034
31	LANE1	30	39,998	1	0,	39,999	0,	0,	0,0964
32	LANE1	31	40,	1	0,	40,001	0,	0,	0,0964
33	LANE1	32	42,998	1	0,	42,999	0,	0,	0,0818
34	LANE1	33	43,	1	0,	43,001	0,	0,	0,0818
35	LANE1	34	45,998	1	0,	45,999	0,	0,	0,0621
36	LANE1	35	46,	1	0,	46,001	0,	0,	0,0621
37	LANE1	36	48,998	1	0,	48,999	0,	0,	0,0401
38	LANE1	37	49,	1	0,	49,001	0,	0,	0,0401
39	LANE1	38	51,998	1	0,	51,999	0,	0,	0,0185
40	LANE1	39	52,	1	0,	52,001	0,	0,	0,0185
41	LANE1	40	54,998	1	0,	54,999	0,	0,	5,357E-06
42	LANE1	41	55,	1	0,	55,001	0,	0,	-5,357E-06
43	LANE1	42	57,498	1	0,	57,499	0,	0,	-0,0114
44	LANE1	43	57,5	1	0,	57,501	0,	0,	-0,0115
45	LANE1	44	59,998	1	0,	59,999	0,	0,	-0,0193
46	LANE1	45	60,	1	0,	60,001	0,	0,	-0,0193
47	LANE1	46	62,498	1	0,	62,499	0,	0,	-0,0239
48	LANE1	47	62,5	1	0,	62,501	0,	0,	-0,0239
49	LANE1	48	64,998	1	0,	64,999	0,	0,	-0,0257
50	LANE1	49	65,	1	0,	65,001	0,	0,	-0,0257
51	LANE1	50	67,498	1	0,	67,499	0,	0,	-0,0251
52	LANE1	51	67,5	1	0,	67,501	0,	0,	-0,0251
53	LANE1	52	69,998	1	0,	69,999	0,	0,	-0,0225
54	LANE1	53	70,	1	0,	70,001	0,	0,	-0,0225
55	LANE1	54	72,498	1	0,	72,499	0,	0,	-0,0183
56	LANE1	55	72,5	1	0,	72,501	0,	0,	-0,0183
57	LANE1	56	74,998	1	0,	74,999	0,	0,	-0,0129
58	LANE1	57	75,	1	0,	75,001	0,	0,	-0,0129
59	LANE1	58	77,498	1	0,	77,499	0,	0,	-6,632E-03
60	LANE1	59	77,5	1	0,	77,501	0,	0,	-6,627E-03
61	LANE1	60	79,998	1	0,	79,999	0,	0,	-2,679E-06

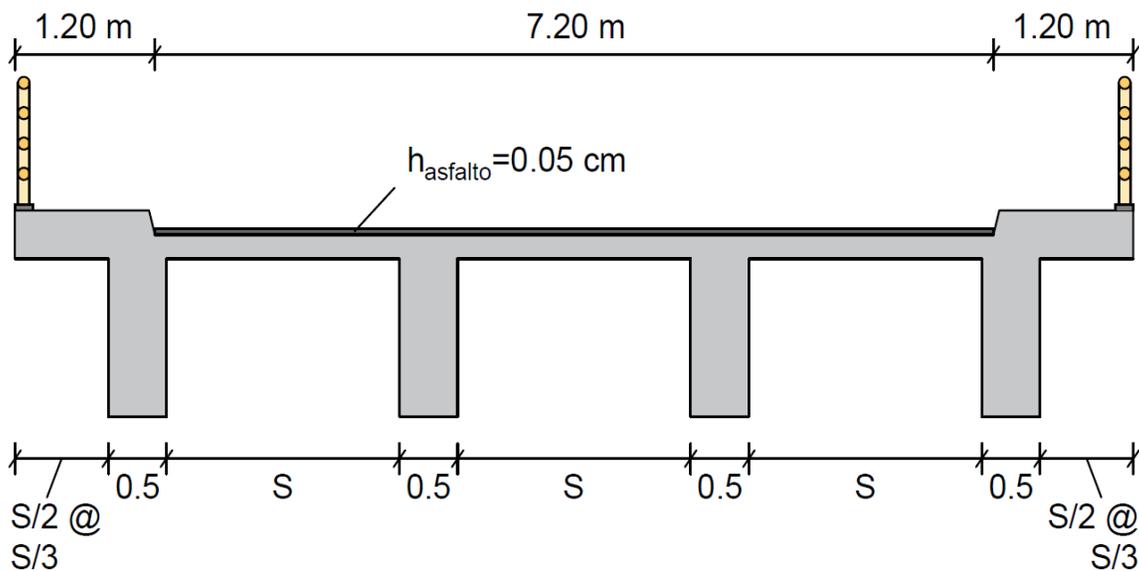
**Tabla N° 15.** Valores de las líneas de influencia para la reacción V(100) modelado en SAP2000. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

### 13. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE DE CONCRETO ARMADO

Para poder realizar el diseño de un puente vehicular continuo se requiere de una serie de análisis de las estructuras que poseen las partes superior e inferior de un puente, a las cuales se les conoce como la superestructura y subestructura del puente.

En esta investigación de tesis únicamente analizaremos a la superestructura de un puente la cual estará conformada de una losa o tablero, vigas de concreto armado y de acero estructural, veredas, barandas y la carpeta asfáltica de la losa. Se analizarán las estructuras según las cargas muertas y vivas del puente vehicular continuo, ya que la superestructura es la que recibe y soporta estos dos tipos de cargas.

En la siguiente imagen se muestran gráficamente los datos iniciales para comenzar a diseñar la superestructura del puente continuo de tres tramos; el primer tramo de 25 m, el segundo tramo de 30 m y el tercer tramo de 25 m. El puente contará con dos carriles uno de ida y otro de vuelta de 3.60 m cada uno, veredas a ambos lados de un ancho de 1.20 m cada una. Para este diseño se considerarán 4 vigas "T", asfalto con altura de 5 cm, el peso de la baranda es de 100 kg/m y la carga peatonal es de 360 kg/m<sup>2</sup>.



**Figura N° 33.** Propuesta de sección Transversal de la superestructura para un nuevo Puente Vehicular Continuo Inca Moya. Elaboración propia.

### 13.1. PREDIMENSIONAMIENTO

Se comienza el predimensionamiento con el cálculo de “S”, que significa el espaciamiento entre las caras de las vigas T. Para este cálculo analizamos dos posibles casos para el valor de los volados del puente.

$$\text{Para } S/2 \rightarrow 4S + 2.0 = 9.60 \rightarrow S = 1.90 \text{ m}$$

$$\text{Para } S/3 \rightarrow 3.67S + 2.0 = 9.60 \rightarrow S = 2.07 \text{ m}$$

Sacando un promedio del resultado de los dos posibles casos, nos dará el siguiente resultado de “S”:

$$S = \frac{1.90 + 2.07}{2} = 2.00 \text{ m}$$

Una vez calculado el valor de “S” se procede a hallar el valor de los volados del puente de la siguiente manera:

$$\text{volado} = \frac{9.60 \text{ m} - 3 * (2.00 \text{ m}) - 2.00 \text{ m}}{2}$$

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

Para calcular el valor de la altura de la losa y de la altura de la viga T, utilizamos los criterios de la Tabla N° 1, de donde tomamos las fórmulas para tramos continuos de concreto armado.

Calculando la altura de la losa “ $h_{LOSA}$ ”:

$$h_{LOSA} = \frac{S + 3.00}{30} \geq 0.165 \text{ m}$$

$$h_{LOSA} = \frac{2.0 + 3.00}{30} = 0.167 \text{ m} \geq 0.165 \text{ m}$$

Como el valor calculado de la altura de la losa cumple con los requisitos de ser mayor o igual a 0.165 m, entonces podemos considerar la altura de la losa como:

$$h_{LOSA} = 0.20 \text{ m}$$

Calculando la altura de la viga " $h_{VIGA}$ "

$$h_{VIGA} = 0.065L$$

Reemplazamos el valor de "L", el cual viene a ser la longitud más crítica de los tramos del puente continuo, por lo tanto usamos el valor del tramo intermedio  $L = 30 \text{ m}$ .

$$h_{VIGA} = 0.065 * 30 = 1.95 \text{ m}$$

### 13.2. METRADO DE CARGAS POR VIGA

Para realizar el metrado de cargas debemos considerar el peso de las cargas muertas como el peso de la losa, de las vigas, de las veredas, de las barandas y del asfalto, y el peso de las cargas vivas como el peso de los peatones y de los camiones de diseño.

Peso de la losa	$(2.40)(0.20)(9.60)/4 = 1.1520 \text{ T/m}$
Peso de la viga	$(2.40)(1.75)(0.50) = 2.1000 \text{ T/m}$
Peso de la vereda	$(2.40)(1.20)(0.20) = 0.5760 \text{ T/m}$
Peso de la baranda	$0.10 = 0.1000 \text{ T/m}$
	<b>PESO TOTAL = 3.9280 T/m</b>
 Peso del asfalto	 $(2.25)(0.05)(7.20)/4 = 0.2025 \text{ T/m}$
 Peso de la carga peatonal	 $(0.36)(1.20)(2)/4 = 0.2160 \text{ T/m}$

### 13.3. DIAGRAMAS DE MOMENTO DE LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS POR VIGA

Luego de calcular el metrado de cargas por viga, utilizamos los valores obtenidos en el metrado de cargas por viga para graficar los diagramas de momentos, y de esta manera poder encontrar los valores del momento máximo por carga muerta y por carga viva. A continuación se muestran los diagramas de momentos:

Carga Muerta de la superestructura = 3.9280 T/m

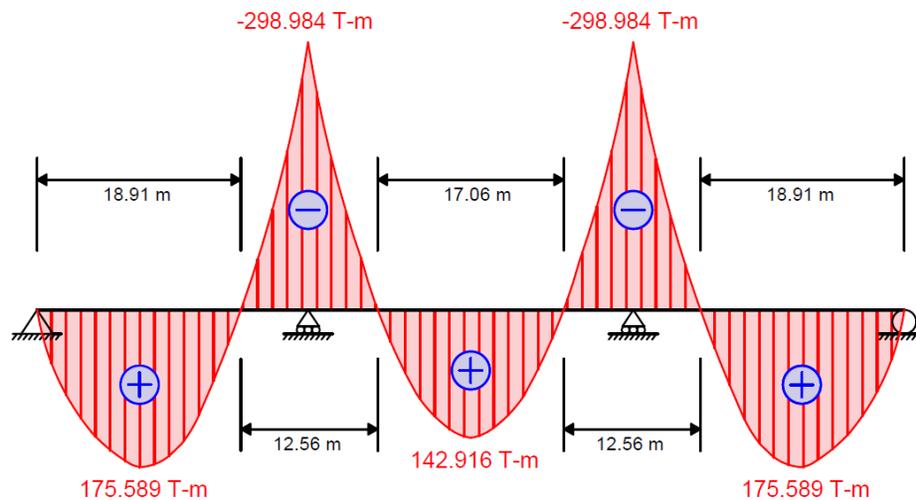


Figura N° 34. Diagrama de Momentos para DC = 3.9280 T/m. Elaboración propia.

Carga Muerta de la carpeta de rodadura = 0.2025 T/m

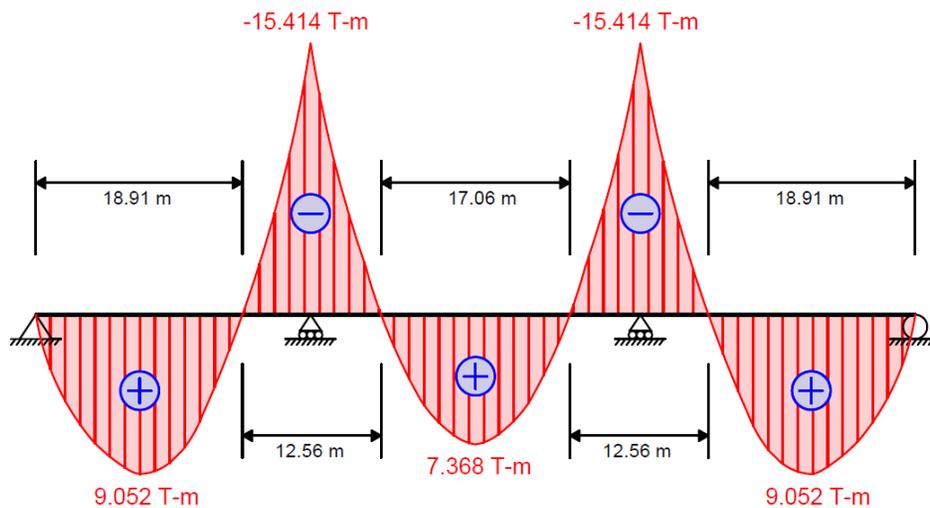
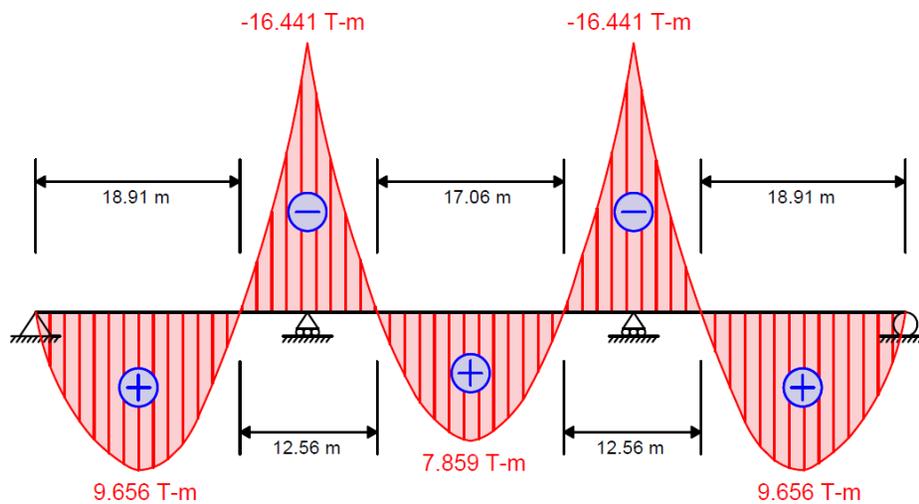


Figura N° 35. Diagrama de Momentos para DW = 0.2025 T/m. Elaboración propia.

Carga Viva peatonal = 0.2160 T/m



**Figura N° 36.** Diagrama de Momentos para  $PL = 0.2160 \text{ T/m}$ . Elaboración propia.

Como los momentos máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, buscamos los valores en la cara izquierda y derecha de los apoyos intermedios, los cuales están ubicados a  $25 \text{ cm}$  del centro de cada apoyo intermedio, luego se utilizarán los valores más críticos de los momentos máximos, los cuales ya se muestran calculados a continuación:

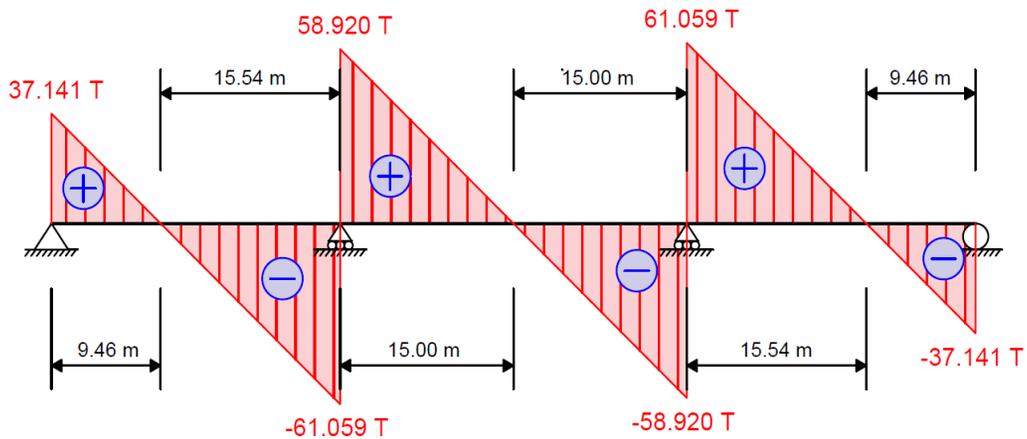
- ✓ Momento máximo de la Carga Muerta de la superestructura ubicada en  $X = 25.25\text{m}; 54.75\text{m}$  es igual a  $284.377 \text{ T}\cdot\text{m}$
- ✓ Momento máximo de la Carga Muerta de la carpeta de rodadura ubicada en  $X = 25.25\text{m}; 54.75\text{m}$  es igual a  $14.661 \text{ T}\cdot\text{m}$
- ✓ Momento máximo de la Carga Viva peatonal ubicada en  $X = 25.25\text{m}; 54.75\text{m}$  es igual a  $15.638 \text{ T}\cdot\text{m}$

Estos tres momentos críticos serán utilizados más adelante para el cálculo del momento último ( $M_u$ ).

### 13.4. DIAGRAMAS DE CORTANTE DE LAS CARGAS MUERTAS Y VIVAS POR VIGA

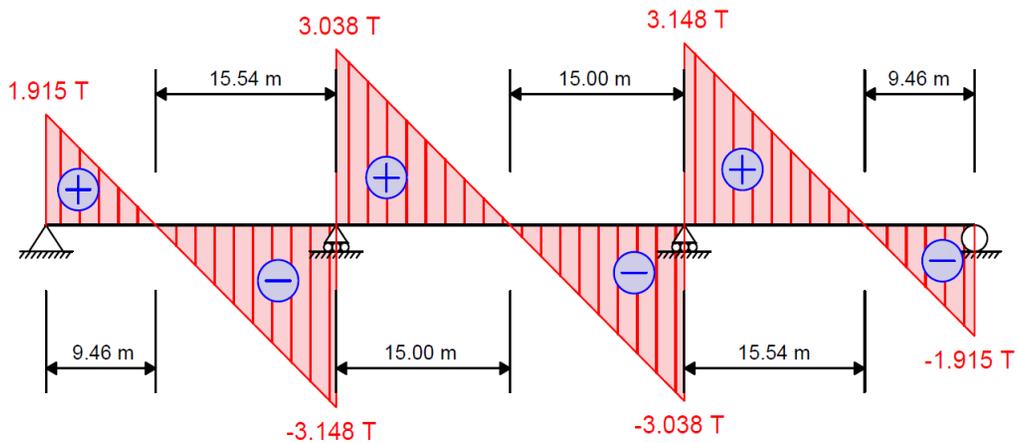
De la misma manera que se graficaron los diagramas de momentos, graficaremos los diagramas de cortantes del metrado de cargas por viga, utilizamos los valores de la carga muerta y carga viva para graficar los diagramas de cortantes, y de esta manera poder encontrar los valores del cortante máximo por carga muerta y por carga viva. A continuación se muestran los diagramas de cortantes graficados:

Carga Muerta de la superestructura =  $3.9280 \text{ T/m}$



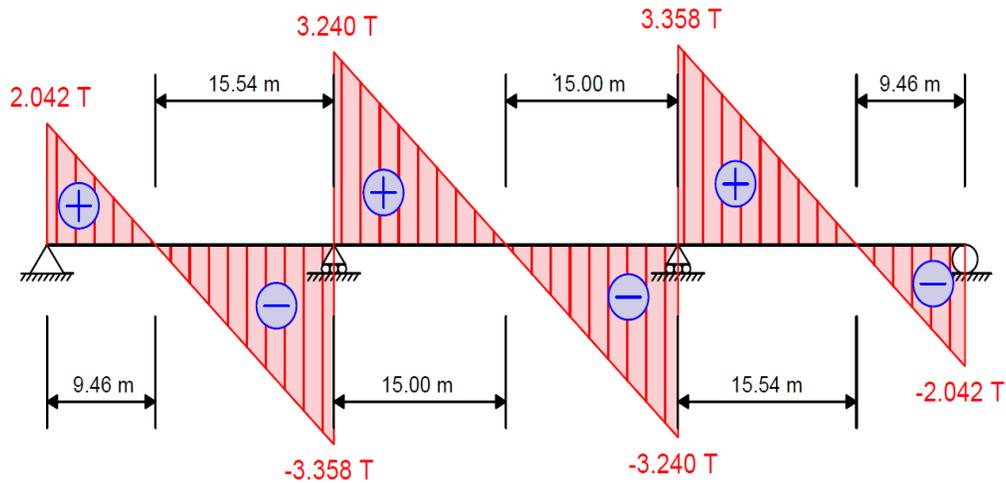
**Figura N° 37.** Diagrama de Cortantes para DC =  $3.9280 \text{ T/m}$ . Elaboración propia.

Carga Muerta de la carpeta de rodadura =  $0.2025 \text{ T/m}$



**Figura N° 38.** Diagrama de Cortantes para DW =  $0.2025 \text{ T/m}$ . Elaboración propia.

Carga Viva peatonal =  $0.2160 \text{ T/m}$



**Figura N° 39.** Diagrama de Cortantes para  $PL = 0.2160 \text{ T/m}$ . Elaboración propia.

Como los cortantes máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, entonces asumiremos el cortante máximo a una distancia de  $0.25 \text{ m}$  más el peralte efectivo ( $d = 1.80 \text{ m}$ ) a cada lado de los apoyos intermedios dando una distancia total de  $2.05 \text{ m}$ , y se utilizarán los valores más críticos de los cortantes máximos, los cuales se muestran a continuación:

- ✓ Cortante máximo de la Carga Muerta de la superestructura ubicada en  $X = 22.95\text{m}; 57.05\text{m}$  es igual a  $53.010 \text{ T}$
- ✓ Cortante máximo de la Carga Muerta de la carpeta de rodadura ubicada en  $X = 22.95\text{m}; 57.05\text{m}$  es igual a  $2.733 \text{ T}$
- ✓ Cortante máximo de la Carga Viva peatonal ubicada en  $X = 22.95\text{m}; 57.05\text{m}$  es igual a  $2.915 \text{ T}$

Estos tres cortantes críticos serán utilizados más adelante para el cálculo del cortante último ( $V_u$ ).

### 13.5. LÍNEAS DE INFLUENCIA PARA ESFUERZOS MÁXIMOS DE CARGA

Para el cálculo de la sobrecarga o carga viva vehicular sobre las calzadas del puente continuo se necesita la expresión gráfica de las líneas de influencia de los puntos que representan los esfuerzos máximos. Para los siguientes análisis usaremos los esfuerzos de momentos y cortantes máximos.

#### 13.5.1. Momento de carga viva del camión de diseño.

Para este análisis necesitaremos los valores más críticos de las líneas de influencia para momentos, los cuales se detallaron en la Tabla N° 10. Se utilizará las líneas de influencia para el momento  $M_B$  o  $M(200)$  ya que es la más crítica y la que presenta áreas más altas.

Se utilizará la sobrecarga vehicular de diseño HL-93K ya que el puente continuo presenta gran longitud y el camión de diseño se encarga de transmitir mayores efectos sobre la calzada de los puentes que poseen luces más largas.

Para este caso como se trata de momentos negativos en apoyos intermedios, se usarán dos camiones de diseño para maximizar así la sobrecarga vehicular, cumpliendo los criterios ya explicados para la Figura N° 07. A continuación se detalla lo explicado:

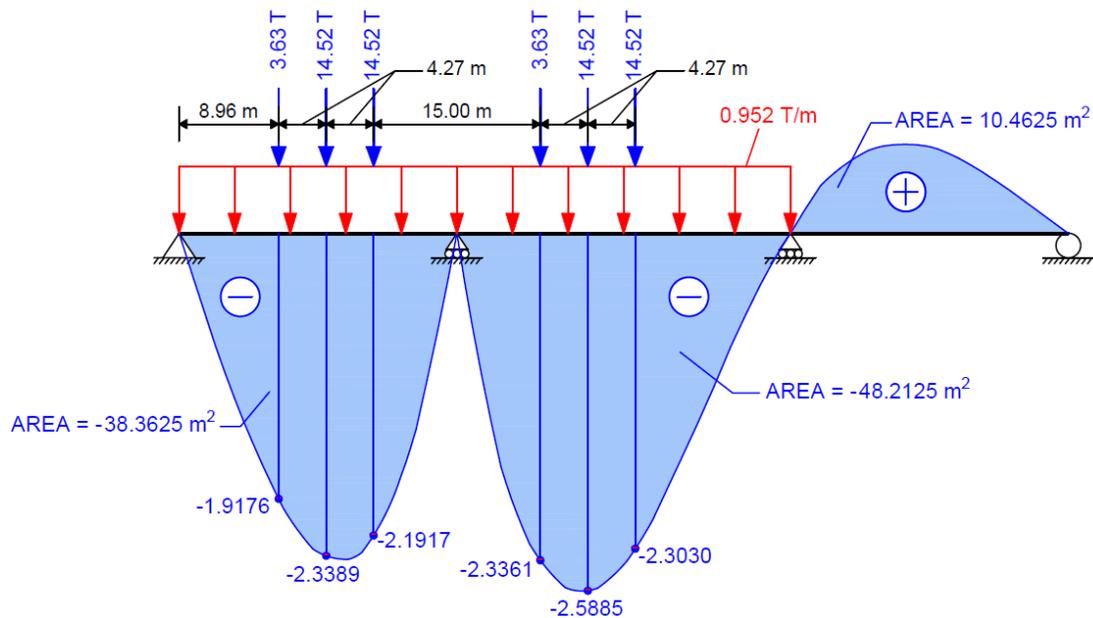


Figura N° 40. Momento de carga viva para dos camiones de diseño. Elaboración propia.

Una vez que se tienen los valores de las líneas de influencia y sus áreas pasamos a simular y analizar los esfuerzos con los dos camiones de diseño más la carga de carril de diseño, por lo tanto el análisis del momento viene a ser de la siguiente manera:

$$M_{TRUCK} = [3.63(-1.9176) + 14.52(-2.3389 - 2.1917)] \\ + [3.63(-2.3361) + 14.52(-2.5885 - 2.3030)]$$

$$M_{TRUCK} = -152.250 \text{ T.m}$$

$$M_{LANE} = 0.952(AREA^- TOTAL) = 0.952(-38.3625 - 48.2125)$$

$$M_{LANE} = 0.952(-86.575) = -82.419 \text{ T.m}$$

Luego hallamos el momento máximo de la sobrecarga vehicular, la cual consiste en la suma del momento del camión de diseño multiplicado por el factor de impacto (1.33) más el momento de la carga de carril de diseño. Por utilizarse dos camiones de diseño en el apoyo interior, el resultado final debe ser considerado al 90%.

$$M_{MAX} = 0.9[-152.250(1.33) - 82.419]$$

$$M_{MAX} = 256.420 \text{ T.m}$$

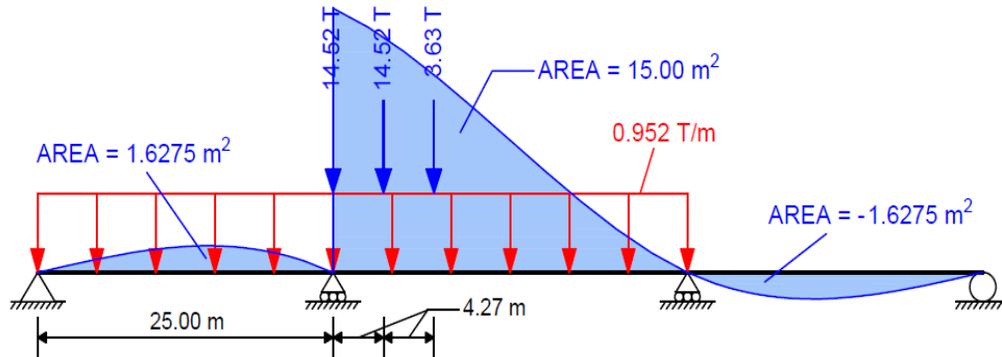
Este momento máximo por sobrecarga vehicular será utilizado más adelante para el cálculo del momento último ( $M_u$ ).

### **13.5.2. Cortante de carga viva del camión de diseño.**

Para este análisis necesitaremos los valores más críticos de las líneas de influencia para cortantes, los cuales se detallaron en la Tabla N° 10. Se utilizará las líneas de influencia para el cortante V(200) ya que es la más crítica y la que presenta áreas más altas.

Al igual que para el momento de carga viva, para el análisis del cortante de carga viva también se usará la misma sobrecarga vehicular de diseño HL-93K.

Para este caso solamente se usará un camión de diseño y se colocará el eje más pesado al inicio del segundo apoyo interno, ya que es ahí donde las líneas de influencia presentan su valor más alto. En la siguiente gráfica se detalla lo explicado:



**Figura N° 41.** Cortante de carga viva para un camión de diseño. Elaboración propia.

Una vez que se tienen los valores de las líneas de influencia y sus áreas pasamos a simular y analizar los esfuerzos con el camión de diseño más la carga de carril de diseño, por lo tanto el análisis del cortante viene a ser de la siguiente manera:

$$V_{TRUCK} = 14.52(1) + 14.52(0.8904) + 3.63(0.7482)$$

$$V_{TRUCK} = 30.165 \text{ T}$$

$$V_{LANE} = 0.952(AREA^+ \text{ TOTAL}) = 0.952(1.6275 + 15.00)$$

$$V_{LANE} = 0.952(16.6275) = 15.829 \text{ T}$$

Luego hallamos el cortante máximo de la sobrecarga vehicular, la cual consiste en la suma del cortante del camión de diseño multiplicado por el factor de impacto (1.33) más el cortante de la carga de carril de diseño.

$$V_{MAX} = 30.165(1.33) + 15.829$$

$$V_{MAX} = 55.949 \text{ T}$$

Este cortante máximo por sobrecarga vehicular será utilizado más adelante para el cálculo del cortante último ( $V_U$ ).

### 13.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA INTERNA

Primero calculamos el ancho efectivo del ala de la viga interna siguiendo los parámetros explicados anteriormente para la Figura N° 09.

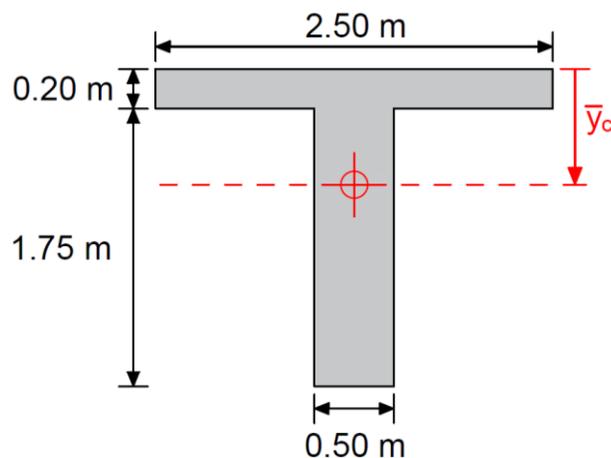
Para vigas interiores:

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} L_{efect} \\ 12h_s + b_w \\ \text{Espaciamiento entre ejes de vigas} \end{array} \right\}$$

El ancho efectivo es dependiente de la longitud efectiva " $L_{efect}$ ", ésta se define como la distancia entre los puntos de inflexión para cargas muertas o permanentes en tramos continuos, los cuales fueron graficados y explicadas anteriormente en los diagramas de momentos de las cargas muertas. De las figuras N° 34, 35 y 36 pudimos obtener el valor más crítico de la longitud efectiva, el cual es 18.91 m.

$$b_{ei} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4}(18.91) = 4.73 \text{ m} \\ 12(0.2) + 0.5 = 2.90 \text{ m} \\ S = 2.5 \text{ m} \end{array} \right\}$$

El valor mínimo es el que gobierna, por lo tanto  $b_{ei} = 2.5 \text{ m}$



**Figura N° 42.** Dimensiones de la viga interna. Elaboración propia.

Ahora calcularemos los valores de  $\bar{y}_c$  y del área de la viga interna:

$$\bar{y}_c = \frac{(2.50)(0.20)(0.10) + (1.75)(0.50)(1.075)}{(2.50)(0.20) + (1.75)(0.50)}$$

$$\bar{y}_c = 0.7205 \text{ m}$$

$$AREA = (2.50)(0.20) + (1.75)(0.50)$$

$$AREA = 1.3750 \text{ m}^2$$

Continuamos con el cálculo del momento de inercia "I" de la viga interna:

$$I = \frac{(2.50)(0.20)^3}{12} + (2.50)(0.20)(0.7205 - 0.10)^2 + \frac{(0.50)(1.75)^3}{12} + (0.50)(1.75)(0.875 - 0.7205)^2$$

$$I = 0.4384 \text{ m}^4$$

Por ultimo pasamos al cálculo del parámetro de rigidez longitudinal " $K_g$ ", el cual depende también de " $e_g$ "

$e_g =$  Distancia entre los ejes de la losa y la viga.

$$e_g = 0.875 \text{ m} - 0.10 \text{ m} = 0.775 \text{ m}$$

Reemplazamos todos los datos calculados anteriormente para hallar el parámetro de rigidez longitudinal " $K_g$ " de la siguiente manera:

$$K_g = n(I + A \cdot e_g^2) = 1(0.4384 + (1.3750)(0.7750)^2)$$

$$K_g = 1.2643 \text{ m}^4$$

Este valor calculado de " $K_g$ " servirá más adelante para poder calcular el factor de distribución de las sobrecargas para momentos y cortantes por carril en vigas internas.

### 13.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA EXTERNA

Al igual que para la viga interna primero calculamos el ancho efectivo del ala de la viga externa siguiendo los parámetros explicados anteriormente para la Figura N° 09.

Para vigas exteriores:

$$b_e - \frac{b_{ei}}{2} \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{8} \\ 6h_s + b_w/2 \\ \text{Ancho del voladizo} \end{array} \right\}$$

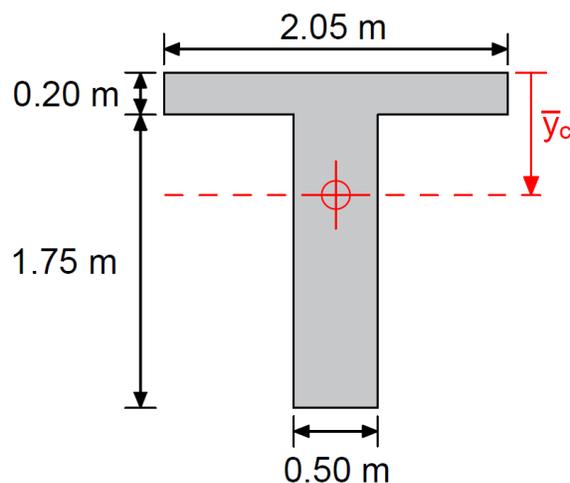
Reemplazando los datos:

$$b_e - \frac{2.50}{2} \left\{ \begin{array}{l} \frac{18.91}{8} = 2.36 \text{ m} \\ 6(0.2) + 0.5/2 = 1.45 \text{ m} \\ 0.80 \text{ m} \end{array} \right\}$$

El valor mínimo es el que gobierna, por lo tanto escogemos primero el valor del voladizo 0.80 m para continuar con el cálculo de  $b_e$ :

$$b_e - \frac{2.50}{2} \leq 0.80 \text{ m}$$

$$b_e = 2.05 \text{ m}$$



**Figura N° 43.** Dimensiones de la viga externa. Elaboración propia.

Ahora calcularemos los valores de  $\bar{y}_c$  y del área de la viga interna:

$$\bar{y}_c = \frac{(2.05)(0.20)(0.10) + (1.75)(0.50)(1.075)}{(2.05)(0.20) + (1.75)(0.50)}$$

$$\bar{y}_c = 0.7639 \text{ m}$$

$$AREA = (2.05)(0.20) + (1.75)(0.50)$$

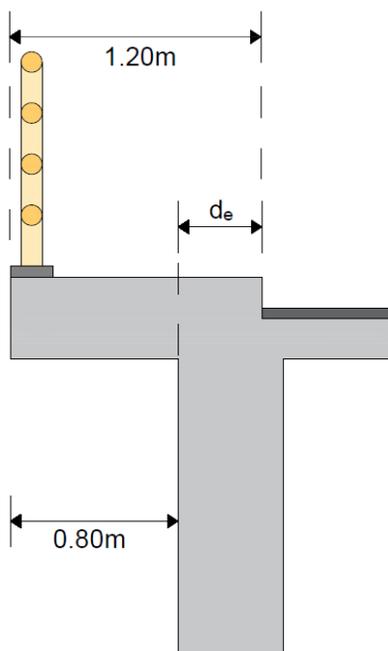
$$AREA = 1.2850 \text{ m}^2$$

Continuamos con el cálculo del momento de inercia "I" de la viga interna:

$$I = \frac{(2.05)(0.20)^3}{12} + (2.05)(0.20)(0.7639 - 0.10)^2 + \frac{(0.50)(1.75)^3}{12} + (0.50)(1.75)(0.875 - 0.7639)^2$$

$$I = 0.4162 \text{ m}^4$$

Por ultimo pasamos al cálculo del factor de corrección "e", el cual depende también de " $d_e$ ". En la siguiente figura se detalla gráficamente la distancia de " $d_e$ ":



**Figura N° 44.** Distancia " $d_e$ " en el volado del puente. Elaboración propia.

$d_e =$  Distancia entre el alma exterior de la viga exterior y el borde interior del sardinel o barrera para el tráfico.

$$d_e = -0.40 \text{ m} = -400 \text{ mm}$$

El parámetro "de" debe ser tomado como positivo si el alma de la viga exterior esta hacia dentro del sardinel o barrera para el tráfico y negativo si se encuentra hacia afuera. Según los rangos de aplicabilidad detallados en la Tabla N° 6 el valor de " $d_e$ " debe encontrarse entre el rango de aplicabilidad de  $-300 \text{ mm} \leq d_e \leq 1700 \text{ mm}$ , por lo tanto el valor hallado no cumple con los requisitos para poder ser usado más adelante en el cálculo del factor de corrección "e".

### **13.8. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS PARA MOMENTO**

Como ya se explicó anteriormente, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para momento se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas Te.

#### **13.8.1. Vigas Interiores.**

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 5.

Se sabe que el puente es de tres tramos de diferentes longitudes por tramos (25 m y 30 m), pero para el reemplazo de los datos en las próximas fórmulas de factor de distribución únicamente se considerará  $L = 25 \text{ m}$  ya que mientras menos distancia tiene la longitud del tramo, el valor del factor de distribución es más crítico.

**Para un carril de diseño cargado.**

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SI$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior,  $M$  = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para  $L = 25$  m:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{25000}\right)^{0.3} \left(\frac{1.2643(10^{12})}{(25000)(200)^3}\right)^{0.1}$$

$$mg_M^{SI} = 0.4750$$

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$MI$  = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior,  $M$  = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para  $L = 25$  m:

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{25000}\right)^{0.2} \left(\frac{1.2643(10^{12})}{(25000)(200)^3}\right)^{0.1}$$

$$mg_M^{MI} = 0.6556$$

Por lo tanto, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de  $mg_M^{MI} = 0.6556$  debido a que es el valor más alto de todos los que se calcularon.

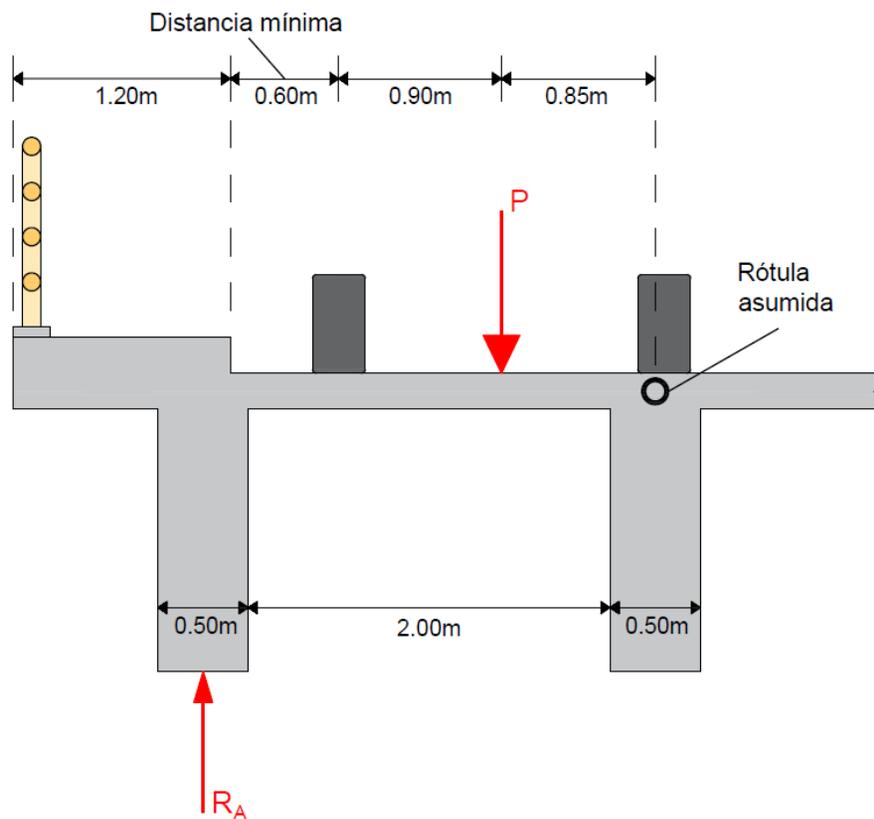
### 13.8.2. Vigas Exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 6.

#### *Para un carril de diseño cargado.*

Se utiliza la Ley de Momentos explicada anteriormente en la Figura N° 8.

Realizamos la sumatoria de momentos respecto al apoyo externo para poder hallar la reacción del apoyo interno. Al hallar la reacción, se multiplicará por el factor de presencia múltiple ( $m$ ) y así tener el valor del factor de distribución de la sobrecarga para momento. A continuación se muestra en la siguiente imagen la manera de aplicación de la ley de momentos respecto al apoyo interno del puente considerando la carga "P" como la resultante de las cargas de las dos llantas del camión de diseño:



**Figura N° 45.** Ley de Momentos respecto al apoyo interno. Elaboración propia.

Aplicando sumatoria de momentos respecto al apoyo interno:

$$R_A(2.50) = P(0.85)$$

$$R_A = g_M^{SE} = 0.340P$$

Multiplicando por el factor de presencia múltiple ( $m = 1.2$ )

$$mg_M^{SE} = 1.2(0.340) = 0.4080$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SE$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior,  $M$  = Momento

*Para dos o más carriles de diseño cargado.*

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_M^{ME} = emg_M^{MI}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$ME$  = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior,  $M$  = Momento

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

El valor " $d_e$ " fue hallado anteriormente en la Figura N° 44, y no cumple con el rango de aplicabilidad anulando el valor de " $e$ ".

Por lo tanto, el factor de distribución de la fórmula para múltiples carriles también queda anulada:

$$mg_M^{ME} = 0$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga externa, es el valor de  $mg_M^{SE} = 0.4080$  debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

### 13.9. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS PARA CORTANTE

Al igual que los factores de distribución para momento, los factores de distribución para cortante deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para cortante se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas Te.

#### 13.9.1. Vigas Interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 7.

*Para un carril de diseño cargado.*

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SI$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior,  $V$  = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{2000}{7600}$$

$$mg_V^{SI} = 0.6232$$

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$MI$  = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior,  $V$  = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^{2.0}$$

$$mg_V^{MI} = 0.7206$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de  $mg_V^{MI} = 0.7206$  debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

**13.9.2. Vigas Exteriores.**

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 8.

**Para un carril de diseño cargado.**

Se utiliza la Ley de Momentos, la cual dará el mismo valor ya explicado y calculado anteriormente en la Figura N° 45.

$$mg_V^{SE} = 1.2(0.340) = 0.4080$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SE$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior,  $V$  = Cortante

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_V^{ME} = emg_V^{MI}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$ME$  = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior,  $V$  = Cortante

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

El valor " $d_e$ " fue hallado anteriormente en la Figura N° 44, y no cumple con el rango de aplicabilidad anulando el valor de " $e$ ".

Por lo tanto, el factor de distribución de la fórmula para múltiples carriles también queda anulada:

$$mg_V^{ME} = 0$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga externa, es el valor obtenido por la Ley de Momentos  $mg_V^{SE} = 0.4080$  debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

### **13.10. DISEÑO DE LA VIGA INTERNA**

Para el diseño de la viga interna primero debemos analizar el tipo de estado límite que se usará para después pasar al cálculo del momento último y del cortante último, los cuales sirven para hallar la cantidad de varillas de refuerzo necesarias para soportar todas las cargas vivas y muertas de la superestructura del puente, y hallar también la distribución respectiva de los estribos a lo largo de la viga.

Para el cálculo del momento último y cortante último de este puente se usará el estado límite de Resistencia I, por lo tanto se requiere de los factores de carga y de la combinación de cargas respectivas, especificadas anteriormente en las Tablas N° 2 y 3.

### 13.10.1. Análisis del Momento Último.

De los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de momentos de cargas muertas y cargas vivas por viga y del momento máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del momento último de la viga interna:

$$M_U = n[\gamma_{DC}M_{DC} + \gamma_{DW}M_{DW} + \gamma_{PL}M_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_M^{MI})(FPM)(M_{MAX})]$$

$$M_U = 1[1.25(284.377) + 1.50(14.661) + 1.75(15.638) \\ + 1.75(0.6556)(1)(256.420)]$$

$$M_U = 699.020 \text{ T.m}$$

### 13.10.2. Análisis del Cortante Último.

De los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de cortantes de cargas muertas y cargas vivas por viga y del cortante máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del cortante último de la viga interna:

$$V_U = n[\gamma_{DC}V_{DC} + \gamma_{DW}V_{DW} + \gamma_{PL}V_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_V^{MI})(FPM)(V_{MAX})]$$

$$V_U = 1[1.25(53.010) + 1.50(2.733) + 1.75(2.915) \\ + 1.75(0.7206)(1)(55.949)]$$

$$V_U = 146.018 \text{ T}$$

### 13.10.3. Cálculo del Acero Principal.

Para este cálculo nos basamos en los valores que se muestran en la Tabla de Diseño en Flexión del Anexo 2, de la cual debemos calcular un valor  $K_U$  de la siguiente ecuación:

$$K_U = \frac{M_U}{b_e d^2}$$

Donde:

- ✓  $M_U$  : Momento último
- ✓  $b_e$  : Ancho efectivo
- ✓  $d$  : Peralte efectivo (Se asumirá  $d = 1.80$  m)

Entonces, reemplazamos los datos en la ecuación de  $K_U$  para el análisis de varillas de refuerzo en la parte superior o acero negativo de la viga interna:

$$K_U = \frac{699.020 \times 10^5}{50(180)^2} = 43.1494$$

De la tabla hallamos la cuantía " $\rho$ ", de la cual interpolamos para un  $K_U = 43.1494$  y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo o acero negativo a utilizar.

$$\frac{1.28\% - 1.30\%}{42.90 - 43.49} = \frac{1.28\% - X}{42.90 - 43.1494}$$

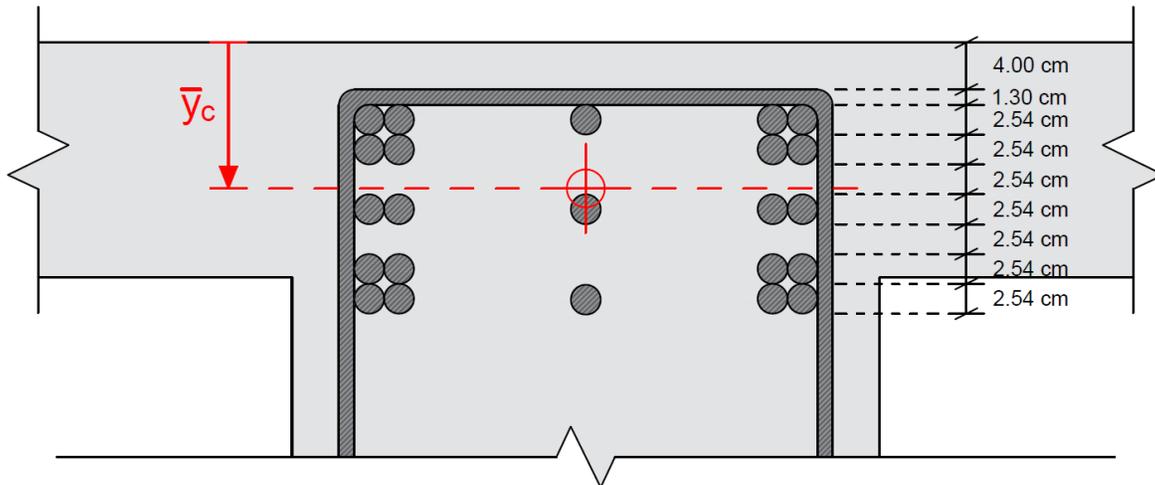
$$X = \rho = 1.2885\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.012885)(50)(180) = 115.965 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" ( $5.1 \text{ cm}^2$ ), por lo tanto:

$$A_s = \frac{115.965 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 22.74 \approx 23 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente para la parte superior de la viga interna se utilizarán 23 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente imagen:



**Figura Nº 46.** Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga interna.

Elaboración propia.

De la última figura, verificamos si el peralte efectivo que se asumió para el cálculo de varillas de refuerzo fue el correcto.

$$\begin{aligned}
 \bar{y}_c(23)(5.1) &= 5(5.1) \left( 5.3 + \frac{2.54}{2} \right) + 4(5.1) \left( 5.3 + 2.54 + \frac{2.54}{2} \right) \\
 &+ 5(5.1) \left( 5.3 + 3(2.54) + \frac{2.54}{2} \right) \\
 &+ 4(5.1) \left( 5.3 + 5(2.54) + \frac{2.54}{2} \right) \\
 &+ 5(5.1) \left( 5.3 + 6(2.54) + \frac{2.54}{2} \right)
 \end{aligned}$$

$$\bar{y}_c = 14.19 \text{ cm}$$

$$d = 195 \text{ cm} - 14.19 \text{ cm} = 180.81 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la suposición del peralte efectivo que se utilizó anteriormente para el cálculo de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga fue correcta.

Ahora, reemplazamos los datos en la ecuación de  $K_U$  para el análisis de varillas de refuerzo en la parte inferior o acero positivo de la viga interna:

$$K_U = \frac{699.020 \times 10^5}{250(180)^2} = 8.6299$$

De la tabla hallamos la cuantía " $\rho$ ", de la cual interpolamos para un  $K_U = 8.6299$  y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo o acero positivo a utilizar.

$$\frac{0.22\% - 0.24\%}{8.15 - 8.88} = \frac{0.22\% - X}{8.15 - 8.6299}$$

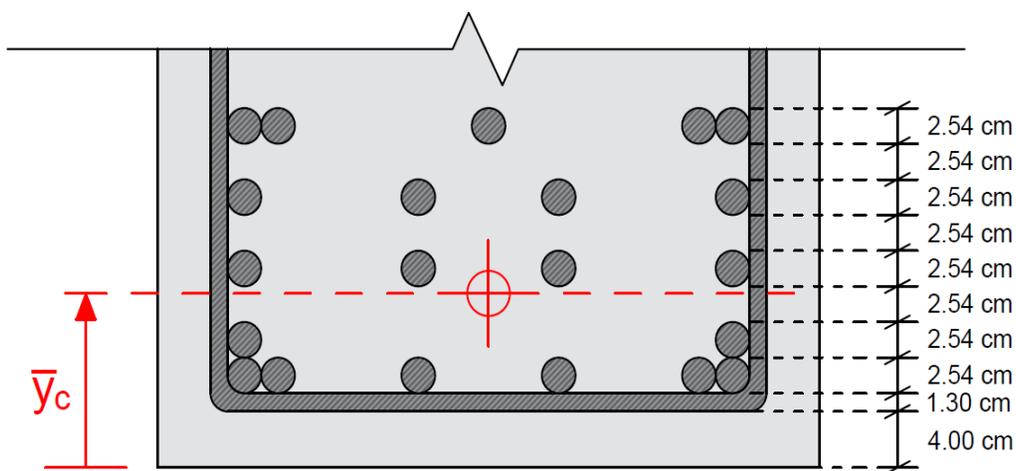
$$X = \rho = 0.2359\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.002359)(250)(180) = 106.155 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" ( $5.1 \text{ cm}^2$ ), por lo tanto:

$$A_s = \frac{106.155 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 20.82 \approx 21 \text{ } \phi 1"$$

Finalmente para la parte inferior de la viga interna se utilizarán 21 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente imagen:



**Figura N° 47.** Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga interna.

Elaboración propia.

Al igual que para la parte superior de la viga interna, de la última figura, verificamos si el peralte efectivo que se asumió para el cálculo de varillas de refuerzo fue el correcto.

$$\begin{aligned}\bar{y}_c(21)(5.1) &= 6(5.1) \left( 5.3 + \frac{2.54}{2} \right) + 2(5.1) \left( 5.3 + 2.54 + \frac{2.54}{2} \right) \\ &+ 4(5.1) \left( 5.3 + 3(2.54) + \frac{2.54}{2} \right) \\ &+ 4(5.1) \left( 5.3 + 5(2.54) + \frac{2.54}{2} \right) \\ &+ 5(5.1) \left( 5.3 + 7(2.54) + \frac{2.54}{2} \right)\end{aligned}$$

$$\bar{y}_c = 14.92 \text{ cm}$$

$$d = 195 \text{ cm} - 14.92 \text{ cm} = 180.08 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la suposición del peralte efectivo que se utilizó anteriormente para el cálculo de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga fue correcta.

#### 13.10.4. Resistencia de diseño de la Viga Te.

Para analizar si la resistencia de diseño cumple con lo analizado anteriormente, primero debemos analizar la forma de trabajo de la viga Te interna en las zonas de momentos, para este caso analizamos la viga con la posibilidad de trabajo para momento positivo o compresiones en la fibra superior de la viga.

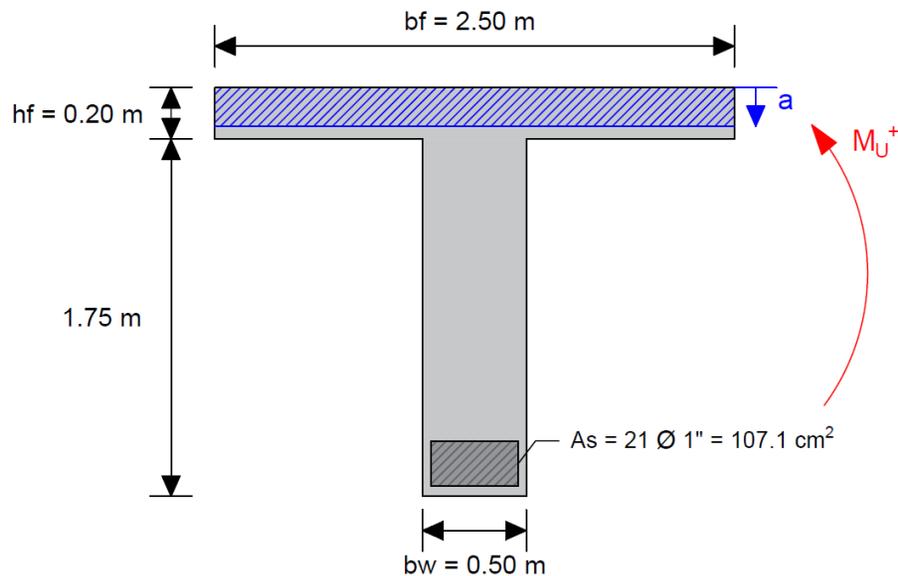
Para llevar a cabo el análisis se debe calcular el bloque equivalente de compresiones al cual se le denomina y conoce como “a” y es el equivalente a las compresiones reales que suceden en el concreto así como los esfuerzos y deformaciones que ocurren en él. Como en este caso analizaremos la fibra superior de la viga Te, existen dos posibles casos para analizar “a”, los cuales se muestran a continuación:

- ✓ **1º Caso:** Cuando el bloque de compresiones actúa en el ala (  $a \leq h_f$  )

La sección se diseña y se trabaja como una sección rectangular.

- ✓ **2º Caso:** Cuando el bloque de compresiones actúa en el alma ( $a > hf$ )  
La sección se diseña y se trabaja como una sección T.

A continuación, de la siguiente imagen determinaremos el caso que se usará para analizar la viga interna:



**Figura N° 48.** Análisis de la sección Te de la viga interna. Elaboración propia.

De la imagen, calculamos el valor del bloque de compresiones para determinar el caso con el que analizará la viga interna. Para hallar “a”, aplicamos la siguiente ecuación:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \rightarrow \text{Donde } \begin{cases} As = 107.1 \text{ cm}^2 \\ fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 250 \text{ cm} \end{cases}$$

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$a = \frac{(107.1)(4200)}{0.85(280)(250)} = 7.56 \text{ cm}$$

Ya que  $a < hf$ , el 1º Caso dice que la sección se debe analizar como rectangular.

Una vez que tenemos el valor del bloque de compresiones, pasamos al cálculo de la resistencia de diseño la cual se calculará de la siguiente ecuación:

$$\phi Mn = \phi As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \rightarrow \text{Donde } \begin{cases} \phi = 0.90 \\ As = 107.1 \text{ cm}^2 \\ fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ d = 180 \text{ cm} \\ a = 7.56 \text{ cm} \end{cases}$$

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$\begin{aligned} \phi Mn &= (0.9)(107.1)(4200)\left(180 - \frac{7.56}{2}\right) \\ \phi Mn &= 71340552.36 \text{ kg.cm} \approx 713.406 \text{ T.m} \end{aligned}$$

Entonces, como  $M_U < \phi Mn$ , la resistencia de diseño si cumple con la cantidad de varillas de refuerzo calculados para la viga interna.

#### 13.10.5. Diseño por Fatiga.

Como sabemos todo el diseño calculado anteriormente para la viga interna fue para un estado límite de Resistencia I y ahora para investigar el estado límite de Fatiga, debemos analizar la carga de Fatiga, y la sección agrietada para después finalizar con la verificación de esfuerzos, los cuales se explicarán a continuación:

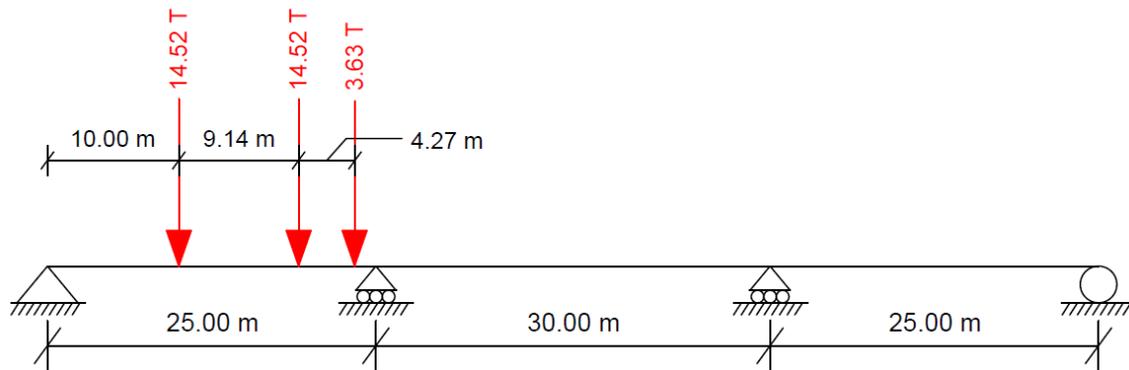
#### 13.10.6. Cargas de Fatiga.

Debe ser analizado por medio del camión de diseño, el cual debe cumplir con ciertos criterios de la AASHTO LRFD detallados a continuación:

- ✓ Se usará solo un camión de diseño, el cual tendrá un espaciamiento constante de 9.14 m entre los ejes más pesados.
- ✓ La carga dinámica o de impacto que se permitirá será  $IM = 15\%$
- ✓ Se usará el factor de distribución de sobrecarga para un solo carril.
- ✓ Se eliminará el factor de presencia múltiple ( $m = 1.2$ )

Para el caso de un puente con vigas Te continuas, la AASHTO LRFD recomienda analizar las cargas de Fatiga en las ubicaciones 104 y 200, y seleccionar la carga más crítica. A continuación calcularemos la carga de Fatiga para ambas ubicaciones utilizando las líneas de influencia ya calculadas anteriormente en la Tabla N° 12:

Para la Ubicación 104:



**Figura N° 49.** Carga de Fatiga en la ubicación 104. Elaboración propia.

$$M_{LL} = 14.52(5.175 + 1.566) + 3.63(0.353) = 99.16 \text{ T.m}$$

Ahora le agregamos la carga dinámica permitida para Fatiga  $IM = 15\%$

$$M_{LL+IM} = 1.15(99.16) = 114.03 \text{ T.m}$$

Se considera el factor de distribución para un solo carril y despreciando el factor de presencia múltiple ( $m = 1.2$ ).

$$g_M^{SI} = \frac{0.475}{1.2} = 0.396$$

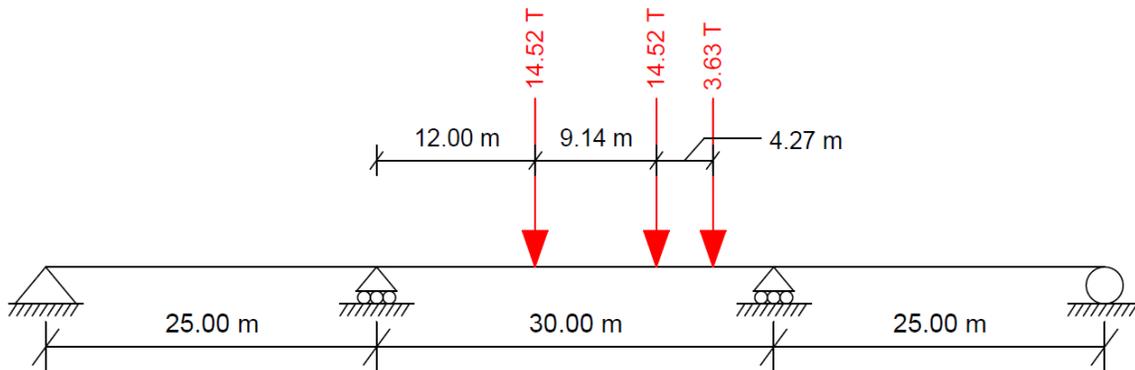
$$M_{LL+IM} = 114.03(0.396) = 45.16 \text{ T.m}$$

Pasamos al análisis de la combinación de cargas para el estado límite de Fatiga, considerando el valor de  $n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$ .

$$M_{FAT} = n(1.50M_{LL+IM})$$

$$M_{FAT} = 1(1.50 \times 45.16) = 67.74 \text{ T.m} \rightarrow \text{CRÍTICO}$$

Para la Ubicación 200:



**Figura N° 50.** Carga de Fatiga en la ubicación 200. Elaboración propia.

$$M_{LL} = 14.52(-2.584 - 1.528) + 3.63(-0.744) = -62.41 \text{ T.m}$$

$$M_{LL+IM} = 1.15(-62.41) = 71.77 \text{ T.m}$$

Se considera el factor de distribución para un solo carril y despreciando el factor de presencia múltiple ( $m = 1.2$ ).

$$M_{LL+IM} = 71.77(0.396) = 28.42 \text{ T.m}$$

$$M_{FAT} = 1(1.50 \times 28.42) = 42.63 \text{ T.m}$$

### **Sección Agrietada.**

Según la AASHTO LRFD la sección agrietada o fisurada debe ser utilizada si la suma de cargas muertas o permanentes más la combinación de cargas de Fatiga, da como resultado una fuerza de tracción mayor que  $0.80\sqrt{f'c}$ .

$$f_{tracción} = 0.80\sqrt{f'c} = 0.80\sqrt{280} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$$

Hallamos el esfuerzo debido a las cargas muertas o permanentes más la combinación de cargas por Fatiga I para después compararlo con la fuerza de tracción.

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{FAT}$$

$$M'_{fat} = 284.38 + 14.66 + 67.74 = 366.78 \text{ T.m}$$

Entonces:

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S} ; \text{ donde } S = \frac{bh^2}{6} = \frac{(250)(195^2)}{6} = 1584375 \text{ cm}^3$$

$$f_{fat} = \frac{366.78 \times 10^5 \text{ kg.cm}}{1584375 \text{ cm}^3} = 23.15 \text{ kg/cm}^2$$

Como el valor de  $f_{fat} = 23.15 \text{ kg/cm}^2 > f_{tracción} = 13.39 \text{ kg/cm}^2$ , entonces usamos el valor de la sección agrietada para así poder hacer la verificación de esfuerzos.

### **Verificación de esfuerzos.**

Pasamos a verificar los esfuerzos en el refuerzo debido a las cargas vivas y a las cargas muertas de la siguiente manera:

Esfuerzo por carga viva:

$$f_{LL} = \frac{M_{FAT}}{As(jd)} ; \text{ donde } \begin{cases} As = 21\emptyset 1" = 21(5.1) = 107.1 \text{ cm}^2 \\ jd = d - \frac{y}{3} = 181 - \frac{31.98}{3} = 170.51 \text{ cm} \end{cases}$$

$$f_{LL} = \frac{67.74 \times 10^5}{107.1(170.51)} = 370.94 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo por carga muerta o permanente:

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{As(jd)} = \frac{(284.38 + 14.66)10^5}{107.1(170.51)}$$

$$f_{DL} = 1637.53 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzos:

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo sumado con el esfuerzo por cargas muertas:

$$f_{mín} = 0 + 1637.53 = 1637.53 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máxima sumado con el esfuerzo por cargas muertas:

$$f_{máx} = 370.94 + 1637.53 = 2008.47 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces, el rango máximo de esfuerzos es:

$$f = f_{máx} - f_{mín} = 2008.47 - 1637.53$$

$$f = 370.94 \text{ kg/cm}^2$$

Según la AASHTO LRFD el rango límite del esfuerzo por fatiga se interpreta bajo la siguiente ecuación:

$$f_{límite} = 1687 - 0.33f_{mín}$$

$$f_{\text{límite}} = 1687 - 0.33(1637.53) = 1146.62 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente, verificamos que se cumpla lo siguiente:

$$f_{\text{límite}} > f_{LL}$$

$$1146.62 > 370.94 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

### 13.10.7. Diseño de Estribos.

Debemos basarnos en el diseño por cortante según la metodología de diseño de la norma AASHTO LRFD, la cual pide cumplir las siguientes ecuaciones para estimar la resistencia de la viga interna:

$$\begin{aligned} V_U &\leq \phi V_n \\ V_n &= V_C + V_S \\ V_U &\leq \phi(V_C + V_S) \end{aligned}$$

Donde:

- ✓  $V_U = \text{Cortante último}$
- ✓  $V_n = \text{Cortante nominal al corte}$
- ✓  $V_C = \text{Cortante nominal resistente del concreto}$
- ✓  $V_S = \text{Cortante nominal resistente del acero}$

Calculamos el cortante nominal resistente del concreto de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} V_C &= 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\ V_C &= 0.53\sqrt{280}(50)(180) \\ V_C &= 79817.37 \text{ kg} = 79.817 \text{ T} \end{aligned}$$

Ahora, pasamos al cálculo del cortante nominal resistente del acero:

$$V_U = \phi V_n = \phi(V_C + V_S)$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{146.018}{0.85} - 79.817$$

$$V_S = 91.9689 T$$

Finalmente, teniendo ya el cortante nominal del acero pasamos a escoger estribos de  $\phi 1/2''$  y de esta manera pasamos al cálculo del espaciamiento máximo que habrá entre los estribos. Para esto aplicamos la siguiente ecuación de espaciamiento máximo reemplazando los datos ya calculados anteriormente:

$$S_{\phi 1/2''} = \frac{A_{SVOL} \cdot f_y \cdot d}{V_S}$$

$$S_{\phi 1/2''} = \frac{2(1.29)(4200)(180)}{91968.90} = 21.21 \text{ cm}$$

Entonces, se usarán estribos de  $\phi 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$

### 13.10.8. Cálculo del Acero en el Alma de la viga interna.

En el alma de las vigas internas debe colocarse acero de contracción y temperatura en ambas caras laterales, por lo tanto hallamos el área a utilizar de la siguiente formula:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18 b \cdot h}{2(b + h)}$$

$$\text{Donde } \left\{ \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b = 50 \text{ cm} \\ h = 195 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del área a utilizar:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18(50)(195)}{2(50 + 195)} = 3.58 \text{ cm}^2/m$$

Como el valor se encuentra dentro del rango permitido, utilizaremos ese mismo valor para proceder con el análisis.

Entonces, tenemos para el espacio libre de la viga interna descontando la altura de la losa y parte de las varillas de refuerzo superiores así como también las inferiores:

$$Alma = 1.95 - 0.25 - 0.25 = 1.45 \text{ m}$$

$$A_{S_{Temp}} = (3.58 \text{ cm}^2/m)(1.45 \text{ m}) = 5.19 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se usaran por cara  $2 \text{ } \emptyset 3/4" = (2.85 \text{ cm}^2)$ , que deberán cumplir una separación máxima de 3 veces el espesor de la viga o 45 cm.

$$S_{max} = 3(25) = 75 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = 45 \text{ cm}$$

A continuación se muestra un resumen de todas las varillas de refuerzo que se necesitarán para el diseño de la viga principal interna de concreto armado:

$$\frac{ACE. NEGATIVO}{23\emptyset 1"} \quad | \quad \frac{ACE. POSITIVO}{21\emptyset 1"} \quad | \quad \frac{ACE. ALMA}{2\emptyset 3/4"} \quad | \quad \frac{ESTRIBOS}{\emptyset 1/2"@20cm}$$

### 13.11. DISEÑO DE LA VIGA EXTERNA

Al igual que para el diseño de la viga interna, para el diseño de la viga externa primero debemos analizar el tipo de estado límite que se usará, el cual debe ser el mismo que para la viga interna, para después pasar al cálculo del momento último y del cortante último, los cuales sirven para hallar la cantidad de varillas de refuerzo necesarias para soportar todas las cargas vivas y muertas de la superestructura del puente, y hallar también la distribución respectiva de los estribos a lo largo de la viga.

Para el cálculo del momento último y cortante último se debe usar el mismo estado límite que el de la viga interna, el cual es el de Resistencia I, por lo tanto se requiere de los factores de carga y de la combinación de cargas respectivas, especificadas anteriormente en las Tablas N° 2 y 3.

### 13.11.1. Análisis del Momento Último.

Al igual que para la viga interna, de los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de momentos de cargas muertas y cargas vivas por viga y del momento máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del momento último de la viga externa:

$$M_U = n[\gamma_{DC}M_{DC} + \gamma_{DW}M_{DW} + \gamma_{PL}M_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_M^{SE})(FPM)(M_{MAX})]$$

$$M_U = 1[1.25(284.377) + 1.50(14.661) + 1.75(15.638) \\ + 1.75(0.4080)(1)(256.420)]$$

$$M_U = 587.913 \text{ T.m}$$

### 13.11.2. Análisis del Cortante Último.

Al igual que para la viga interna, de los valores máximos obtenidos anteriormente en los diagramas de cortantes de cargas muertas y cargas vivas por viga y del cortante máximo de carga viva del camión de diseño HL-93K, calcularemos a continuación el valor del cortante último de la viga externa:

$$V_U = n[\gamma_{DC}V_{DC} + \gamma_{DW}V_{DW} + \gamma_{PL}V_{PL} + \gamma_{LL+I}(mg_V^{SE})(FPM)(V_{MAX})]$$

$$V_U = 1[1.25(53.010) + 1.50(2.733) + 1.75(2.915) \\ + 1.75(0.4080)(1)(55.949)]$$

$$V_U = 115.411 \text{ T}$$

### 13.11.3. Cálculo del Acero Principal.

Al igual que para la viga interna, para este cálculo también nos basamos en los valores que se muestran en la Tabla de Diseño en Flexión del Anexo 2, de la cual debemos calcular el valor  $K_U$  de igual manera que en la viga interna.

Entonces, reemplazamos los datos en la ecuación de  $K_U$  para el análisis de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa, en donde se asumirá el mismo peralte efectivo que se usó para la viga interna:

$$K_U = \frac{587.913 \times 10^5}{50(180)^2} = 36.2909$$

De la tabla hallamos la cuantía " $\rho$ ", de la cual interpolamos para un  $K_U = 36.2909$  y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo a utilizar.

$$\frac{1.04\% - 1.06\%}{35.69 - 36.31} = \frac{1.04\% - X}{35.69 - 36.2909}$$

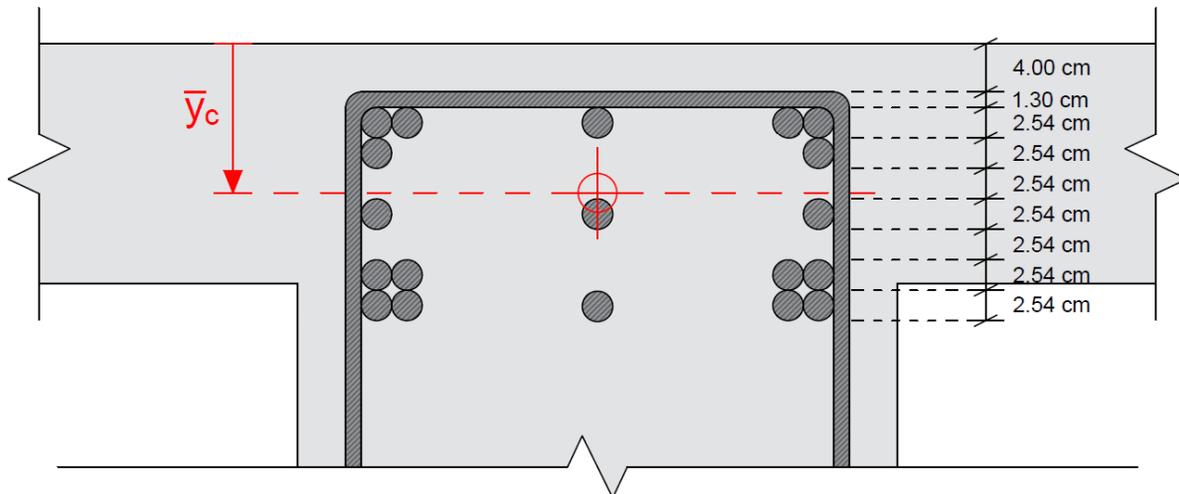
$$X = \rho = 1.0594\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.010594)(50)(180) = 95.346 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" ( $5.1 \text{ cm}^2$ ), por lo tanto:

$$A_s = \frac{95.346 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 18.69 \approx 19 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente para la parte superior de la viga externa también se utilizarán 19 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la Figura N° 51.



**Figura N° 51.** Distribución de varillas de refuerzo en la parte superior de la viga externa.

Elaboración propia.

Ahora, reemplazamos los datos en la ecuación de  $K_U$  para el análisis de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa:

$$K_U = \frac{587.913 \times 10^5}{205(180)^2} = 8.8515$$

De la tabla hallamos la cuantía " $\rho$ ", de la cual interpolamos para un  $K_U = 10.4357$  y finalmente pasar al cálculo del área de varillas de refuerzo a utilizar.

$$\frac{0.22\% - 0.24\%}{8.15 - 8.88} = \frac{0.22\% - X}{8.15 - 8.8515}$$

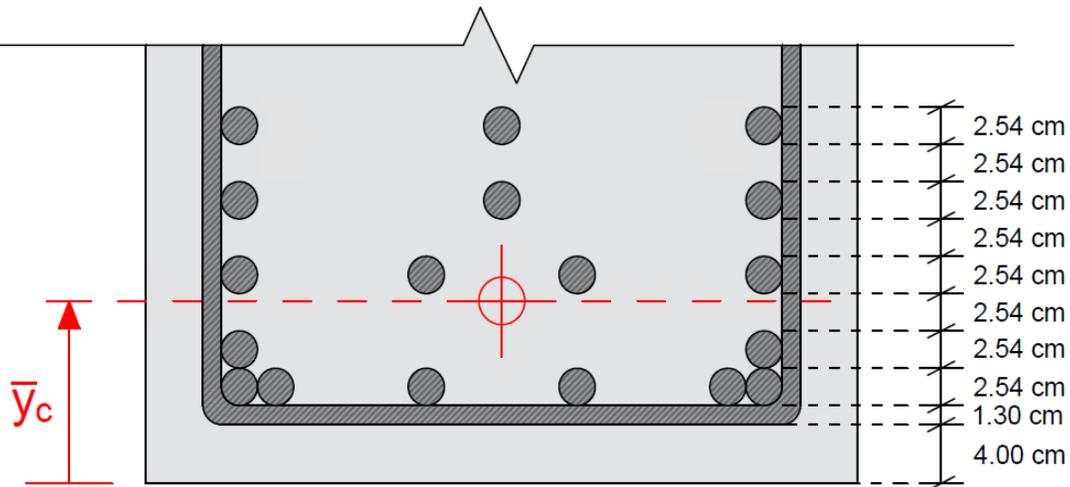
$$X = \rho = 0.2392\%$$

$$A_s = \rho b d = (0.002392)(205)(180) = 88.265 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" ( $5.1 \text{ cm}^2$ ), por lo tanto:

$$A_s = \frac{88.265 \text{ cm}^2}{5.1 \text{ cm}^2} = 17.31 \approx 18 \text{ } \emptyset 1"$$

Finalmente para la parte inferior de la viga externa también se utilizarán 18 varillas de refuerzo de 1", los cuales se distribuirán como se muestra en la siguiente figura:



**Figura N° 52.** Distribución de varillas de refuerzo en la parte inferior de la viga externa.

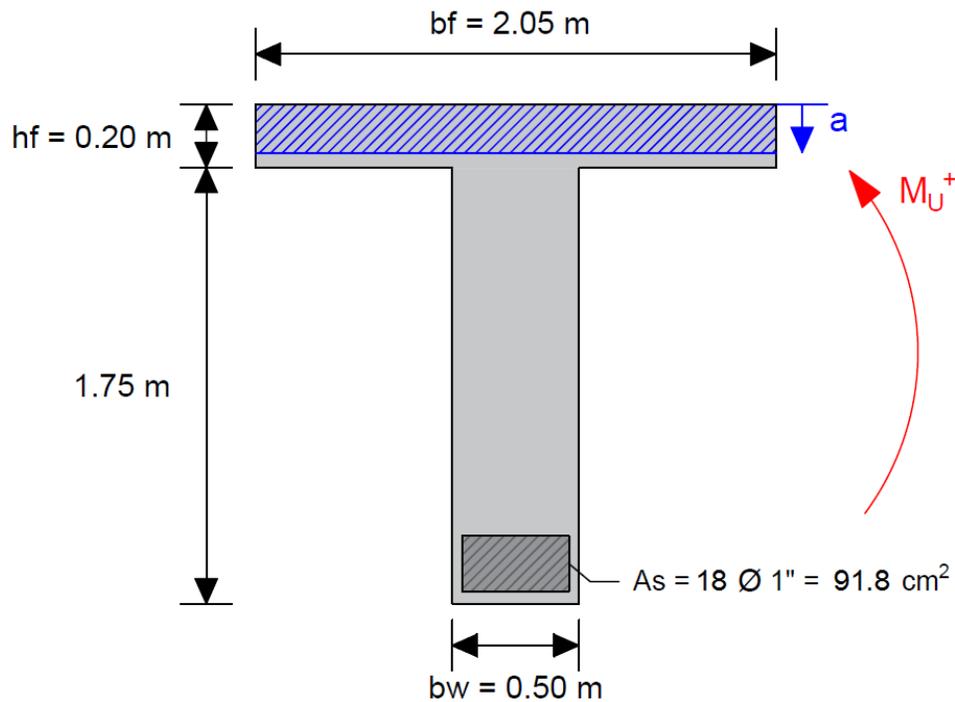
Elaboración propia.

#### 13.11.4. Resistencia de diseño de la Viga Te.

De la misma manera que para la viga interna, aplicaremos todos los parámetros usados en la viga interna para poder calcular la resistencia de diseño de la viga Te externa. Primero calcularemos y analizaremos en que caso se encuentra el bloque equivalente de compresiones para el momento positivo en el ala de la viga Te.

A continuación, de la Figura N° 53 determinaremos el caso que se usará para analizar la viga externa. Entonces calculamos el valor del bloque de compresiones para determinar el caso con el que analizará la viga externa. Para hallar "a", aplicamos nuevamente la siguiente ecuación:

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \rightarrow \text{Donde } \begin{cases} As = 91.8 \text{ cm}^2 \\ fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 205 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figura N° 53.** Análisis de la sección Te de la viga externa. Elaboración propia.

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$a = \frac{(91.8)(4200)}{0.85(280)(205)} = 7.90 \text{ cm}$$

Ya que  $a < h_f$ , el 1º Caso dice que la sección se debe analizar como rectangular.

Una vez que tenemos el valor del bloque de compresiones, pasamos al cálculo de la resistencia de diseño la cual se calculará nuevamente de la siguiente ecuación:

$$\phi M_n = \phi A_s \cdot f_y \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \rightarrow \text{Donde } \begin{cases} \phi = 0.90 \\ A_s = 91.8 \text{ cm}^2 \\ f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ d = 180 \text{ cm} \\ a = 7.90 \text{ cm} \end{cases}$$

Reemplazando los datos en la ecuación, se obtiene lo siguiente:

$$\phi Mn = (0.9)(91.8)(4200)\left(180 - \frac{7.90}{2}\right)$$

$$\phi Mn = 61090054.200 \text{ kg.cm} \approx 610.901 \text{ T.m}$$

Entonces, como  $M_U < \phi Mn$ , la resistencia de diseño si cumple con la cantidad de varillas de refuerzo calculados para la viga externa.

### 13.11.5. Diseño de Estribos.

Al igual que el diseño de la viga interna, para la viga externa igualmente nos basamos en el diseño por cortante según la metodología de diseño de la norma AASHTO LRFD, en donde aplicaremos las mismas ecuaciones y el mismo proceso que se usó en el diseño de estribos para la viga interna.

Calculamos el cortante nominal resistente del concreto de la siguiente manera:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_C = 0.53\sqrt{280}(50)(180) = 79817.37 \text{ kg} = 79.817 \text{ T}$$

Ahora, pasamos al cálculo del cortante nominal resistente del acero:

$$V_U = \phi V_n = \phi(V_C + V_S)$$

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C$$

$$V_S = \frac{136.560}{0.85} - 79.817 = 80.8418 \text{ T}$$

Finalmente, teniendo ya el cortante nominal del acero pasamos a escoger estribos de  $\phi 1/2''$  y de esta manera pasamos al cálculo del espaciamiento máximo que habrá entre los estribos de la viga externa. Para esto aplicamos la misma ecuación de espaciamiento máximo que se utilizó para la viga interna:

$$S_{\emptyset 1/2"} = \frac{A_{SVOL} \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$S_{\emptyset 1/2"} = \frac{2(1.29)(4200)(180)}{80841.80} = 24.13 \text{ cm}$$

Entonces, se usarán estribos de  $\emptyset 1/2"$  @ 0.25 m

### 13.11.6. Cálculo del Acero en el Alma de la viga externa.

En el alma de las vigas externas debe colocarse acero de contracción y temperatura en ambas caras laterales, por lo tanto hallamos el área a utilizar de la siguiente formula:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18 b \cdot h}{2(b + h)}$$

$$\text{Donde } \left\{ \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m} \\ b = 50 \text{ cm} \\ h = 195 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del área a utilizar:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18(50)(195)}{2(50 + 195)} = 3.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como el valor se encuentra dentro del rango permitido, utilizaremos ese mismo valor para proceder con el análisis.

Entonces, tenemos para el espacio libre de la viga interna descontando la altura de la losa y parte de las varillas de refuerzo superiores o negativas así como también las inferiores o positivas:

$$Alma = 1.95 - 0.25 - 0.25 = 1.45 \text{ m}$$

$$As_{Temp} = (3.58 \text{ cm}^2/\text{m})(1.45 \text{ m}) = 5.19 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se usaran por cara  $2 \text{ } \emptyset 3/4" = (2.85 \text{ cm}^2)$ , que deberán cumplir una separación máxima de 3 veces el espesor de la viga o 45 cm.

$$S_{max} = 3(25) = 75 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = 45 \text{ cm}$$

A continuación se muestra un resumen de todas las varillas de refuerzo que se necesitarán para el diseño de la viga principal externa de concreto armado:

$$\frac{\text{ACE. NEGATIVO}}{19\emptyset 1"} \quad | \quad \frac{\text{ACE. POSITIVO}}{18\emptyset 1"} \quad | \quad \frac{\text{ACE. ALMA}}{2\emptyset 3/4"} \quad | \quad \frac{\text{ESTRIBOS}}{\emptyset 1/2"@25\text{cm}}$$

### 13.12. SOFTWARE DE DISEÑO SAP2000

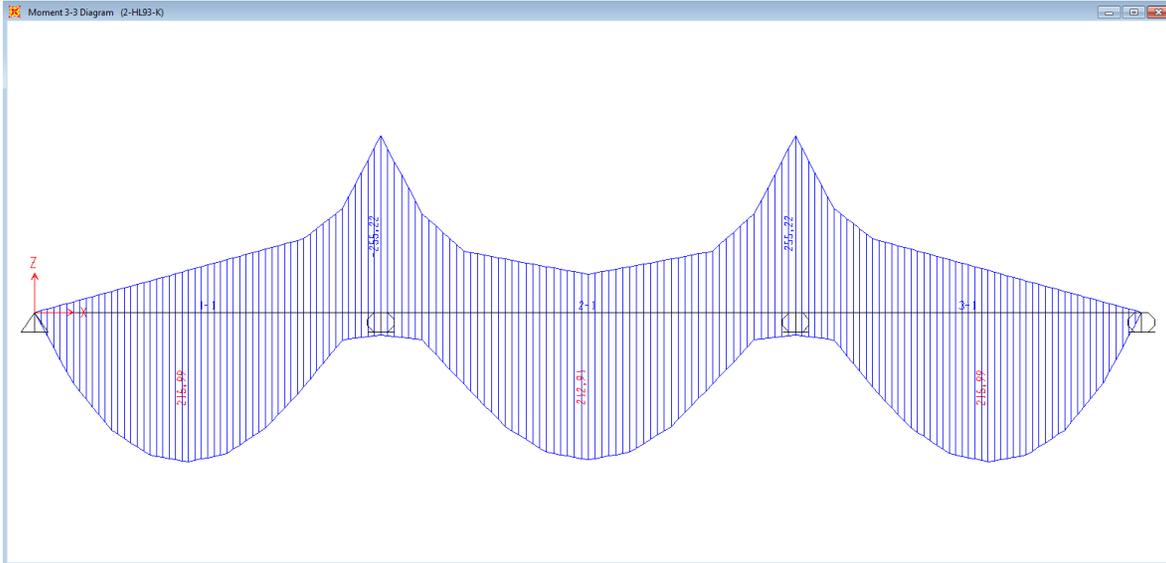
Ahora calcularemos los momentos y cortantes máximos en las vigas internas y externas utilizando el software de diseño SAP2000, al cual le meteremos las mismas cargas del metrado de cargas por viga, y así analizar las siguientes combinaciones de carga:

- Combo 1: Combinación de carga referida al Momento Último de la Viga Interna.
- Combo 2: Combinación de carga referida al Cortante Último de la Viga Externa.
- Combo 3: Combinación de carga referida al Momento Último de la Viga Interna.
- Combo 4: Combinación de carga referida al Cortante Último de la Viga Externa.

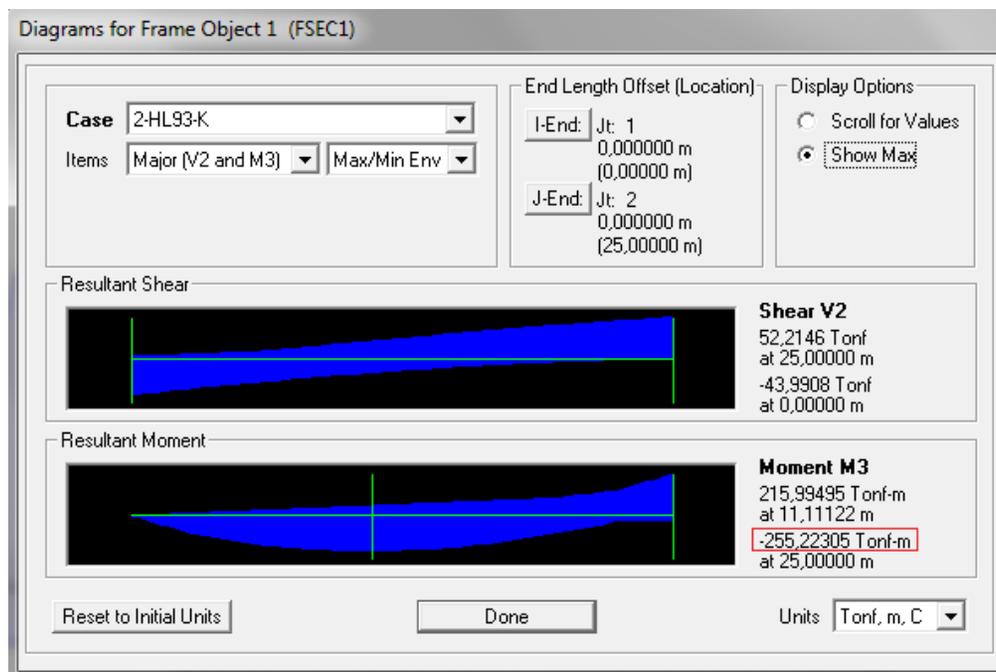
Para llevar a cabo esto, a continuación mostraremos los resultados del análisis de momentos y cortantes máximos para el camión de diseño HL93-K, para la viga principal interna y para la viga principal externa.

### 13.12.1. Análisis del Camión de diseño HL93-K.

#### Envolvente y Datos de Momento.

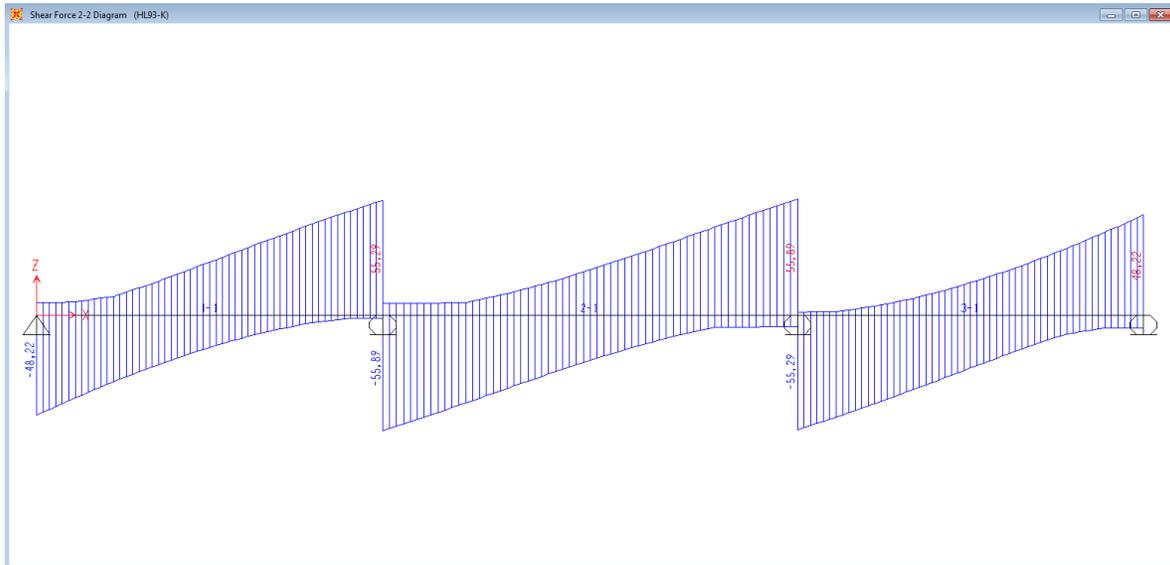


**Figura N° 54.** Envolvente de Momento para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

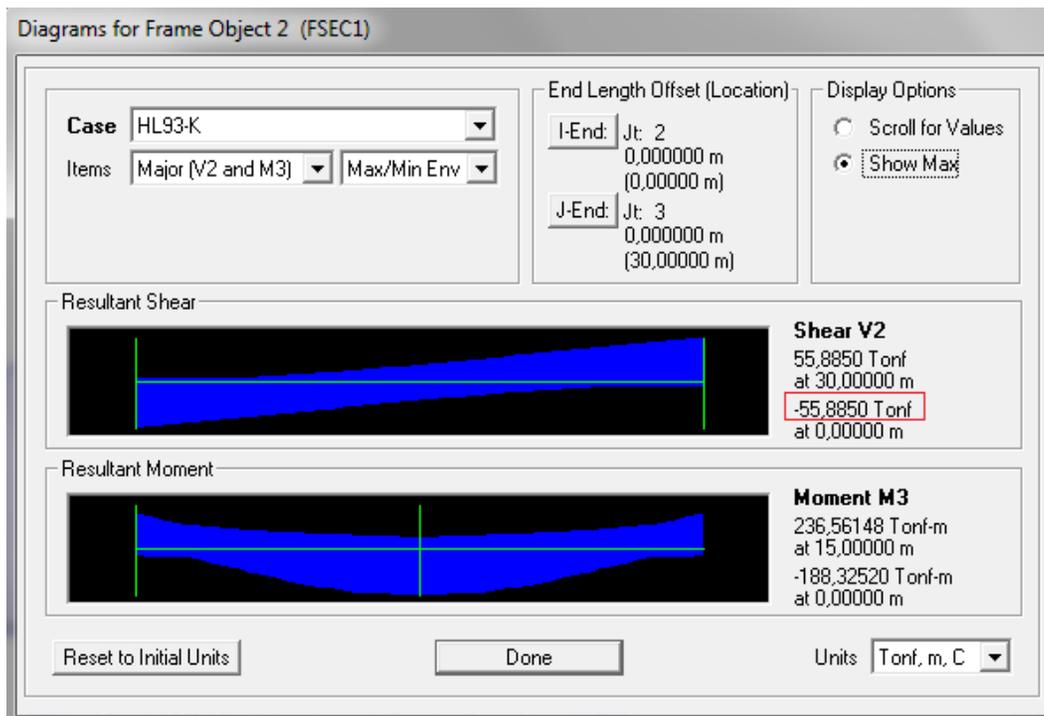


**Figura N° 55.** Datos del Momento máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

### Envolvente y Datos de Cortante.



**Figura Nº 56.** Envoltura de Cortante para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software SAP2000.



**Figura Nº 57.** Datos del Cortante máximo para el Camión de diseño HL93-K. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

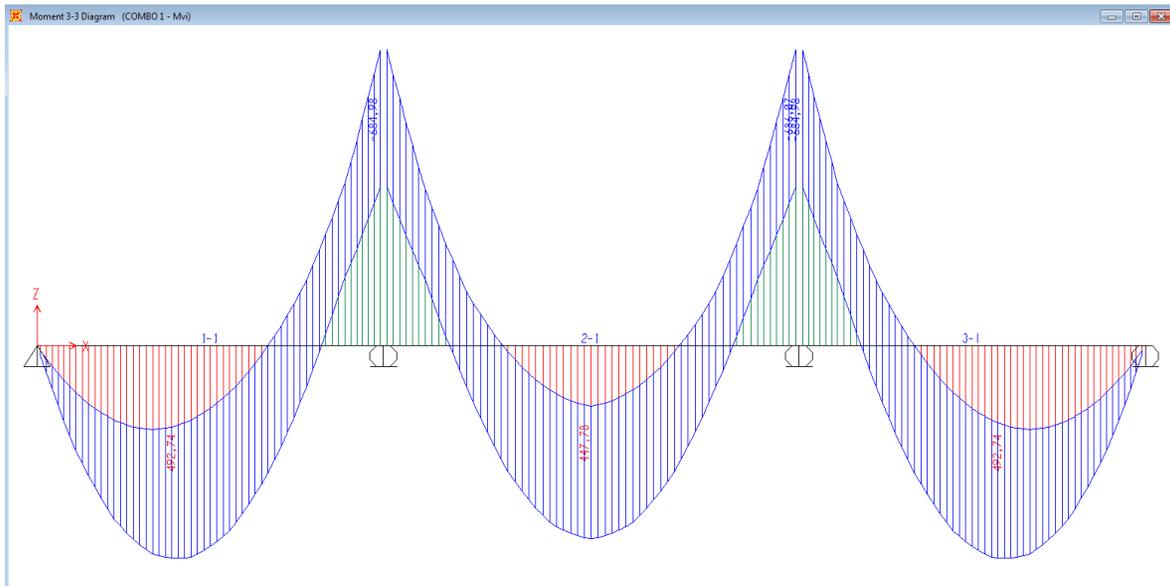
Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento y cortante de carga viva vehicular con los datos calculados en el software SAP2000 se sabe lo siguiente:

$$\begin{array}{l|l} \text{MANUAL} & \text{SAP2000} \\ \hline M_{MAX} = 256.420 T.m & M_{MAX} = 255.233 T.m \\ V_{MAX} = 55.949 T & V_{MAX} = 55.885 T \end{array}$$

Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que el resultado del análisis y del cálculo del camión de diseño ha sido correcto para seguir trabajando en los análisis de la viga interna y de la viga externa.

### 13.12.2. Análisis de la Viga Interna.

#### *Envolvente y Datos de Momento.*



**Figura N° 58.** Envoltura de Momento para la viga interna. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

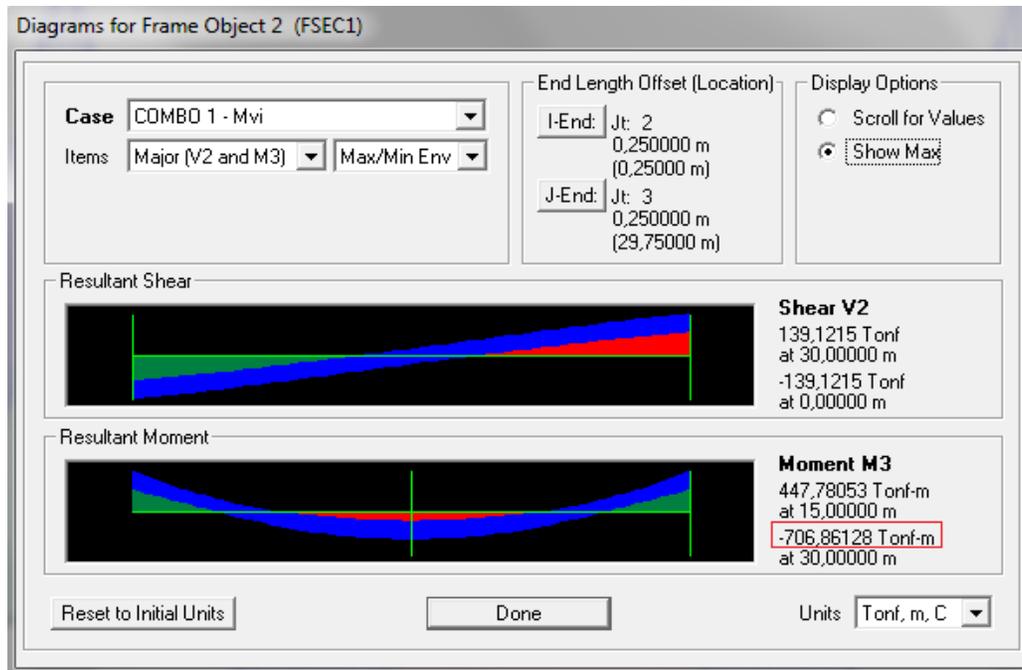


Figura N° 59. Datos del Momento Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

### Envolvente y Datos de Cortante.

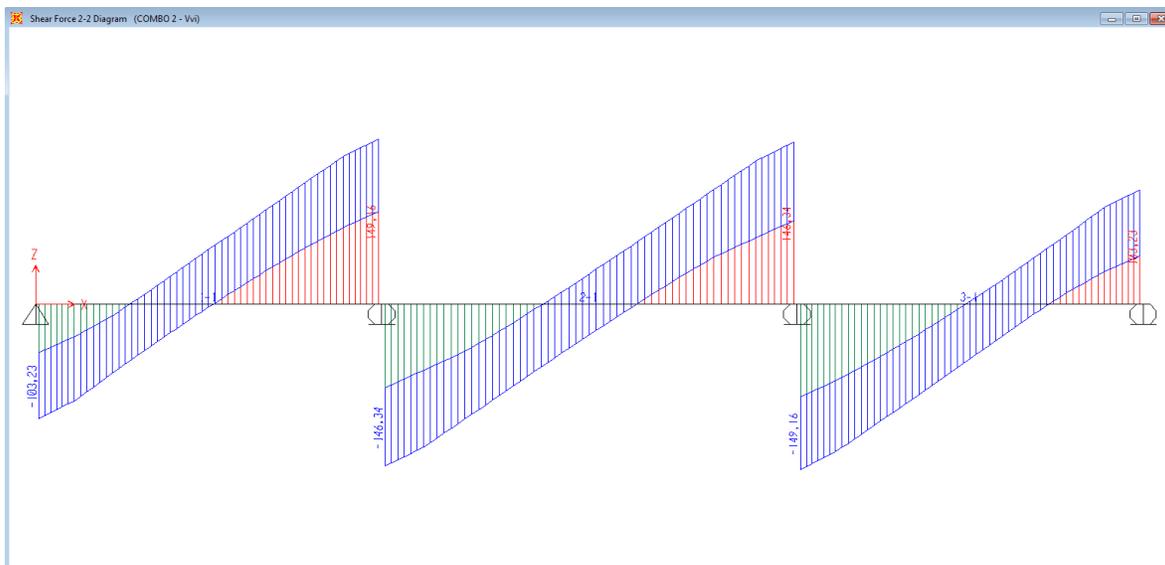
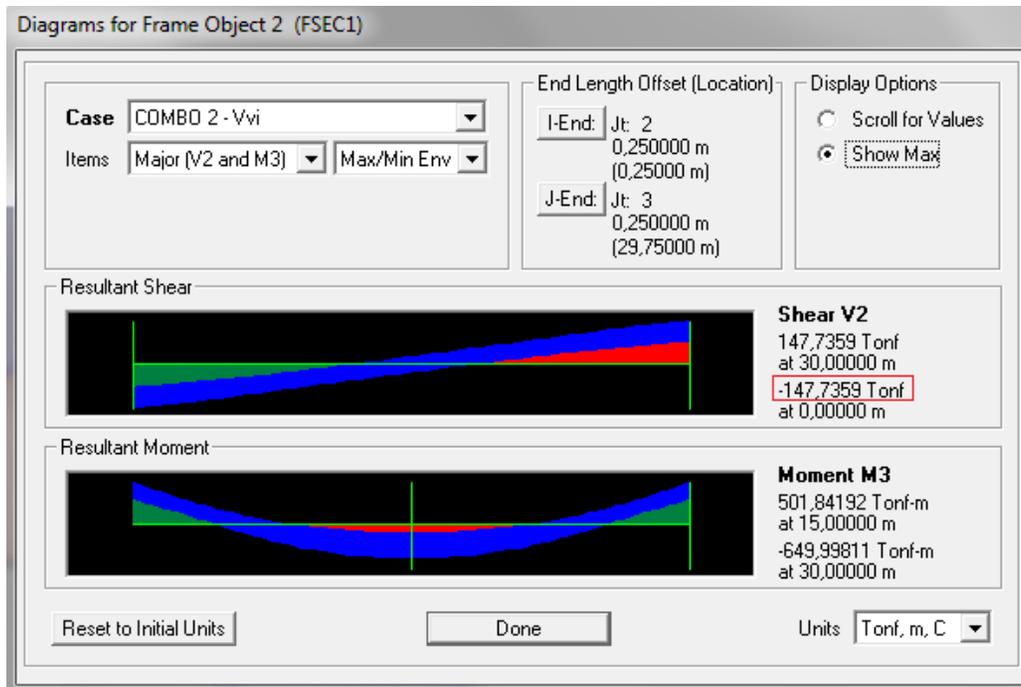


Figura N° 60. Envoltura de Cortante para la viga interna. Elaboración propia tomada del software SAP2000.



**Figura Nº 61.** Datos del Cortante Último para la viga interna. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

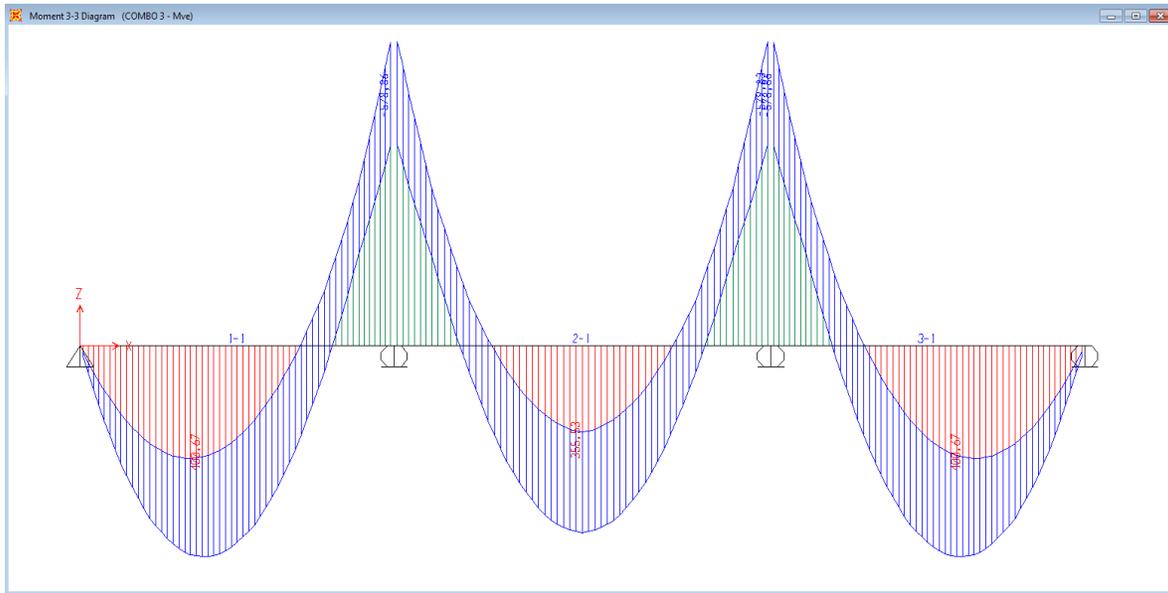
Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento último y cortante último de la viga interna con los datos calculados en el software SAP2000 se sabe lo siguiente:

$$\begin{array}{c|c}
 \underline{MANUAL} & \underline{SAP2000} \\
 M_U = 699.020 T.m & M_U = 706.861 T.m \\
 V_U = 146.018 T & V_U = 147.736 T
 \end{array}$$

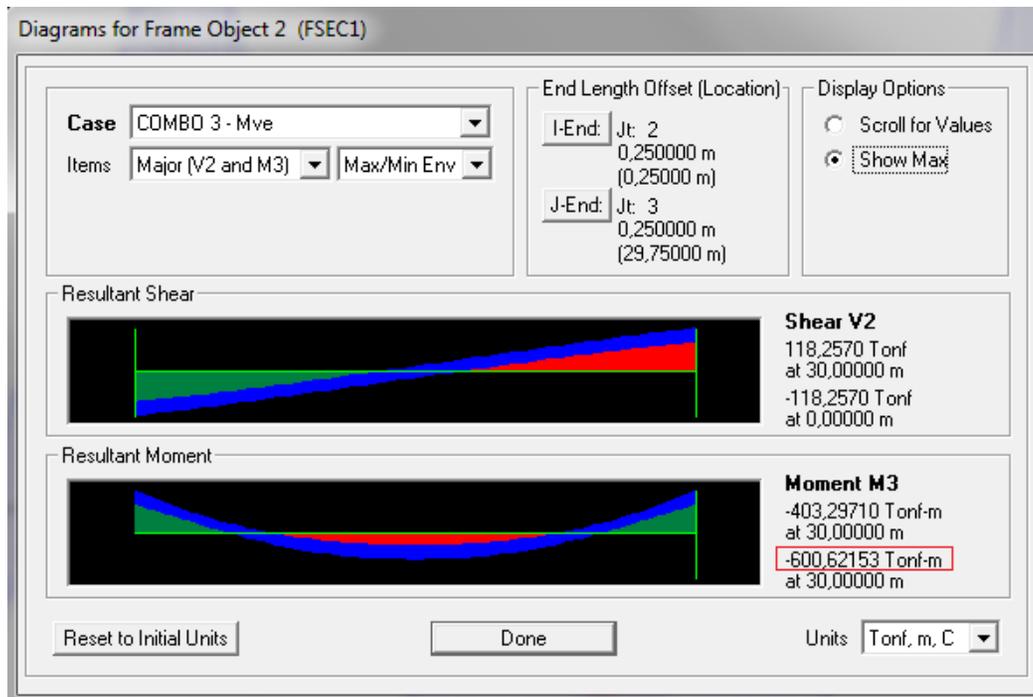
Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que los resultados del análisis y del cálculo de la viga interna han sido correctos al diseñar la cantidad de varillas de refuerzo y estribos de la viga.

### 13.12.3. Análisis de la Viga Externa.

#### ***Envolvente y Datos de Momento.***

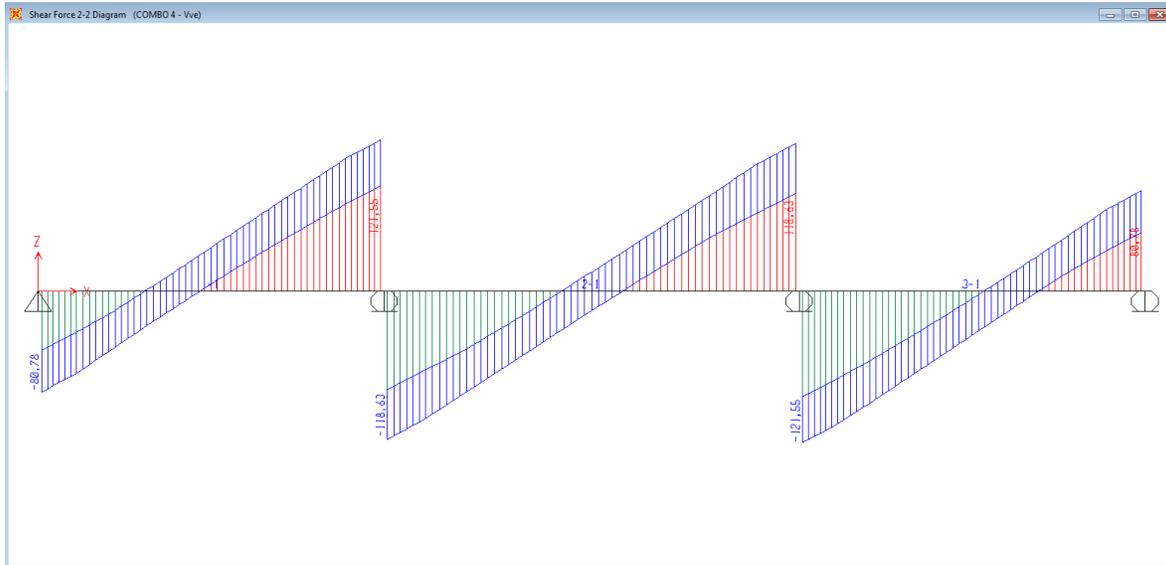


**Figura N° 62.** Envoltura de Momento para la viga externa. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

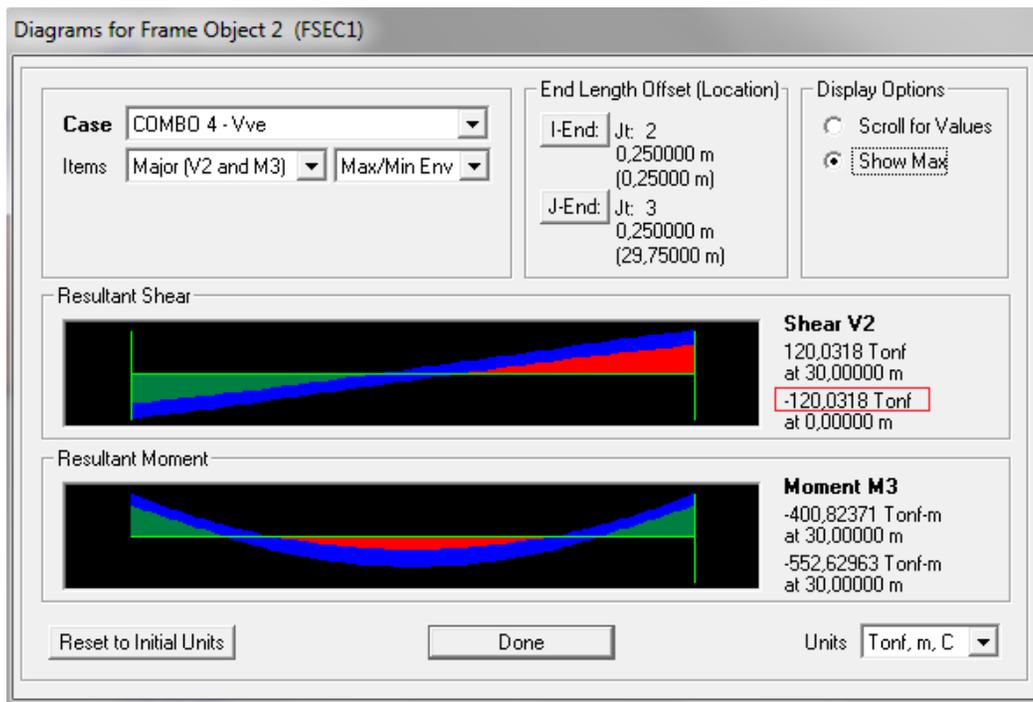


**Figura N° 63.** Datos del Momento Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

### Envolvente y Datos de Cortante.



**Figura N° 64.** Envoltura de Cortante para la viga externa. Elaboración propia tomada del software SAP2000.



**Figura N° 65.** Datos del Cortante Último para la viga externa. Elaboración propia tomada del software SAP2000.

Comparando los datos que se calcularon anteriormente para el momento último y cortante último de la viga externa con los datos calculados en el software SAP2000 se sabe lo siguiente:

$$\begin{array}{l|l} \underline{MANUAL} & \underline{SAP2000} \\ M_U = 587.913 T.m & M_U = 600.622 T.m \\ V_U = 115.411 T & V_U = 120.032 T \end{array}$$

Entonces, como los datos son casi similares, nos hemos cerciorado de que los resultados del análisis y del cálculo de la viga externa han sido correctos al diseñar la cantidad de varillas de refuerzo y estribos de la viga.

### 13.13. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA

Las vigas diafragma son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas Te, en los apoyos y en puntos intermedios para que por medio de estas se mantenga la geometría de la sección Te y puedan soportar mejor las fuerzas laterales.

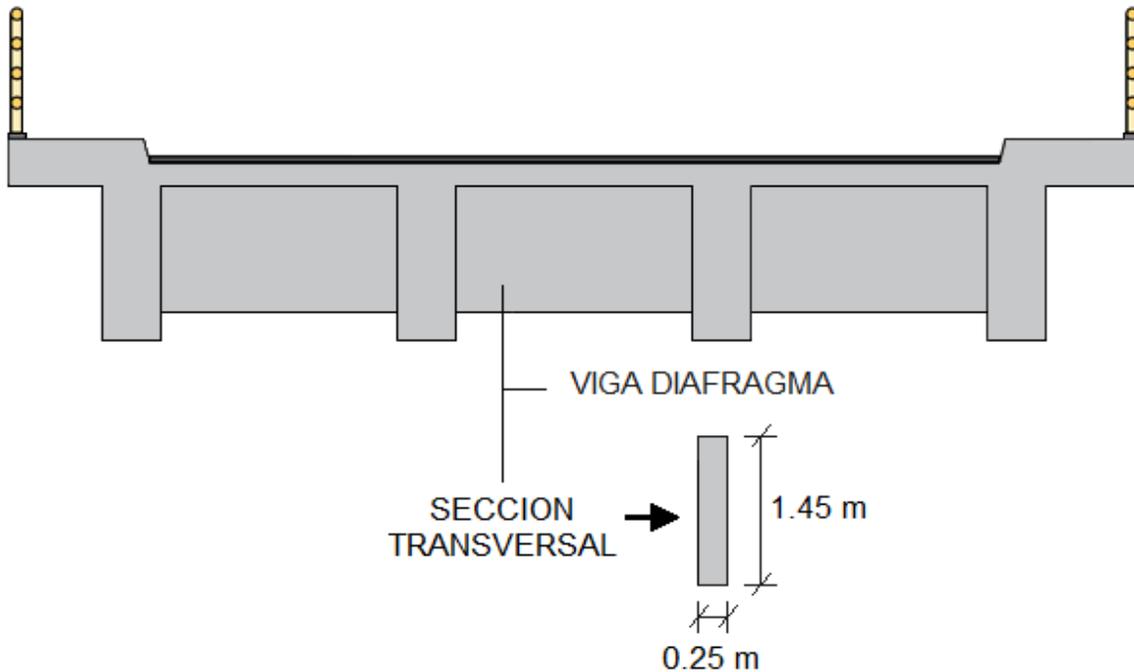
Las vigas diafragma deben cumplir con un peralte equivalente del 70% al 75% del peralte de la viga longitudinal. El ancho de estas vigas debe estar dentro del rango de 200 a 300 mm de ancho y la separación recomendable que debe cumplirse entre viga y viga no debe exceder los 15 m de distancia.

En nuestro caso el peralte de la viga longitudinal o viga Te es de 1.95 m y para la viga diafragma se debe usar un peralte aproximado al 75% del peralte de la viga Te, por lo tanto pasamos a calcular este peralte de la siguiente manera:

$$75\%(h_{VIGA}) = 0.75(1.95 m) = 1.4625 m$$

$$h_{DIAFRAGMA} = 1.45 m$$

Ahora determinamos el ancho de la viga diafragma, el cual será de 25 cm de ancho. A continuación en la siguiente figura se muestra el puente y la sección transversal para observar la viga diafragma:



**Figura N° 66.** La viga diafragma y su sección transversal. Elaboración propia.

### 13.13.1. Análisis de Cargas.

Se analizarán las cargas muertas por peso propio realizando un metrado de cargas para el voladizo y para la viga diafragma, y también se analizarán las cargas vivas y su efecto de carga dinámica para momentos positivos y negativos. La carga muerta de la carpeta de rodadura se desprecia para los análisis de momento y cortante debido a que es un valor muy pequeño. A continuación se realizarán los análisis:

#### **Carga Muerta (DC).**

Cargas en el eje de la viga externa debido al voladizo (Figura N° 67):

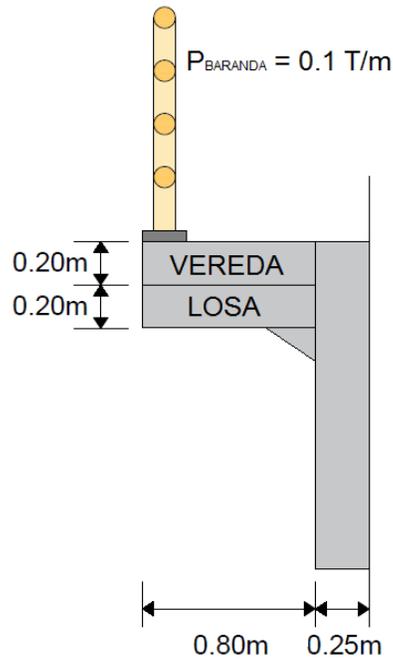
$$P_{BARANDA} = (100 \text{ kg/m})(0.25 \text{ m}) = 25 \text{ kg}$$

$$P_{LOSA} = (0.20 \text{ m})(0.25 \text{ m})(0.80 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 96 \text{ kg}$$

$$P_{CARTELA} = (1/2)(0.15 \text{ m})(0.23 \text{ m})(0.25 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 10.35 \text{ kg}$$

$$P_{VEREDA} = (0.20 \text{ m})(0.25 \text{ m})(0.80 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 96 \text{ kg}$$

$$P_{TOTAL} = 227.35 \text{ kg}$$



**Figura N° 67.** Cargas en el eje de la viga externa (voladizo). Elaboración propia.

Momento en el eje de la viga externa debido al voladizo (Figura N° 67):

$$M_{BARANDA} = (25 \text{ kg})(1.05 \text{ m}) = 26.25 \text{ kg.m}$$

$$M_{LOSA} = (96 \text{ kg}) \left( \frac{0.80 \text{ m}}{2} + 0.25 \text{ m} \right) = 62.40 \text{ kg.m}$$

$$M_{CARTELA} = (10.35 \text{ kg}) \left( \frac{0.23 \text{ m}}{3} + 0.25 \text{ m} \right) = 3.38 \text{ kg.m}$$

$$M_{VEREDA} = (96 \text{ kg}) \left( \frac{0.80 \text{ m}}{2} + 0.25 \text{ m} \right) = 62.40 \text{ kg.m}$$

$$M_{TOTAL} = 154.43 \text{ kg.m}$$

Carga distribuida por peso propio de la viga diafragma:

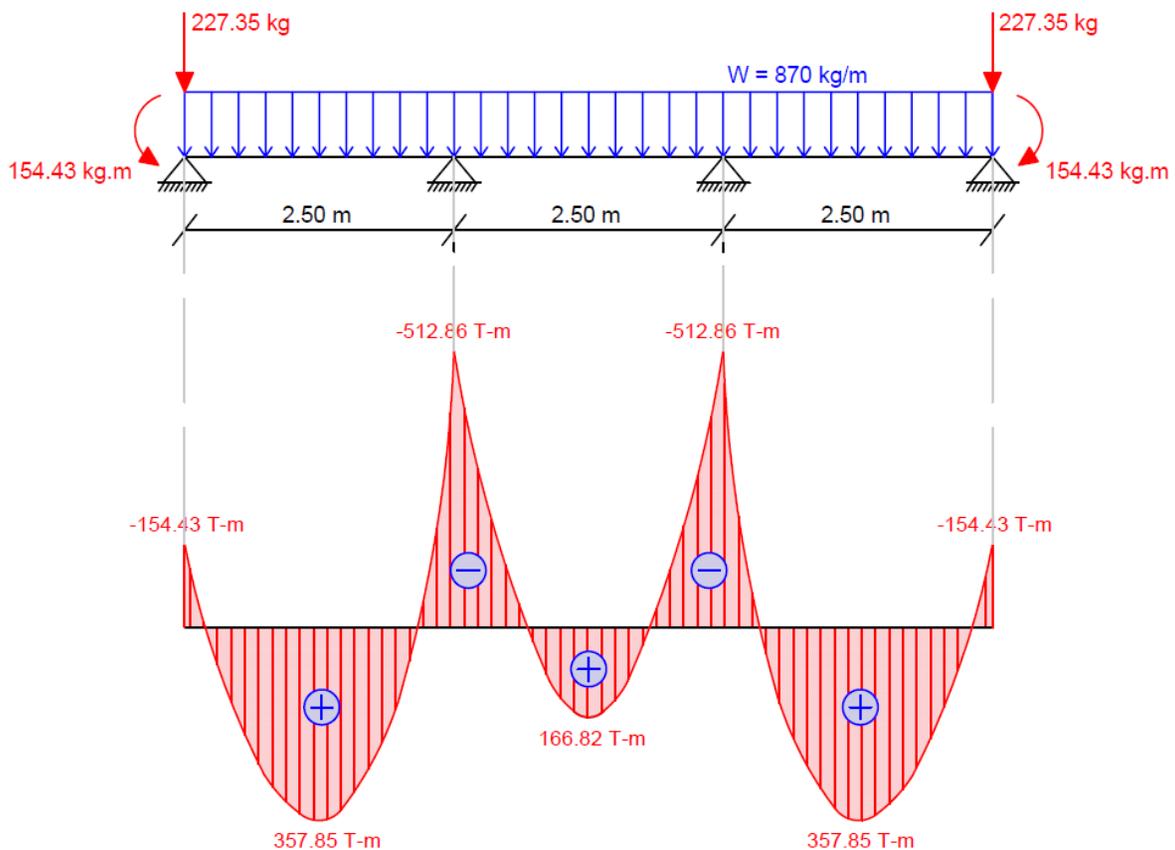
$$W_{PP} = (0.25 \text{ m})(1.45 \text{ m})(2400 \text{ kg/m}^3) = 870 \text{ kg/m}$$

Entonces, en la Figura N° 67 se mostrará la viga hiperestática resuelta.

De la Figura N° 68 se observa que los momentos máximos se encuentran en los apoyos intermedios de la viga, entonces buscamos el valor máximo entre la cara izquierda y la cara derecha de los apoyos intermedios, los cuales están ubicados a 25 cm del centro de cada apoyo intermedio, los cuales ya se muestran calculados a continuación:

- ✓ Momento máximo de la Carga Muerta de la viga diafragma ubicada en la cara izquierda del apoyo central es igual a  $-232.33 \text{ kg.m} \approx -0.232 \text{ T.m}$
- ✓ Momento máximo de la Carga Muerta de la viga diafragma ubicada en la cara derecha del apoyo central es igual a  $-268.18 \text{ kg.m} \approx -0.268 \text{ T.m}$

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra en la cara derecha del apoyo central, el cuál será utilizado más adelante para el cálculo del momento último ( $M_u$ ).



**Figura N° 68.** Diagrama de momentos de la carga muerta de la viga diafragma.

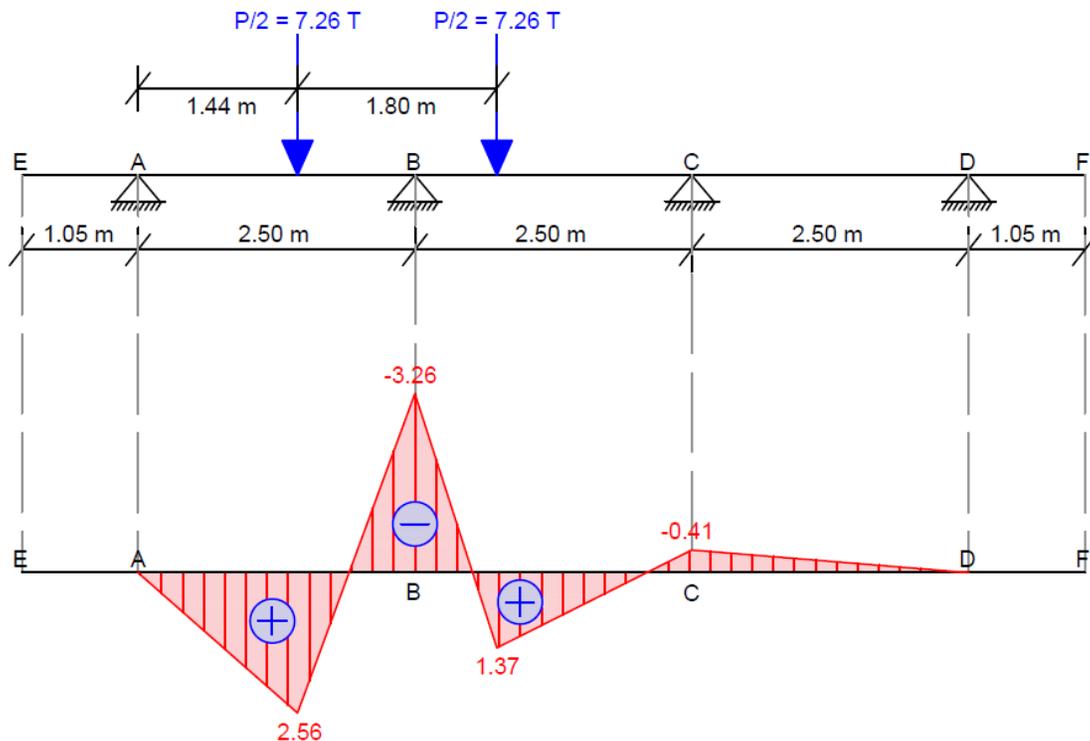
Elaboración propia.

### ***Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL + IM).***

Ahora, analizaremos los momentos positivos y negativos, y el cortante crítico por carga viva para la losa, en la cual también se deben considerar los factores de presencia múltiple por carril y la carga dinámica para un estado límite de Resistencia I.

#### **- Momento de Flexión Negativo:**

Como bien se sabe los momentos negativos son más críticos cuando se encuentran en los apoyos, por lo tanto necesitamos conocer el valor más crítico del momento en la cara izquierda y derecha de la viga. Para conocer la posición exacta de las cargas vivas en donde el momento negativo es máximo, usaremos el Software SAP2000 para analizar la losa hiperestática:



**Figura N° 69.** Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento negativo. Elaboración propia.

Como el momento máximo se encuentra en el apoyo intermedio B de la viga, buscamos el valor máximo entre la cara izquierda y la cara derecha del apoyo B, los cuales están ubicados a 25 cm del eje del apoyo, se muestran los cálculos a continuación:

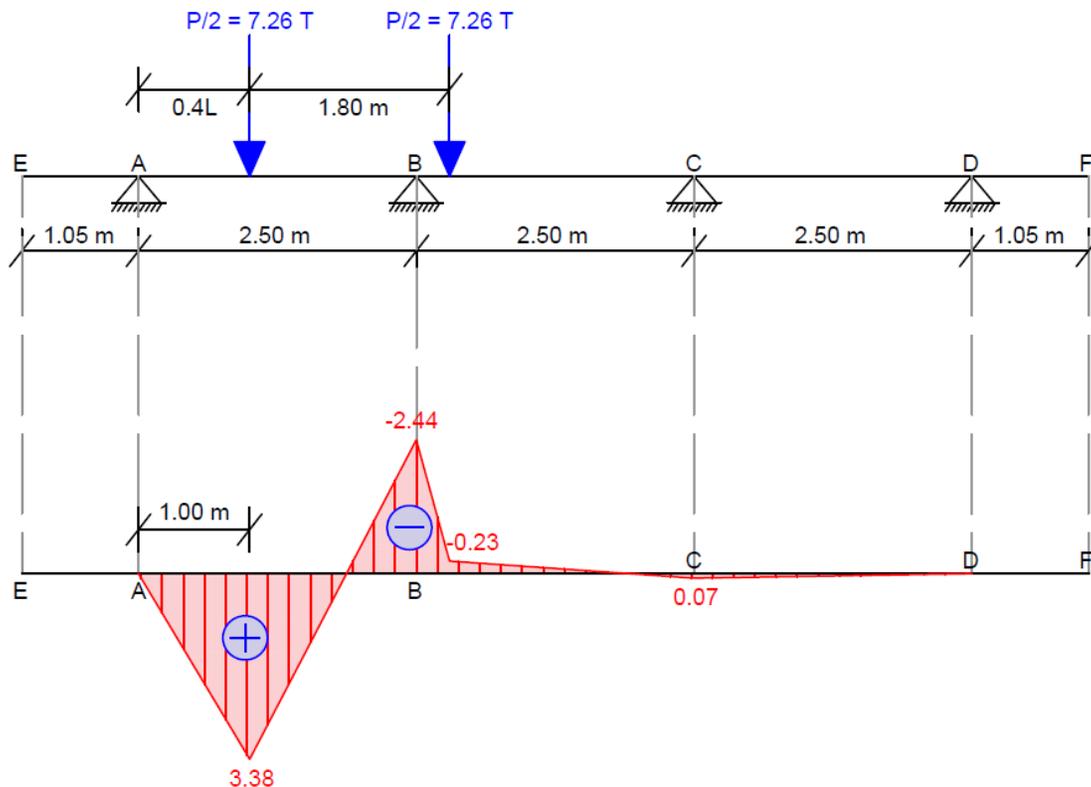
- ✓ Momento máximo negativo de la losa por carga viva ubicada en la cara izquierda del apoyo central es igual a  $-1.88 T.m$
- ✓ Momento máximo negativo de la losa por carga viva ubicada en la cara derecha del apoyo central es igual a  $-1.69 T.m$

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra en la cara izquierda del apoyo B, al cual se le considerará el factor de presencia múltiple y el factor de impacto o carga dinámica para después ser usado más adelante en el cálculo del momento ultimo ( $M_U$ ):

$$M_{LL+IM} = (-1.88)(1.2)(1.33) = 3.00 T.m$$

- Momento de Flexión Positivo:

Para hallar la posición del momento positivo más crítico utilizaremos las líneas de influencia de momento flector para  $X = 0,4L$  especificadas en el Anexo 5 y analizaremos la losa hiperestática usando el software SAP2000:



**Figura N° 70.** Diagrama de momentos de la losa por carga viva para máximo momento positivo. Elaboración propia.

Entonces el valor más crítico es el que se encuentra a 0.4L o 1.00 m del apoyo externo A, al cual se le considerará el factor de presencia múltiple y el factor de impacto o carga dinámica para después ser usado en el cálculo del momento último ( $M_U$ ):

$$M_{LL+IM} = (3.38)(1.2)(1.33) = 5.39 T.m$$

**- Cortante en Sección Crítica:**

Se analizará el cortante crítico más adelante en el cálculo de estribos.

**13.13.2. Cálculo del Acero Principal Negativo.**

Primero realizaremos el análisis de la combinación de cargas de las vigas diafragma para momentos negativos para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de  $n = n_D n_R n_I = 1$ , entonces a continuación hallamos el momento último reemplazando los datos calculados anteriormente:

$$M_U = n(1.25M_{DC} + 1.75M_{(LL+IM)})$$

$$M_U = 1(1.25(-0.268) + 1.75(-3.00))$$

$$M_U = -5.585 T.m$$

Entonces hallamos el  $K_U$ , asumiendo un peralte efectivo  $d = (h - 7 \text{ cm}) = 138 \text{ cm}$

$$K_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2} = \frac{-5.585 \times 10^5}{25 \times 138^2} = 1.17$$

Como la cuantía es muy pequeña y está fuera de los límites de la Tabla de cuantías, usamos la siguiente ecuación para hallar la cuantía mínima a utilizar.

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{280}}{4200} = 0.0028$$

A continuación, reemplazamos los datos para hallar la cantidad de acero negativo a utilizar en la viga diafragma:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0028(25)(138) = 9.66 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" (5.1 cm<sup>2</sup>), por lo tanto:

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \phi 1" \approx 2 \phi 1"$$

Ahora, hallamos el bloque equivalente de compresiones de la viga para luego comprobar si el acero negativo calculado cumple con la resistencia de diseño.

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 f'_c \cdot b} = \frac{(2 \times 5.1)(4200)}{0.85(280)(25)} = 7.2 \text{ cm}$$

$$\phi Mn = \phi A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.9(10.2)(4200)(138 - 7.2/2)$$

$$\phi Mn = 51819.264 \text{ kg.m} = 51.819 \text{ T.m} > 5.585 \text{ T.m}$$

Entonces, como  $M_U < \phi Mn$ , la resistencia de diseño si cumple con la cantidad de varillas de refuerzo calculados en la viga.

### 13.13.3. Cálculo del Acero Principal Positivo.

Primero realizaremos el análisis de la combinación de cargas para momentos positivos de las vigas diafragma para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de  $n = n_D n_R n_I = 1$ , entonces a continuación hallamos el momento último reemplazando los datos calculados anteriormente:

$$M_U = n(1.25M_{DC} + 1.75M_{(LL+IM)})$$

$$M_U = 1(1.25(0.358) + 1.75(5.39))$$

$$M_U = 9.88 \text{ T.m}$$

Entonces hallamos el  $K_u$ , asumiendo un peralte efectivo  $d = (h - 7 \text{ cm}) = 138 \text{ cm}$

$$K_U = \frac{M_U}{b \cdot d^2} = \frac{9.880 \times 10^5}{25 \times 138^2} = 2.075$$

Como la cuantía es muy pequeña y está fuera de los límites de la Tabla de cuantías, usamos el mismo valor de cuantía hallada en cálculo del acero principal negativo y pasamos a reemplazar los datos obtenidos para hallar la cantidad de acero positivo a utilizar en la viga, el cual por las mismas dimensiones y misma cuantía será igual al acero negativo.

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.0028(25)(138) = 9.66 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1" ( $5.1 \text{ cm}^2$ ), por lo tanto:

$$A_s = 1.89 \text{ cm}^2 \phi 1" \approx 2 \phi 1"$$

#### 13.13.4. Cálculo del Acero en el Alma de la viga.

En el alma de las vigas diafragma debe colocarse acero de contracción y temperatura en ambas caras laterales, por lo tanto hallamos el área a utilizar de la siguiente formula:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18 b \cdot h}{2(b + h)}$$

$$\text{Donde } \left\{ \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2/m \leq A_s \leq 12.70 \text{ cm}^2/m \\ b = 25 \text{ cm} \\ h = 145 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del área a utilizar:

$$A_{S_{Temp}} = \frac{0.18(25)(145)}{2(25 + 145)} = 1.92 \text{ cm}^2/m$$

Como el valor se encuentra por debajo del rango permitido, utilizaremos el valor mínimo del rango permitido  $2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Entonces para el espacio libre de la viga diafragma descontando la altura de la losa tenemos:  $1.45 - 0.20 = 1.25 \text{ m}$ .

$$A_{S_{Temp}} = (2.33 \text{ cm}^2/\text{m})(1.25 \text{ m}) = 2.91 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se usaran por cara  $1 \text{ } \emptyset \text{ } 3/4" = (2.85 \text{ cm}^2)$ , que deberá cumplir una separación máxima de 3 veces el espesor de la viga o 45 cm.

$$S_{max} = 3(25) = 75 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad S_{max} = 45 \text{ cm}$$

#### 13.13.5. Cálculo de Estribos.

Para comenzar con el cálculo de estribos, primero debemos conocer cuál es la sección crítica por cortante, la cual según la AASHTO LRFD se ubica a una distancia " $d_v$ " medida desde la cara interna del apoyo interno hacia el apoyo externo y se le conoce como el peralte efectivo por cortante de la viga diafragma.

A continuación calcularemos el valor del peralte efectivo por cortante " $d_v$ " de la siguiente ecuación:

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

Donde:

$$d_e = \text{Peralte efectivo normal de la viga diafragma} = 138 \text{ cm}$$

$$a = \text{Bloque equivalente de compresiones} = 7.2 \text{ cm}$$

Reemplazamos los datos para el cálculo del peralte efectivo por cortante:

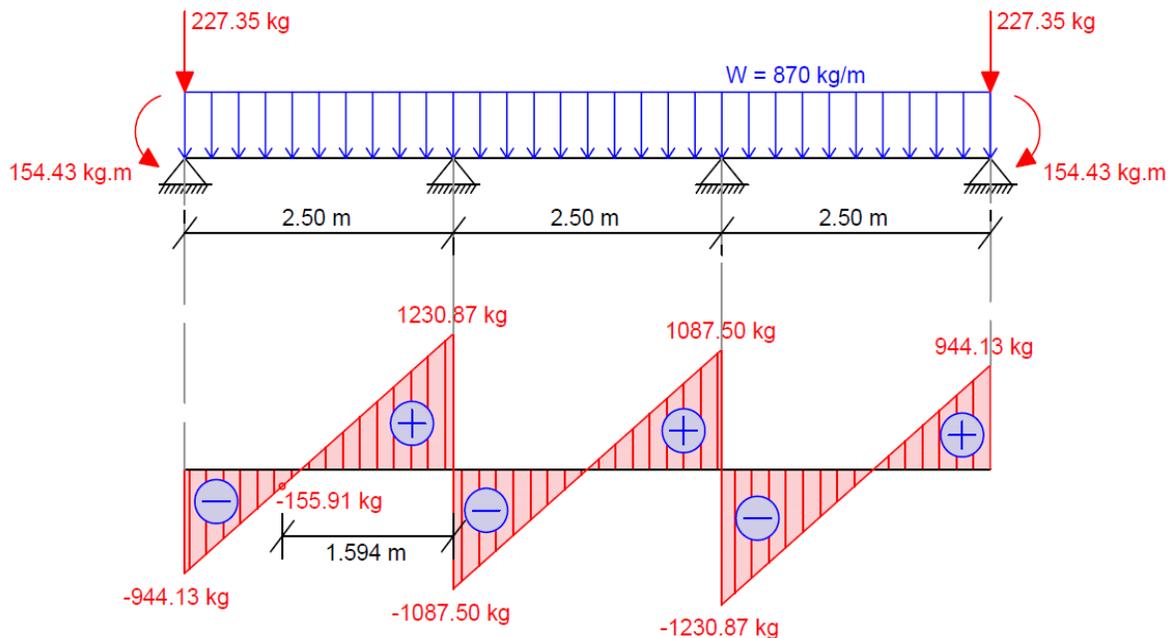
$$d_v = 138 - \frac{7.2}{2} = 134.40 \text{ cm}$$

El cual no debe ser menor que el mayor valor de:

$$\begin{cases} 0.90 d_e = 0.90(138) = 124.20 \text{ cm} \\ 0.72 h = 0.72(145) = 104.40 \text{ cm} \end{cases}$$

Entonces, la sección crítica por cortante se encuentra desde la cara del apoyo interno a 134.40 cm y a 159.40 cm desde el eje central del apoyo interno.

A continuación mostramos en la siguiente figura el análisis que quedó pendiente de la carga muerta por cortante de la viga diafragma.



**Figura N° 71.** Diagrama de cortante de la carga muerta de la viga diafragma.

Elaboración propia.

Entonces, el valor del cortante a utilizar para la carga muerta de la viga diafragma es el que se encuentra en la sección crítica ya hallada, el cual es  $V_{DC} = -155.91 \text{ kg}$ .

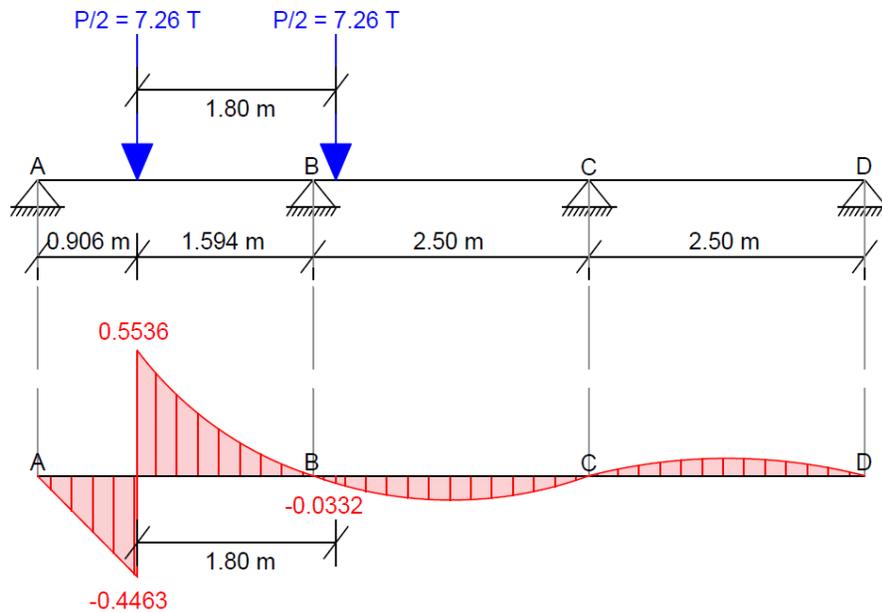
Una vez hallada y analizada la sección crítica por cortante de la viga diafragma pasamos al análisis por carga viva del cortante posicionando las cargas vehiculares en la

posición de la sección crítica por cortante como se mostrará y analizará por medio de líneas de influencia del software SAP2000 en la siguiente figura:

Entonces de la Figura N° 72 calculamos el cortante por carga viva para la ubicación más crítica del camión de diseño, la cual resulta:

$$V_{LL} = 7.26(0.5536) + 7.26(-0.0332)$$

$$V_{LL} = 3.778 T$$



**Figura N° 72.** Diagrama de cortante en la sección crítica de la viga diafragma.  
Elaboración propia.

Aplicando el factor de impacto  $IM = 33\%$  y el factor de presencia múltiple para un carril cargado  $m = 1.2$ , nos da lo siguiente:

$$V_{LL+IM} = 3.778(1.2)(1.33) = 6.03 T = 6030 kg$$

Una vez que se tienen todos los valores de las cargas muertas y vivas (despreciando la carga muerta de la carpeta de rodadura debido a que es un valor pequeño) pasamos al análisis de la combinación de cargas para cortante de la viga diafragma para el estado límite de Resistencia I y aproximando el valor de  $n = 1$ .

$$V_U = n((0.9 \text{ ó } 1.25)V_{DC} + 1.75V_{LL+IM})$$

$$V_U = 1(0.9(-155.91) + 1.75(6030)) = -10412.181 \text{ kg}$$

Finalmente pasamos al diseño de estribos en la sección crítica de la viga diafragma para la cual necesitamos hallar los valores del cortante nominal resistente del concreto ( $V_C$ ) y del cortante nominal resistente del acero ( $V_S$ ) reemplazando los datos en la siguiente fórmula:

$$V_C = 0.53\sqrt{f'c}(b_w)(d_v)$$

$$V_C = 0.53\sqrt{280}(25)(134.40) = 29798.48 \text{ kg}$$

Sabemos que:

$$V_U = \phi V_n = \phi(V_C + V_S); \text{ donde } \phi = 0.85$$

Reemplazamos los datos para obtener  $V_S$ :

$$V_S = \frac{V_U}{\phi} - V_C = \frac{10412.81}{0.85} - 29798.48$$

$$V_S = -17548.86 \text{ kg}$$

Como  $V_U < V_C$  usaremos la menor cantidad de refuerzo transversal o estribos aplicando y reemplazando los datos en la siguiente fórmula, de la cual asumiremos el espaciamiento  $S = 45 \text{ cm}$ :

$$A_{V \text{ min}} = 0.27\sqrt{f'c} \frac{b_v S}{f_y} ; \text{ donde } \begin{cases} b_v = \text{Ancho de la viga} \\ S = \text{Espaciamiento} \end{cases}$$

$$A_{V \text{ min}} = 0.27\sqrt{280} \frac{(25)(45)}{4200}$$

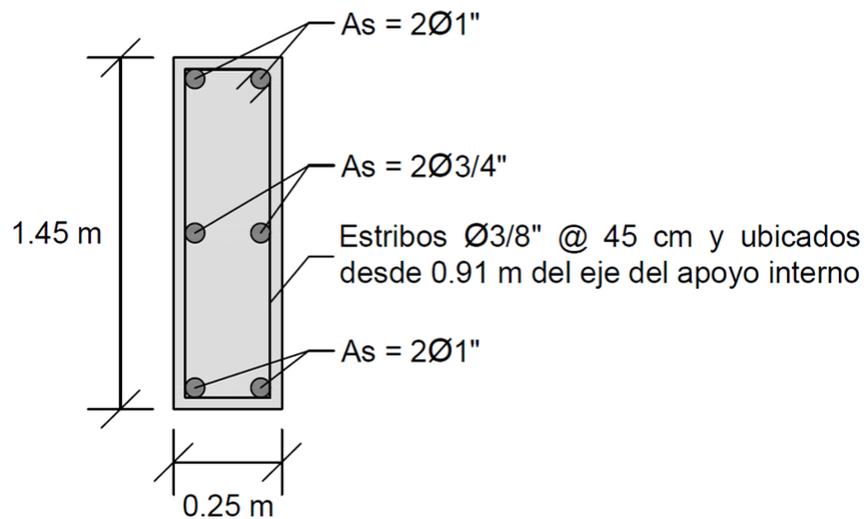
$$A_{V \text{ min}} = 1.21 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 3/8" = 1.42 \text{ cm}^2$$

Por último calculamos la separación de los estribos asumiendo 2 capas de varillas de refuerzo de  $\emptyset 3/8"$  reemplazando los datos en la siguiente fórmula:

$$S_{\emptyset 3/8"} = \frac{A_{SVOL} \cdot f_y \cdot d_V}{V_S}$$

$$S_{\emptyset 3/8"} = \frac{2(0.71)(4200)(134.40)}{17548.86} = 45.68 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

Finalmente en la siguiente figura, mostramos la distribución de acero principal negativo y positivo, acero en el alma de la viga, así como también la distribución de estribos de la viga diafragma.



**Figura N° 73.** Distribución de varillas de refuerzo de la viga diafragma. Elaboración propia.

A continuación, de los resultados obtenidos y de la Figura N° 73 se muestra un resumen de todas las varillas de refuerzo que se necesitarán para el diseño de la viga diafragma de concreto armado:

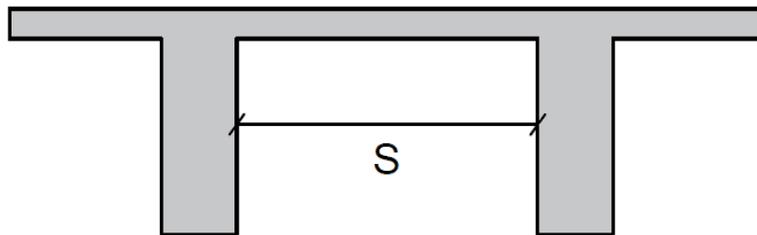
<u>ACE. NEGATIVO</u>	<u>ACE. POSITIVO</u>	<u>ACE. ALMA</u>	<u>ESTRIBOS</u>
19Ø1"	18Ø1"	2Ø3/4"	Ø1/2"@25cm

## 14. DISEÑO DE LA LOSA

Para diseñar una losa de concreto siguiendo los parámetros que propone la AASHTO LRFD, esta se debe diseñar utilizando el método empírico, que según varios estudios este método no requiere de análisis pero aun así provee de una extraordinaria reserva de resistencia.

Para llevar a cabo el diseño por el método empírico, primero necesitamos conocer acerca de la longitud efectiva de una losa, la cual la AASHTO considera que para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas es definida como la distancia entre las puntas de las alas, más el volado de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

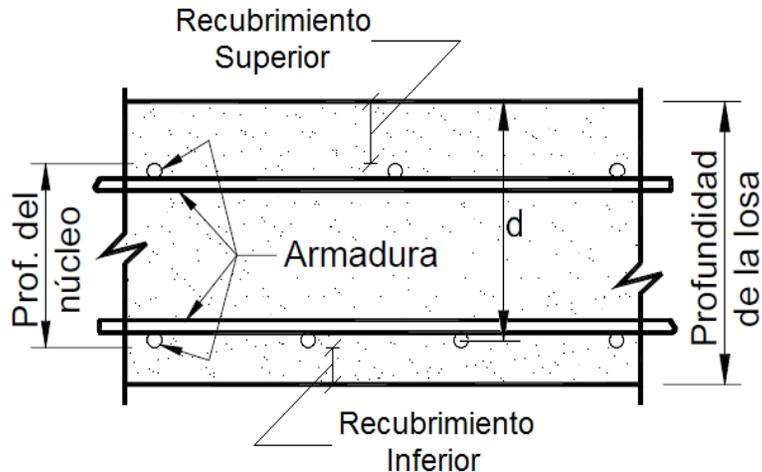
A continuación mostraremos en la siguiente figura la manera de interpretar la longitud efectiva para nuestro puente continuo con vigas Te:



**Figura N° 74.** Longitud efectiva ( $S = 200 \text{ mm}$ ) para vigas Te. Elaboración propia.

Ahora, de la Figura N° 75 mostraremos como está conformada una losa de concreto en la cual se muestran los aceros de refuerzo (Armadura) inferior y superior los cuales pertenecen al núcleo de la losa. Entonces analizamos lo siguiente para nuestra losa de concreto:

- Profundidad de la losa =  $h_{\text{LOSA}} = 20.00 \text{ cm}$
- Recubrimiento Superior =  $5.00 \text{ cm}$
- Recubrimiento Inferior =  $2.50 \text{ cm}$
- Profundidad del núcleo =  $20.00 \text{ cm} - (5.00 - 2.50) \text{ cm} = 12.50 \text{ cm}$
- Peralte efectivo =  $d = 20.00 \text{ cm} - 2.50 \text{ cm} - 1.29/2 \text{ cm} = 16.90 \text{ cm}$   
(Considerando que el acero de refuerzo es de 1/2")



**Figura N° 75.** Peralte efectivo y núcleo de una losa de concreto. Recuperado y modificado de la Figura C9.7.2.4-2 de la norma AASHTO LRFD, séptima edición 2014.

#### 14.1. CONDICIONES DE DISEÑO

Para llevar a cabo el diseño de la losa por el método empírico, el puente debe de cumplir ciertas condiciones geométricas o de diseño, las cuales se indican a continuación:

- ✓ La longitud efectiva debe ser:  $S \leq 4100$  mm
- ✓ La relación entre la longitud efectiva y el peralte efectivo o de diseño de la losa debe ser:  $6 < L/d < 18$
- ✓ La altura mínima de la losa debe ser:  $h_{\text{LOSA}} \geq 175$  mm
- ✓ La profundidad del núcleo debe ser mayor o igual que 100 mm
- ✓ La distancia del voladizo, medido desde el centro de la viga exterior, debe ser como mínimo 5 veces el espesor de la losa.
- ✓ La resistencia específica del concreto debe ser:  $f'c \geq 280$  kg/cm<sup>2</sup> (28 MPa)

#### 14.2. VERIFICACIÓN DE LAS CONDICIONES DE DISEÑO

Luego de conocer cuáles son las condiciones de diseño, pasamos a la verificación de estas condiciones, y ver si cumplen con los datos que se obtuvieron anteriormente en el análisis y en el predimensionamiento del puente continuo.

- ✓ Longitud efectiva:  $S = 2000 \text{ mm} \leq 4100 \text{ mm}$  → CUMPLE
- ✓  $L/d = 2000/169 = 11.83$ ,  $6 < L/d < 18$  → CUMPLE
- ✓  $h_{\text{LOSA}} = 200 \text{ mm} \geq 175 \text{ mm}$  → CUMPLE
- ✓ Profundidad del núcleo =  $125 \text{ mm} \geq 100 \text{ mm}$  → CUMPLE
- ✓ Distancia del voladizo =  $1050 \text{ mm} \geq 5 \times 200 = 1000 \text{ mm}$  → CUMPLE
- ✓  $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \geq 280 \text{ kg/cm}^2$  → CUMPLE

Al ver que nuestra losa cumple con todos los requisitos propuestos por la AASHTO LRFD, por lo tanto podemos proceder con el diseño y cálculo de las 4 capas de aceros de refuerzo, 2 capas inferiores en cada sentido y 2 capas superiores en cada sentido de la losa de concreto. Finalmente para completar el diseño de la losa, el método empírico propone cumplir con los siguientes requisitos para los aceros de refuerzo:

- ✓ La cantidad mínima de armadura debe ser de  $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm}$  de acero de refuerzo para cada capa inferior.
- ✓ La cantidad mínima de armadura debe ser de  $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm}$  de acero de refuerzo para cada capa superior.
- ✓ La distancia de separación que debe tener el acero de refuerzo debe ser menor o igual que  $450 \text{ mm}$ .

Por lo tanto, utilizaremos el acero de refuerzo mínimo propuesto por la AASHTO LRFD para las capas de la losa y a continuación poder determinar la separación del acero:

Acero Inferior:  $0.570 \text{ mm}^2/\text{mm} = 5.70 \text{ cm}^2/\text{m}$

Procederemos a escoger varillas de refuerzo de  $1/2''$  ( $1.29 \text{ cm}^2$ ) y calcular así el espaciamiento máximo que debe haber entre varilla y varilla para las dos capas inferiores de la siguiente manera:

$$\frac{1.29 \text{ cm}^2}{5.70 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.2263 \text{ m} \approx 0.20 \text{ m}$$

Entonces, colocaremos  $1 \text{ } \emptyset \text{ } 1/2'' \text{ @ } 0.20 \text{ m}$  para ambas direcciones.

Acero Superior:  $0.380 \text{ mm}^2/\text{mm} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{m}$

Procederemos a escoger varillas de refuerzo de 1/2" ( $1.29 \text{ cm}^2$ ) y calcular así el espaciamiento máximo que debe haber entre varilla y varilla para las dos capas superiores de la siguiente manera:

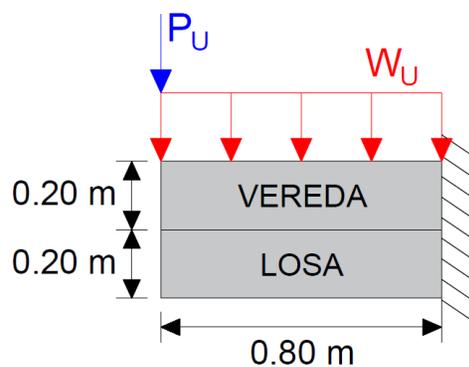
$$\frac{1.29 \text{ cm}^2}{3.80 \text{ cm}^2/\text{m}} = 0.3395 \text{ m} \approx 0.30 \text{ m}$$

Entonces, colocaremos 1  $\varnothing$  1/2" @ 0.30 m para ambas direcciones.

### 14.3. DISEÑO DEL VOLADIZO

Ahora pasamos a analizar y diseñar el voladizo de la losa de concreto, previamente del predimensionamiento del puente sabemos que nuestro voladizo medirá 0.80 m de largo. Sobre el voladizo descansarán la vereda peatonal, la cual medirá 0.20 m de altura y también descansará la baranda peatonal en un extremo y a lo largo de todo el voladizo.

A continuación, procederemos a analizar las cargas actuantes en el voladizo, las cuales son las cargas muertas o por peso propio, las cargas vivas que en este caso serán las peatonales y la carga del peso de la baranda peatonal de la vereda. Este análisis será evaluado para 1 m de ancho por 0.80 m de largo del voladizo. De la siguiente Figura detallaremos el análisis del voladizo, para calcular las cargas y pesos últimos utilizaremos las combinaciones de cargas detalladas anteriormente en las Tablas 2 y 3:



**Figura N° 76.** Cargas actuantes en el voladizo de la losa. Elaboración propia.

Cargas por peso propio para 1.00 m de ancho:

- ✓ Losa  $\rightarrow W_{PP} = 2400 \frac{Kg}{m^3} (1.00 m)(0.20 m) = 480 Kg/m$
- ✓ Vereda  $\rightarrow W_{VER} = 2400 \frac{Kg}{m^3} (1.00 m)(0.20 m) = 480 Kg/m$
- ✓ s/c peatonal  $\rightarrow W_{PL} = 360 Kg/m$
- $W_U = 1.25(W_{PP} + W_{VER}) + 1.75(W_{PL}) = 1830 kg/m$

Cargas por peso de la baranda peatonal para 1.00 m de ancho:

- ✓ Baranda  $\rightarrow P_{DC} = 100 Kg$
- $P_U = 1.25(P_{DC}) = 125 Kg$

Ahora hallaremos el Momento Último en el voladizo:

$$M_U = \left(1830 \frac{Kg}{m}\right) (0.80 m) \left(\frac{0.80 m}{2}\right) + (125 Kg)(0.80 m)$$

$$M_U = 685.60 Kg.m = 0.6856 T.m$$

Teniendo el Momento Último procedemos a calcular la cantidad de varillas de refuerzo y su respectiva separación para así finalizar con el diseño de nuestro voladizo y de la losa.

Datos Adicionales: d = 17 cm (Peralte efectivo asumido)  
 b = 100 cm  
 $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Utilizaremos el mismo procedimiento que se usó en el cálculo del acero para las vigas internas y externas, por lo tanto volvemos a usar la misma siguiente ecuación y reemplazamos en la ecuación los datos obtenidos del Momento Último, el ancho y el peralte efectivo del voladizo para así después obtener la cuantía.

$$K_U = \frac{M_U}{bd^2} = \frac{0.6856 \times 10^5}{100(17^2)} = 2.3723$$

Como en la tabla de cuantías del Anexo 2 hay valores superiores a 2.3723, por lo tanto aplicamos y reemplazamos los datos en la siguiente ecuación de cálculo para hallar la cuantía mínima del acero del voladizo:

$$\rho_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.7 \frac{\sqrt{280}}{4200} = 0.0028$$

Finalmente pasamos al cálculo del acero de la siguiente manera que ya conocemos desde el cálculo del acero para las vigas internas y externas:

$$A_s = \rho b d = (0.0028)(100)(17)$$

$$A_s = 4.76 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán varillas de refuerzo de 1/2" (1.29 cm<sup>2</sup>), por lo tanto:

$$A_s = \frac{4.76 \text{ cm}^2}{1.29 \text{ cm}^2} = 3.69 \approx 4 \text{ } \emptyset \text{ 1/2"}$$

Entonces, la separación que habrá entre varilla y varilla será de 1  $\emptyset$  1/2" @ 0.25 cm por cada metro a diseñar en el voladizo de la losa.

## 15. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE ACERO ESTRUCTURAL

Para analizar este tipo de puente, únicamente reemplazaremos todo el diseño de las vigas de concreto armado por vigas metálicas y aumentaremos una viga más en el diseño para experimentar que sucederá al final del diseño en comparación con el puente de concreto armado. No se considerará el apuntalamiento, generando así una etapa en la que la sección de acero va a trabajar como una sección no compuesta. De esta manera para la AASHTO si no existe apuntalamiento, entonces se puede economizar la construcción.

## 15.1. VIGAS METÁLICAS

Las vigas metálicas también serán analizadas al igual que las vigas de concreto armado, asumiendo el mismo estado límite de Resistencia I, de la cual se verificará la resistencia de las vigas a flexión y al corte para los dos tipos de sección compuesta y no compuesta, aproximando el valor de los modificadores de carga  $n = n_D n_R n_I = 1$ .

Para este diseño del puente se asumirán 5 vigas metálicas de perfil W36x150, las cuales se analizarán más adelante y tendrán una separación de 2.00 m entre viga y viga, esta separación también es considerada como el ancho efectivo de la losa de concreto “ $b_e$ ”. Para la AASHTO el ancho efectivo es en el que en los esfuerzos de compresión que están aplicados en la losa, pueden suponerse como constantes.

Ahora, mencionamos algunos datos asumidos para examinar los resultados finales del puente de acero estructural, también se mencionan las propiedades de la viga metálica de perfil W36x150, los cuales más adelante pasarán a ser reemplazados para calcular los factores de distribución de sobrecargas para las vigas metálicas principales interiores y exteriores:

- $S = 2000 \text{ mm}$
- $L = 25000 \text{ mm} // 30000 \text{ mm}$
- $n = 5 \text{ vigas}$
- $I = 3762732087.42 \text{ mm}^4$
- $A = 28516.07 \text{ mm}^2$
- $e_g = 556 \text{ mm}$
- $t_s = 200 \text{ mm}$
- $K_g = 1.01 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

A continuación pasaremos a analizar los factores de distribución de las sobrecargas para momento y cortante, así como también el análisis de las cargas vivas y muertas, y así llevar a cabo el análisis de las vigas metálicas.

## 15.2. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS PARA MOMENTO

Como ya se explicó anteriormente en el análisis del puente de concreto armado, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para momento se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas metálicas con los datos para el perfil metálico W36x150:

### 15.2.1. Vigas Interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 5.

Se sabe que el puente de acero al igual que el puente de concreto es de tres tramos de diferentes longitudes por tramos (25 m y 30 m), pero para el reemplazo de los datos en las próximas fórmulas de factor de distribución únicamente se considerará  $L = 25$  m ya que mientras menos distancia tiene la longitud del tramo, el valor del factor de distribución es más crítico.

***Para un carril de diseño cargado.***

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SI$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior,  $M$  = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para  $L = 25$  m:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{2000}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2000}{25000}\right)^{0.3} \left(\frac{1.01(10^{11})}{(25000)(200)^3}\right)^{0.1}$$

$$mg_M^{SI} = 0.382$$

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt^3}\right)^{0.1}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$MI$  = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior,  $M$  = Momento

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula para  $L = 25$  m:

$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{2000}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2000}{25000}\right)^{0.2} \left(\frac{1.01(10^{11})}{(25000)(200)^3}\right)^{0.1}$$

$$mg_M^{MI} = 0.526$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de  $mg_M^{MI} = 0.526$  debido a que es el valor más alto de todos los que se calcularon.

### 15.2.2. Vigas Exteriores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para momento en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 6.

**Para un carril de diseño cargado.**

Se utiliza la Ley de Momentos explicada anteriormente en la Figura N° 8.

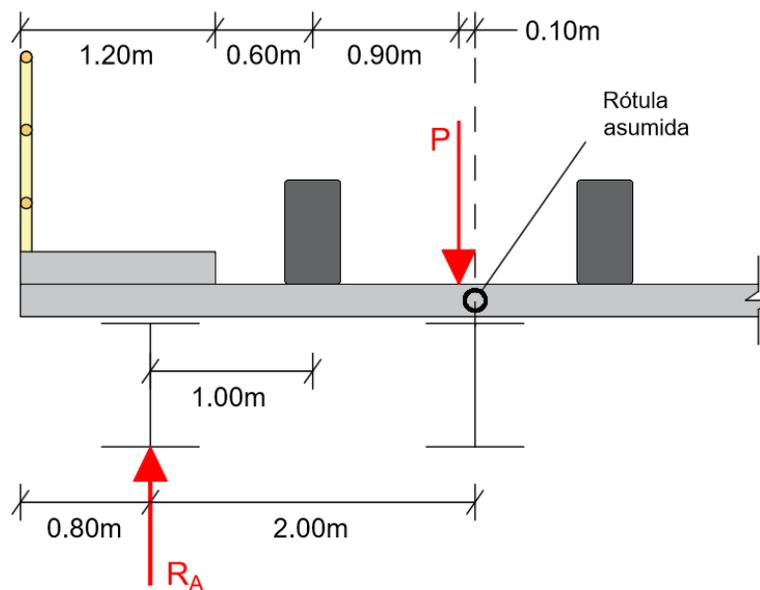
Realizamos la sumatoria de momentos respecto al apoyo externo para poder hallar la reacción del apoyo interno. Al hallar la reacción, se multiplicará por el factor de presencia múltiple ( $m$ ) y así tener el valor del factor de distribución de la sobrecarga para momento.

A continuación se muestra en la Figura N° 77 la manera de aplicación de la ley de momentos respecto al apoyo interno del puente de acero considerando la carga "P" como la resultante de las cargas de las dos llantas del camión de diseño:

Aplicando sumatoria de momentos respecto al apoyo interno (Figura N° 77):

$$R_A(2.00) = P(0.10)$$

$$R_A = g_M^{SE} = 0.005P$$



**Figura N° 77.** Ley de Momentos respecto a la viga de acero interna. Elaboración propia.

Multiplicando por el factor de presencia múltiple ( $m = 1.2$ )

$$mg_M^{SE} = 1.2(0.005) = 0.006$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SE$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior,  $M$  = Momento

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_M^{ME} = emg_M^{MI}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$ME$  = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior,  $M$  = Momento

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

El valor " $d_e$ " es igual a -400 mm y no se encuentra dentro del rango de aplicabilidad por lo que el valor de "e" es igual a cero y el factor de distribución también.

**Requerimiento especial (Método de Courbon) para vigas exteriores.**

Se debe utilizar este método debido a que para el cálculo anterior de los factores de distribución para vigas exteriores no se consideró la presencia de vigas diafragma ni de marcos transversales, por lo que se debe hacer un nuevo procedimiento especial para este tipo de casos considerando esta vez la presencia de vigas diafragma en el puente.

Y para poder calcular el valor de distribución de la carga viva en términos de carriles de diseño para vigas exteriores la norma AASHTO LRFD propone la siguiente fórmula según el artículo C4.6.2.2.2.d-1 y basado en el Método de Courbon:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum_{i=1}^{N_L} e}{\sum_{i=1}^{N_b} x^2}$$

Donde:

$R$  = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

$N_L$  = número de carriles cargados considerado

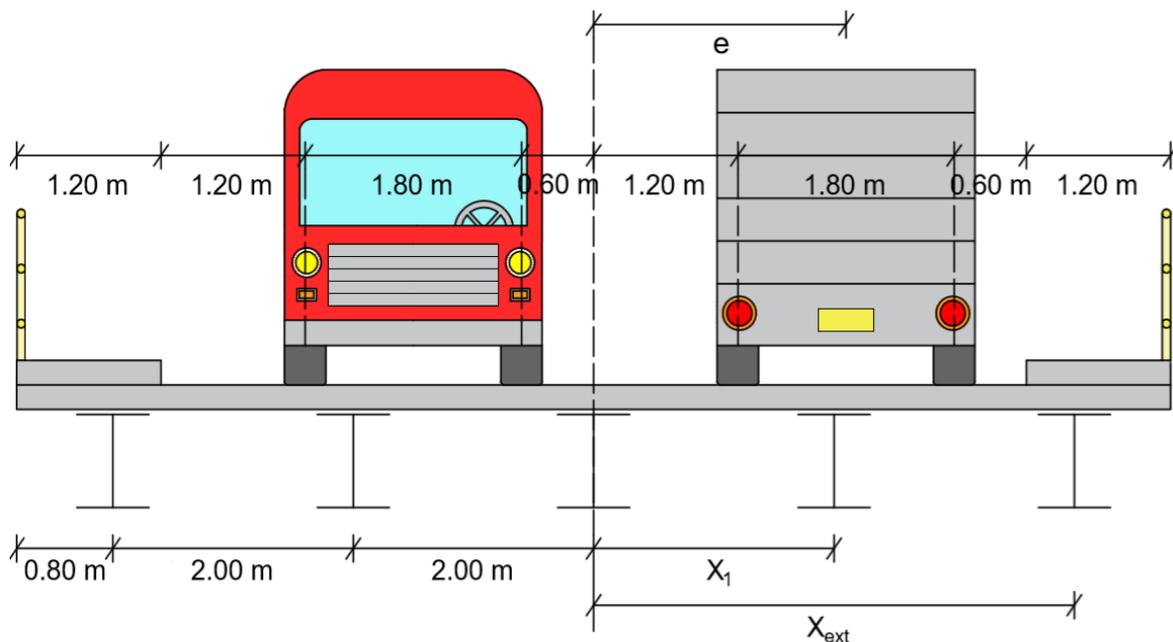
$e$  = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (mm)

$x$  = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (mm)

$X_{ext}$  = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (mm)

$N_b$  = número de vigas

Entonces, para proceder con este requerimiento especial en la Figura N° 78 se muestra la ubicación transversal más crítica de los camiones de diseño para de esta manera poder reemplazar los datos existentes en la fórmula y así utilizar el valor más crítico del factor de distribución para poder analizar las vigas exteriores.



**Figura N° 78.** Ubicación crítica transversal de los camiones de diseño. Elaboración propia.

$$\text{Donde } \left\{ \begin{array}{l} N_b = 5 \\ X_1 = 2.00 \\ X_2 = 4.00 \\ X_3 = -2.00 \\ X_4 = -4.00 \\ X_{ext} = 4.00 \\ e = 2.10 \end{array} \right.$$

$$\sum X^2 = (2^2) + (4^2) + (-2^2) + (-4^2) = 40$$

Cuando se tiene un carril cargado: ( $m = 1.2$ )

$$R = \frac{1}{5} + \frac{(4.00)(2.10)}{40} = 0.410$$

Multiplicamos el valor obtenido por el factor de presencia múltiple para 1 carril:

$$mR = (1.2)(0.410) = 0.492$$

Cuando se tiene dos carriles cargados: ( $m = 1.0$ )

$$R = \frac{2}{5} + \frac{(4.00)(2.10 - 1.50)}{40} = 0.460$$

Multiplicamos el valor obtenido por el factor de presencia múltiple para 2 carriles:

$$mR = (1.0)(0.460) = 0.460$$

Entonces, el factor de distribución para momento más crítico que se debería utilizar para el diseño de la viga externa, es el valor de  $mg_M^E = 0.492$  debido a que es el valor más alto de los que se calcularon.

Por lo tanto, como ya tenemos los dos factores de distribución para la viga interna y para la viga externa utilizaremos el valor más alto de ambos ya que el diseño para las vigas internas y externas es el mismo:

$$\text{Viga Interior} \rightarrow mg_M^{MI} = 0.526 \rightarrow \text{GOBIERNA}$$

$$\text{Viga Exterior} \rightarrow mg_M^E = 0.492$$

### 15.3. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS PARA CORTANTE

Al igual que los factores de distribución para momento, los factores de distribución para momento deben ser aplicados en puentes que son analizados para un carril y para 2 ó más carriles de sobrecarga, utilizando el valor más alto de ambos casos.

El factor de distribución de la sobrecarga para cortante se calcula y aplica de manera diferente para las vigas interiores y para las vigas exteriores. A continuación iremos detallando la explicación para estos dos casos de vigas metálicas de perfil W36x150, del cual ya se detallaron sus propiedades con anterioridad. Para el cálculo del factor de distribución para cortante solo usaremos el valor de  $S = 2000$  mm.

Ahora los datos pasarán a ser reemplazados para calcular los factores de distribución de sobrecargas para las vigas metálicas interiores y exteriores:

#### 15.3.1. Vigas Interiores.

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas metálicas del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 7.

***Para un carril de diseño cargado.***

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SI$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga interior,  $V$  = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{2000}{7600}$$

$$mg_V^{SI} = 0.623$$

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{2.0}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$MI$  = Múltiples carriles de diseño cargado para la viga interior,  $V$  = Cortante

Reemplazando en milímetros los datos existentes en la fórmula:

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{2000}{3600} - \left(\frac{2000}{10700}\right)^{2.0}$$

$$mg_V^{MI} = 0.721$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga interna, es el valor de  $mg_V^{MI} = 0.721$  debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

**15.3.2. Vigas Exteriores.**

Calcularemos el factor de distribución de la sobrecarga para cortante en vigas Te de concreto del puente continuo analizando para un carril de carga y para múltiples carriles de carga siguiendo las especificaciones detalladas anteriormente en la Tabla N° 8.

**Para un carril de diseño cargado.**

Se utiliza la Ley de Momentos, la cual dará el mismo valor ya explicado y calculado anteriormente en la Figura N° 77.

$$mg_V^{SE} = 1.2(0.005) = 0.006$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$SE$  = Un solo carril de diseño cargado para la viga exterior,  $V$  = Cortante

**Para dos o más carriles de diseño cargado.**

Se utiliza la siguiente fórmula para múltiples carriles cargados:

$$mg_V^{ME} = emg_V^{MI}$$

$mg$  = Factor de distribución incluyendo el factor de presencia múltiple

$ME$  = Múltiples carriles de diseño cargados para la viga exterior,  $V$  = Cortante

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$$

El valor " $d_e$ " fue hallado anteriormente en la Figura N° 44, y no cumple con el rango de aplicabilidad anulando el valor de " $e$ ".

Por lo tanto, el factor de distribución de la fórmula para múltiples carriles también queda anulada:

$$mg_V^{ME} = 0$$

Entonces, el factor de distribución para cortante más crítico que se utilizará para el diseño de la viga externa, es el valor obtenido por la Ley de Momentos  $mg_V^{SE} = 0.006$  debido a que es el valor más alto de los dos que se calcularon.

Como ya tenemos los dos factores de distribución para la viga interna y para la viga externa utilizaremos el valor más alto de ambos ya que el diseño para las vigas internas y externas es el mismo:

$$\text{Viga Interior} \rightarrow mg_V^{MI} = 0.721 \rightarrow \text{GOBIERNA}$$

$$\text{Viga Exterior} \rightarrow mg_V^{SE} = 0.006$$

#### 15.4. CARGA VIVA VEHICULAR

El cálculo de la carga viva vehicular depende del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular multiplicados por los factores de distribución por sobrecarga para momento y cortante de las vigas principales internas y externas. Una vez obtenidos los resultados, estos serán utilizados más adelante para proceder con el cálculo del momento y cortante último ( $M_U$  y  $V_U$ ).

Utilizaremos los valores ya calculados anteriormente del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular, los cuales fueron hallados de las Figuras N° 40 y 41 en el análisis de las líneas de influencia para esfuerzos máximos de carga los cuales se muestran a continuación:

$$M_{MAX} = 256.420 T.m$$

$$V_{MAX} = 55.949 T$$

A continuación, hallaremos el momento y cortante de carga viva vehicular multiplicando los valores del momento y cortante máximo por sobrecarga vehicular por los factores de distribución por sobrecarga para momento y cortante, los cuales ya fueron calculados anteriormente:

Momento de carga viva vehicular ( $M_{LL}$ ):

$$M_{LL} = (M_{MAX})(m g_M^{MI})$$

$$M_{LL} = (256.420)(0.526) = 134.877 T.m$$

Cortante de carga viva vehicular ( $M_{LL}$ ):

$$V_{LL} = (V_{MAX})(m g_V^{MI})$$

$$V_{LL} = (55.949)(0.721) = 40.339 T$$

### 15.5. METRADO DE LAS DEMAS CARGAS POR VIGA

Para realizar el metrado de las otras cargas se sabe que al igual que el puente de concreto armado el puente metálico contará con dos carriles uno de ida y otro de vuelta de 3.60 m cada uno, veredas a ambos lados de un ancho de 1.20 m cada una. El asfalto tendrá una altura de 5 cm, el peso de la baranda es de 100 kg/m y la carga peatonal es de 360 kg/m<sup>2</sup>.

Ahora iremos calculando el peso de las cargas muertas por viga:

$$\begin{array}{lll}
 \text{Peso de la losa} & (2.40)(0.20)(9.60)/5 & = 0.922 \text{ T/m} \\
 \text{Peso del asfalto} & (2.2)(0.05)(7.20)/5 & = 0.158 \text{ T/m} \\
 \text{Peso de la vereda} & (2.40)(2 \times 1.20)(0.20)/5 & = 0.230 \text{ T/m} \\
 \text{Peso de la baranda} & 0.10 & = 0.100 \text{ T/m}
 \end{array}$$

Para calcular la carga de la viga metálica de perfil W36x150 se sabe que está en unidades de lb/ft y realizaremos la conversión a T/m de la siguiente manera:

$$\left(150 \frac{lb}{ft}\right) \left(\frac{1 \text{ ft}}{0.3048 \text{ m}}\right) \left(\frac{0.4536 \text{ kg}}{1 \text{ lb}}\right) = 223.227 \frac{kg}{m} \approx 0.223 \text{ T/m}$$

Para las vigas diafragma se considerará cargas aproximadas de 60 kg ubicadas a los tercios de las vigas metálicas principales.

Ahora calculamos el peso de la carga viva por viga, teniendo en cuenta únicamente al peso de los peatones que transitaran sobre las veredas del puente:

$$\text{Peso de la carga peatonal} \quad (0.36)(1.20)(2)/5 = 0.173 \text{ T/m}$$

Entonces, en la siguiente tabla mostraremos el resumen de las cargas halladas mostrando sus respectivos momentos y cortantes máximos ya calculados por medio del software de diseño SAP2000:

Tipos de Carga	Sección del Puente	W por viga ( T/m )	Momento ( T.m )	Cortante ( T )
Cargas Muertas	Losa	$W_{LOSA} = 0.922$	$M_{LOSA} = 70.179$	$V_{LOSA} = 14.332$
	Asfalto	$W_{ASF} = 0.158$	$M_{ASF} = 12.026$	$V_{ASF} = 2.456$
	Vigas metálicas	$W_{V.M.} = 0.223$	$M_{V.M.} = 16.974$	$V_{V.M.} = 3.467$
	Vigas diafragma	$W_{DIAF} = 0.060$	$M_{DIAF} = 1.600$	$V_{DIAF} = 0.060$
	Veredas	$W_{VER} = 0.230$	$M_{VER} = 17.507$	$V_{VER} = 3.575$
	Barandas	$W_{BAR} = 0.100$	$M_{BAR} = 7.612$	$V_{BAR} = 1.555$
Carga Viva	Carga Peatonal	$W_{PEAT} = 0.173$	$M_{PEAT} = 13.168$	$V_{PEAT} = 2.689$

**Tabla N° 16.** Resumen de momentos y cortantes máximos debido a las cargas del puente. Elaboración propia.

## 15.6. DISEÑO PARA EL ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA I

En este diseño se analizarán la resistencia a la flexión y la resistencia al corte de las vigas metálicas, cuyo perfil metálico elegido fue W36x150. Para continuar con los análisis y poder hallar el momento total último ( $M_{U(TOTAL)}$ ) y el cortante último ( $V_U$ ) se requiere de las dimensiones y propiedades del perfil W36x150, las cuales fueron sacadas de los Anexos 6, 7 y 10, y se muestran a continuación:

$$AREA = 44.2 \text{ in}^2 = 285.161 \text{ cm}^2$$

$$DEPTH = D_c = 35.9 \text{ in} = 91.186 \text{ cm}$$

$$WEB THICKNESS = t_w = 0.625 \text{ in} = 1.588 \text{ cm}$$

$$FLANGE WIDTH = b_f = 12 \text{ in} = 30.480 \text{ cm}$$

$$FLANGE THICKNESS = t_f = 0.940 \text{ in} = 2.388 \text{ cm}$$

$$b_f/2t_f = 6.37$$

$$h/t_w = 51.9$$

$$I_X = 9040 \text{ in}^4 = 376273.209 \text{ cm}^4$$

$$S_X = 504 \text{ in}^3 = 8259.081 \text{ cm}^3$$

$$r_X = 14.3 \text{ in} = 36.322 \text{ cm}$$

$$Z_X = 581 \text{ in}^3 = 9520.884 \text{ cm}^3$$

$$I_Y = 270 \text{ in}^4 = 11238.249 \text{ cm}^4$$

$$S_Y = 45.1 \text{ in}^3 = 739.057 \text{ cm}^3$$

$$r_Y = 2.47 \text{ in} = 6.274 \text{ cm}$$

$$Z_Y = 70.9 \text{ in}^3 = 1161.843 \text{ cm}^3$$

$$J = 10.1 \text{ in}^4 = 420.394 \text{ cm}^4$$

$$\phi M_{px} = 2180 \text{ kip.ft} = 301395.801 \text{ kg.m}$$

$$\phi M_{rx} = 1320 \text{ kip.ft} = 182496.540 \text{ kg.m}$$

$$L_p = 8.72 \text{ ft} = 265.786 \text{ cm}$$

$$L_r = 25.2 \text{ ft} = 768.096 \text{ cm}$$

$$ACERO \rightarrow E = 2038700 \text{ kg/cm}^2 \quad \parallel \quad F_{yc} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

### 15.6.1. Resistencia a la Flexión.

Analizaremos la resistencia a la flexión de la viga metálica para ver si su momento último total ( $M_{U(TOTAL)}$ ) cumple con los requisitos de ser menor que el momento nominal o de diseño ( $\phi M_n$ ). Para esto debemos analizar la viga metálica por partes de sección no compuesta, sección compuesta a largo plazo y sección compuesta a corto plazo, las cuales se irán explicando a continuación:

#### **Sección no compuesta.**

Analizaremos la etapa del concreto en la que aún no ha fraguado, por lo que la sección del acero trabaja como una sección no compuesta.

Se considera como una carga viva al concreto fresco, en la cual para tomar en cuenta la actividad constructiva se considerará una carga viva adicional de  $100 \text{ kg/m}^2$ . A continuación calcularemos esta carga adicional como una carga operacional para un espaciamiento entre vigas de 2.00 m:

$$W_{OPER} = (100)(2.00) = 200 \text{ kg/m} = 0.200 \text{ T/m}$$

Los valores del momento y cortante máximo operacional se muestran a continuación calculados por el software de diseño:

$$M_{OPER} = 15.223 \text{ T.m}$$

$$V_{OPER} = 3.109 \text{ T}$$

El primer momento último o amplificado ( $M_{U1}$ ) en la sección no compuesta se calculará de la misma manera que se realizó en el diseño de vigas de concreto:

$$M_{U1} = 1.0[1.25(M_{V.M.} + M_{DIAF}) + 1.75(M_{LOSA} + M_{OPER})]$$

$$M_{U1} = 1.0[1.25(16.974 + 1.600) + 1.75(70.179 + 15.223)]$$

$$M_{U1} = 172.671 \text{ T.m}$$

Para las secciones no compuestas se deben evaluar los estados límites de pandeo local del alma, pandeo local del ala y pandeo lateral-torsional, de donde se seguirá el procedimiento de análisis según los artículos 6.10.6.2 y A.6.3 de la AASHTO LRFD, la cual indica todo sobre la resistencia a la flexión.

#### *Pandeo local del alma.*

Las secciones compuestas se deben considerar como secciones compactas para lo cual la sección debe satisfacer el límite de esbeltez para el alma de la ecuación 6.10.6.2.2-1 de la AASHTO LRFD:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde:

$D_{cp}$  = Profundidad del alma en compresión para el momento plástico

$t_w$  = Espesor del ala

$E$  = Módulo de elasticidad del Acero

$F_{yc}$  = Esfuerzo de fluencia del ala en compresión

$$\left. \begin{aligned} \frac{2D_{cp}}{t_w} &= \frac{91.186}{1.588} = 57.422 \\ 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} &= 3.76 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 90.553 \end{aligned} \right\} 57.422 \leq 90.553 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto, el alma si es compacta.

*Pandeo local del ala en compresión.*

La resistencia a la flexión que está basada en el pandeo local del ala en compresión debe ser tomada según el artículo A6.3.2 de la AASHTO LRFD como  $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$ , donde:

$\lambda_f$  = Relación de esbeltez para el ala en compresión (Ecuación A6.3.2-3)

$\lambda_{pf}$  = Relación de esbeltez límite para un ala compacta (Ecuación A6.3.2-4)

$$\left. \begin{aligned} \lambda_f &= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{30.480}{2(2.388)} = 6.382 \\ \lambda_{pf} &= 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 0.38 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 9.152 \end{aligned} \right\} 6.382 \leq 9.152 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Por lo tanto, el ala si es compacta.

*Pandeo lateral torsional.*

La resistencia a la flexión que está basada en el pandeo lateral torsional debe ser tomada según el artículo A6.3.3 de la AASHTO LRFD.

La longitud límite no arriostrada compacta para una sección sujeta a flexión uniforme respecto al eje mayor se basa en la ecuación A.6.3.3-4 mostrada a continuación:

$$L_p = 1.0r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde:

$r_t$  = Radio de giro efectivo para pandeo lateral torsional (mm) (Ec. A6.3.3-10)

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} = 68.23 \text{ mm}$$

De las propiedades de la viga metálica de perfil W36x150 ya mencionadas anteriormente se tiene el valor ya calculado de  $L_p = 2.66 \text{ m}$ .

La longitud límite no arriostrada no compacta para una sección sujeta a flexión uniforme respecto al eje mayor se basa en la ecuación A.6.3.3-5 mostrada a continuación:

$$L_r = 1.95r_t \frac{E}{F_{yr}} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_{yr} S_{xc} h}{E J}\right)^2}}$$

Donde:

$F_{yr}$  = Esfuerzo en el ala en compresión al inicio de la fluencia nominal tomada en la sección transversal y se expresa como  $0.7F_{yc}$

$S_{xc}$  = Módulo elástico de la sección respecto a su eje mayor para el ala en compresión ( $\text{mm}^3$ )

$J$  = Constante de torsión ( $\text{mm}^4$ )

$h$  = Profundidad medida entre las líneas medias de las alas (mm)

De las propiedades de la viga metálica de perfil W36x150 ya mencionadas anteriormente se tiene el valor ya calculado de  $L_r = 7.68 \text{ m}$ .

En vista que la sección no compuesta no cuenta con el debido soporte lateral proporcionado por la losa, este soporte lo deberán dar las vigas diafragma, las cuales se colocaran en los extremos de cada tramo y en los tercios de cada tramo. Por lo tanto para los tramos de 25 y 30 m, el valor de la longitud no arriostrada ( $L_b$ ) será de 8.33 y 10 m.

Como  $L_b > L_r$ , entonces se deberá cumplir las expectativas que se definen de la ecuación A6.3.3-3 mostrada a continuación:

$$M_n = F_{cr} S_{xc}$$

Donde:

$F_{cr}$  = Esfuerzo de pandeo lateral torsional elástico

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h} (L_b/r_t)^2} \quad ; \quad C_b = 1.0$$

Para  $L_b = 8.33 \text{ m}$ :

$$F_{cr} = 1742.632 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset M_n = (1742.632 \text{ kg/cm}^2)(8259.081 \text{ cm}^3)$$

$$\emptyset M_n = 14392535.538 \text{ kg.cm} \approx 143.925 \text{ T.m}$$

Para  $L_b = 10.00 \text{ m}$ :

$$F_{cr} = 1311.526 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi M_n = (1311.526 \text{ kg/cm}^2)(8259.081 \text{ cm}^3)$$

$$\phi M_n = 10831999.468 \text{ kg.cm} \approx 108.320 \text{ T.m}$$

Entonces, para ambos casos no se cumple el requerimiento de  $\phi M_n > M_{U1}$  por lo que se deduce que la viga tendrá que fallar por pandeo lateral torsional después de iniciada su fluencia.

Ahora, pasamos a calcular los esfuerzos que son generados por el momento último o factorado  $M_{U1}$  en el ala que se encuentra en tracción:

$$F_1 = \frac{M_{U1}}{S_x} = \frac{172.671 \text{ T.m}}{8259.081 \text{ cm}^3}$$

$$F_1 = 2.091 \text{ T/cm}^2$$

### **Sección compuesta a largo plazo.**

Para este tipo de sección se calculará el segundo momento último o amplificado ( $M_{U2}$ ) en la sección compuesta a largo plazo, la cual se calculará de la misma manera que se realizó en el diseño de vigas de concreto:

$$M_{U2} = 1.0[1.25(M_{VER} + M_{BAR}) + 1.5M_{ASF}]$$

$$M_{U2} = 1.0[1.25(17.507 + 7.612) + 1.5(12.026)]$$

$$M_{U2} = 49.438 \text{ T.m}$$

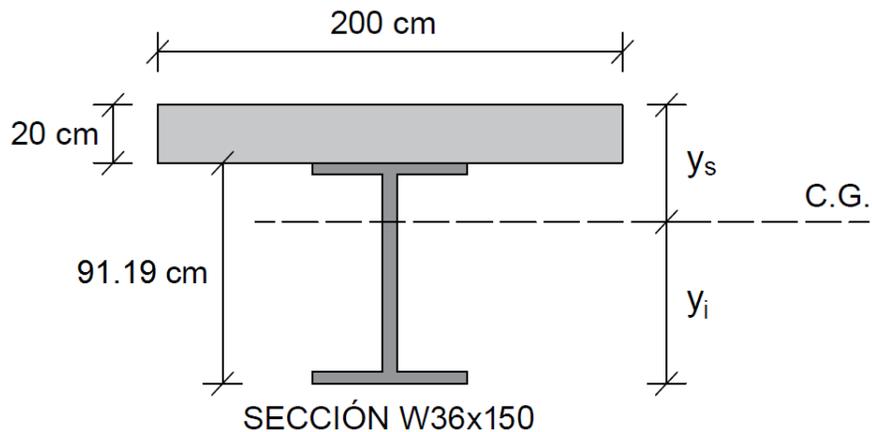
Ahora pasamos a calcular las propiedades de la sección compuesta a largo plazo, para esto se muestra en la Figura N° 79 la distribución del centro de gravedad de la viga metálica de perfil W36x150 y la losa:

Necesitamos los datos del área y el momento de inercia del perfil W36x150 para luego hallar las áreas transformadas y momentos de inercia transformadas de la losa:

$$n = 5 \text{ vigas}$$

$$A_{VIGA} = 285.161 \text{ cm}^2$$

$$I_{X,VIGA} = 376273.209 \text{ cm}^4$$



**Figura N° 79.** Centro de gravedad de la viga metálica y la losa. Elaboración propia.

$$A_{LOSA TRANSF} = \frac{(200)(20)}{(3)(5)} = 266.667 \text{ cm}^2$$

$$I_{X,LOSA TRANSF} = \frac{200}{(3)(5)} (20)^3 \left(\frac{1}{12}\right) = 8888.889 \text{ cm}^4$$

$$A_{TOTAL} = 285.161 + 266.667 = 551.828 \text{ cm}^2$$

Ahora, pasamos a hallar la distancia de las ordenadas superior e inferior del centro de gravedad de la viga metálica y la losa:

$$y_s = \frac{(266.667)(10) + (285.161) \left(20 + \frac{91.190}{2}\right)}{551.828} = 38.729 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 91.190 - 38.729 = 72.461 \text{ cm}$$

Una vez que se obtiene el valor de las coordenadas del centro de gravedad podemos calcular el valor del momento de inercia total:

$$I_{X,TOTAL} = 376273.209 + 285.161 \left( 72.461 - \frac{91.190}{2} \right)^2 + 8888.889 \\ + 266.667(38.729 - 10)^2 = 811081.222 \text{ cm}^4$$

$$S_{sup} = \frac{I_{X,TOTAL}}{y_s} = \frac{811081.222}{38.729} = 20942.478 \text{ cm}^3$$

$$S_{inf} = \frac{I_{X,TOTAL}}{y_i} = \frac{811081.222}{72.461} = 11193.348 \text{ cm}^3$$

Ahora, pasamos a calcular los esfuerzos que son generados por el segundo momento último o factorado  $M_{U2}$  en el ala que se encuentra en tracción:

$$F_2 = \frac{M_{U2}}{S_{inf}} = \frac{49.438 \text{ T.m}}{11193.348 \text{ cm}^3}$$

$$F_2 = 0.442 \text{ T/cm}^2$$

### **Sección compuesta a corto plazo.**

Debemos calcular las propiedades de la sección compuesta a corto plazo al igual que se hizo para la sección compuesta a largo plazo, de donde necesitamos los datos del área y el momento de inercia del perfil W36x150 para luego hallar el área y el momento de inercia de la losa:

$$n = 5 \text{ vigas}$$

$$A_{VIGA} = 285.161 \text{ cm}^2$$

$$I_{X,VIGA} = 376273.209 \text{ cm}^4$$

$$A_{LOSA} = \frac{(200)(20)}{5} = 800 \text{ cm}^2$$

$$I_{X,LOSA} = \frac{200}{5} (20)^3 \left(\frac{1}{12}\right) = 26666.667 \text{ cm}^4$$

$$A_{TOTAL} = 285.161 + 800 = 1085.161 \text{ cm}^2$$

Ahora, pasamos a hallar la distancia de las ordenadas superior e inferior del centro de gravedad de la viga metálica y la losa:

$$y_s = \frac{(800)(10) + (285.161) \left(20 + \frac{91.190}{2}\right)}{1085.161} = 24.609 \text{ cm}$$

$$y_i = 20 + 91.190 - 24.609 = 86.581 \text{ cm}$$

Una vez que se obtiene el valor de las coordenadas del centro de gravedad podemos calcular el valor del momento de inercia total:

$$I_{X,TOTAL} = 376273.209 + 285.161 \left(86.581 - \frac{91.190}{2}\right)^2 + 26666.667 \\ + 800(24.609 - 10)^2 = 1052706.513 \text{ cm}^4$$

$$S_{sup} = \frac{I_{X,TOTAL}}{y_s} = \frac{1052706.513}{24.609} = 42777.297 \text{ cm}^3$$

$$S_{inf} = \frac{I_{X,TOTAL}}{y_i} = \frac{1052706.513}{86.581} = 12158.612 \text{ cm}^3$$

*Momento de Fluencia.*

Hasta el momento, el esfuerzo total que se encuentra en tracción en el ala inferior de la viga debido a cargas permanentes es:

$$F_{TOTAL} = F_1 + F_2 = 2.091 + 0.442 = 2.532 \text{ T/cm}^2$$

Entonces, el momento adicional ( $M_{ad}$ ) necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia será:

$$M_{ad} = (f_y - F_{TOTAL})(S_{inf}) = (3515 - 2532)(12158.612)/100$$

$$M_{ad} = 119519.156 \text{ kg.m}$$

Podemos calcular el momento de fluencia de la sección compuesta  $M_y$ , el cual equivale a la suma de los dos momentos últimos  $M_{U1}$  y  $M_{U2}$  ya calculados, más el momento adicional  $M_{ad}$ :

$$M_y = 172.671 + 49.438 + 119.519 = 341.628 \text{ T.m}$$

Ahora, pasamos a calcular el momento último total de la siguiente manera:

$$M_{U(TOTAL)} = M_{U1} + M_{U2} + 1.75(M_{PEAT} + M_{LL})$$

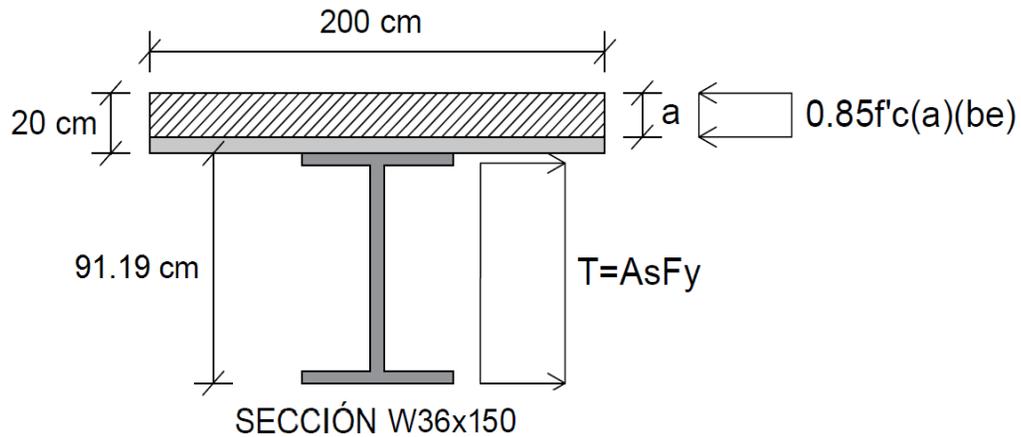
$$M_{U(TOTAL)} = 172.671 + 49.438 + 1.75(13.168 + 134.877)$$

$$M_{U(TOTAL)} = 481.188 \text{ T.m}$$

Finalmente como  $M_{U(TOTAL)} > M_y$  nos quiere decir que la sección compuesta incursiona en el rango inelástico.

#### *Momento Plástico.*

Se deberá asumir que la viga llega a la fluencia por tracción y que toda la compresión es tomada por el concreto. Esto se cumplirá si es que la profundidad del bloque de compresiones equivalentes ( $a$ ) es menor o igual al espesor de la losa de concreto. En la siguiente figura mostramos una suposición para poder comprobar si la altura del bloque de compresiones es menor o igual que la altura de la losa:



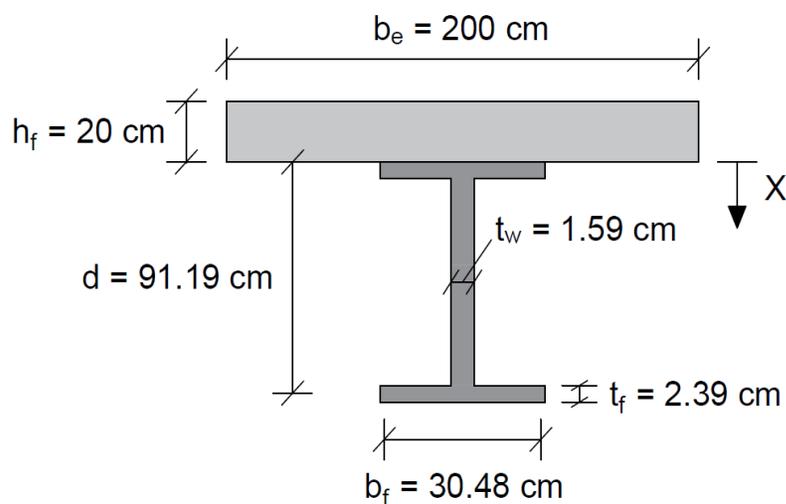
**Figura N° 80.** Primera suposición de la altura del bloque de compresiones menor que la altura de la losa. Elaboración propia.

Hallamos el valor de “a” despejándola de la siguiente igualdad de fuerzas:

$$0.85f'_c(a)(b_e) = T = A_sF_y$$

$$a = \frac{A_sF_y}{0.85f'_cb_e} = \frac{(285.161)(3515)}{0.85(280)(200)} = 21.058 \text{ cm}$$

Como la profundidad del bloque de compresiones es mayor que la altura de la losa ( $h_{LOSA} < a$ ) pasamos a hacer otra suposición distinta para hallar el verdadero valor.



**Figura N° 81.** Bloque equivalente de compresiones mayor que la losa. Elaboración propia.

Suponiendo que el bloque de compresiones se encuentra en la brida de compresión o brida superior, pasamos a hallar el valor de “X” de la siguiente manera:

$$0.85(f'_c)(b_e)(h_f) + F_y(b_f X) = F_y(A_s - b_f X)$$

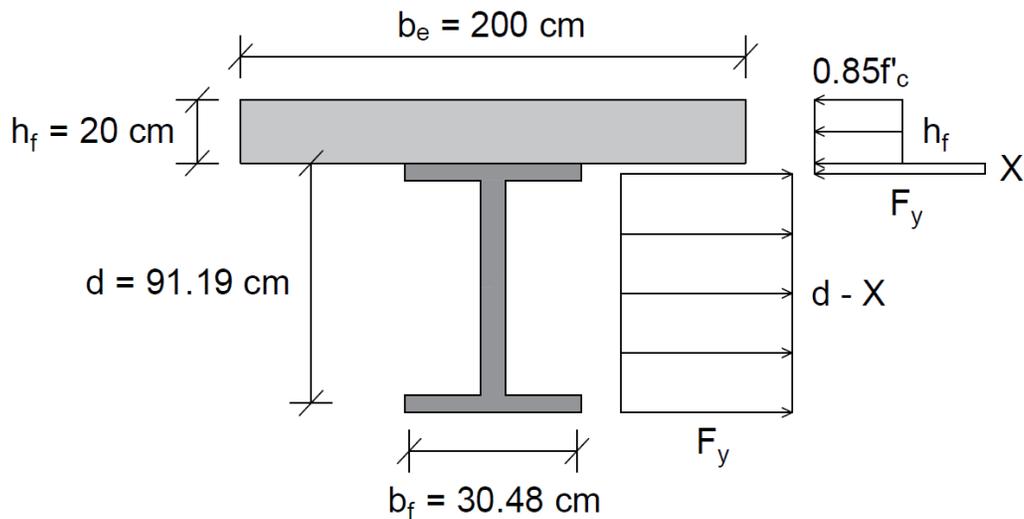
$$0.85(280)(200)(20) + 3515(30.48X) = 3515(285.161 - 30.48X)$$

$$X = 0.2349 \text{ cm}$$

Una vez que se tiene el valor de “X” ya podemos pasar a calcular el valor verdadero del bloque de compresiones:

$$a = h_f + X = 20 + 0.2349 = 20.2349 \text{ cm}$$

Entonces en la siguiente figura se muestra el diagrama de fuerzas y esfuerzos de la losa de concreto y la viga metálica donde es rotura del concreto y plastificación del acero:



**Figura N° 82.** Diagrama de fuerzas y esfuerzos de la losa de concreto y la viga metálica.  
Elaboración propia.

Ahora, pasamos a hallar el momento plástico ( $M_p$ ) de la viga metálica multiplicando la fuerza de tracción ( T ) por el brazo de palanca:

$$T = A_s F_y = (285.161 - (30.48)(0.2349))(3515) = 977174.387 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo de palanca} = \frac{d}{2} + h_f - \frac{a}{2} = \frac{91.186}{2} + 20 - \frac{20.2349}{2} = 55.476 \text{ cm}$$

$$M_p = (977174.387)(55.476) = 54209726.293 \text{ kg.cm} \approx 542.097 \text{ T.m}$$

Ahora se comprobará si la sección clasifica como una sección compuesta siguiendo los parámetros del artículo 6.10.6.2.2 de la AASHTO LRFD:

✓ Esfuerzo de fluencia de las alas:  $50 \text{ ksi} < 70 \text{ ksi} \rightarrow \text{CUMPLE}$

✓  $D/t_w = 57.422 < 150 \rightarrow \text{CUMPLE}$

✓  $2D_{cp}/t_w = 0 < 3.76\sqrt{E/F_{yc}} \rightarrow \text{CUMPLE}$

Donde, el valor de  $D_{cp}$  es la profundidad del alma en compresión cuando la sección llega al momento plástico, para este caso es cero debido a que el alma está en tracción.

Por lo tanto como la sección está cumpliendo con todos los requisitos, se deduce que la sección es compacta.

Ahora pasamos al cálculo del momento nominal, para esto se debe primero reconocer que tipo de requisito cumple según las ecuaciones 6.10.7.1.2-1 y 6.10.7.1.2-2 de la AAHTO LRFD:

✓ Si  $D_p \leq 0.1D_t \rightarrow M_n = M_p$

✓ Si  $D_p > 0.1D_t \rightarrow M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7(D_p/D_t) \right)$

Donde:

$D_p$  = Distancia desde la cara superior de la losa hasta el eje neutro de la sección compuesta en el momento plástico, similar a la altura del bloque de compresiones

$D_t$  = Peralte total de la sección compuesta (Losa y viga)

$$D_p = 20.235 \text{ cm} > 0.1D_t = 0.1(20 + 91.19) = 11.119 \text{ cm}$$

Aplicamos entonces la ecuación dada por el segundo caso:

$$M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7(D_p/D_t) \right)$$

$$M_n = 542.097 \left( 1.07 - 0.7 \left( \frac{20.235}{111.19} \right) \right) = 510.986 \text{ T.m}$$

En el artículo C6.10.7.1.2 de la AASHTO LRFD nos menciona que debe considerarse un margen de seguridad adicional para las secciones compuestas compactas, este margen adicional aumenta aproximadamente la protección de la losa de concreto contra una rotura prematura, asegurando así una adecuada ductilidad de la sección compuesta. Por lo tanto, para nuestro caso la resistencia nominal a la flexión es:

$$\phi M_n = 1.0(510.986) = 510.986 \text{ T.m}$$

Finalmente tenemos que  $M_{U(TOTAL)} = 481.188 < \phi M_n = 510.986$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por flexión si cumple con lo establecido por las vigas metálicas de perfil W36x150.

### 15.6.2. Resistencia al Cortante.

Analizaremos la resistencia al cortante de la viga metálica para ver si su cortante último ( $V_U$ ) cumple con los requisitos de ser menor que el cortante nominal o de diseño ( $\phi V_n$ ). Para esto debemos analizar la viga metálica según lo especifica todo el artículo 6.10.9 de la AASHTO LRFD, el cual se irá explicando a continuación:

El cortante último o amplificado ( $V_U$ ) se calculará de la misma manera que se realizó en el diseño de vigas de concreto utilizando la debida combinación de cargas:

$$V_U = 1.25(V_{V.M.} + V_{VER} + V_{BAR} + V_{DIAF}) + 1.50(V_{ASF}) + 1.75(V_{PEAT} + V_{LL} + V_{LOSA} + V_{OPER})$$

$$V_U = 1.25(3.016 + 3.575 + 1.865 + 0.06) + 1.50(2.456) + 1.75(1.679 + 40.339 + 16.835 + 3.109)$$

$$V_U = 122.763 T$$

La resistencia al cortante último, está dada por la siguiente ecuación:

$$V_r = \phi_V V_n$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$\phi_V$  = Factor de resistencia, para el caso de cortantes es equivalente a 1

La resistencia nominal al cortante está expresada por la ecuación 6.10.9.2-1 de la AASHTO LRFD:

$$V_n = V_{cr} = CV_p$$

En la cual  $V_p$  está expresada por la ecuación 6.10.9.2-2 de la AASHTO LRFD:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

$V_{cr}$  = Resistencia al pandeo por cortante

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo por cortante y la resistencia a la fluencia por cortante. Se calcula a continuación de la siguiente manera:

Para hallar el valor de la relación "C" se deberá determinar cómo se especifica en las ecuaciones 6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5 y 6.10.9.3.2-6. A continuación hallaremos el valor de la relación "C" de las ecuaciones mencionadas:

$$\checkmark \text{ Si } D/t_w \leq 1.12\sqrt{EK/F_{yw}} \rightarrow C = 1.0$$

$$\checkmark \text{ Si } 1.12\sqrt{EK/F_{yw}} < D/t_w \leq 1.40\sqrt{EK/F_{yw}} \rightarrow C = \frac{1.12}{D/t_w} \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}}$$

$$\checkmark \text{ Si } 1.40\sqrt{EK/F_{yw}} < D/t_w \rightarrow C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \left(\frac{EK}{F_{yw}}\right)$$

En vista que las almas de las vigas metálicas son no rigidizadas el valor del coeficiente de pandeo por cortante  $K = 5.0$

Para nuestro caso se cumple la 1ª ecuación donde C sería igual a 1.0:

$$\frac{91.186}{1.588} = 57.422 \leq 1.12 \sqrt{\frac{(2038700)(5)}{3515}} = 60.3 \rightarrow C = 1.0$$

Hallamos el valor de  $V_p$  la cual está expresada por la ecuación 6.10.9.2-2 de la AASHTO LRFD:

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(3515)(91.186)(1.588)$$

$$V_p = 295210.626 \text{ kg} \approx 295.211 \text{ T}$$

Ahora, reemplazamos los datos en la ecuación 6.10.9.2-1 de la AASHTO LRFD:

$$V_n = V_{cr} = CV_p = 1.0(295.211) = 295.211 \text{ T}$$

Luego, reemplazamos los datos para calcular la resistencia nominal al cortante:

$$\phi V_n = 1.0(295.211) = 295.211 \text{ T}$$

Finalmente tenemos que  $V_U = 122.763 T < \phi V_n = 295.211 T$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por cortante si cumple con lo establecido por las vigas metálicas de perfil W36x150.

### 15.6.3. Conectores de Corte.

Los conectores de corte se utilizan para asegurar una sección compuesta entre la viga metálica y la losa de concreto. Para asegurar esta alta resistencia se deberán soldar estos conectores o pernos de corte en el ala superior de las vigas metálicas, de manera que estos pernos soporten el cortante generado entre la unión de la viga y la losa.

Para el análisis de estos conectores de corte nos basaremos en las especificaciones del artículo 6.10.10.4 de la AASHTO LRFD, de donde nos indica que la resistencia al corte de los pernos de corte está dada por la siguiente ecuación 6.10.10.4.1-1:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

Donde:

$Q_n$  = Resistencia nominal al cortante de un conector de cortante individual

$\phi_{sc}$  = Factor de resistencia para conectores de cortante, igual a 0.85

Para el cálculo de la resistencia nominal al cortante para un conector nos basaremos en la ecuación 6.10.10.4.3-1 de la AASHTO LRFD:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

Donde:

$A_{sc}$  = Área de la sección transversal de un conector de corte tipo espigo

$E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto

$F_u$  = Esfuerzo de rotura a tensión mínima de los conectores de corte

Para elegir las dimensiones de los conectores de corte debemos seguir las recomendaciones del artículo 6.4.4 de la AASHTO LRFD en donde indica que para una óptima resistencia se deben usar conectores de corte ASTM A108 con resistencias mínimas a la fluencia y a la tracción de 345 MPa y 415 MPa.

Ahora, probaremos usando pernos de 3/4" x 4", del cual se muestran sus propiedades a continuación:

$$A_{sc} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 250000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

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

Entonces, pasamos a calcular el valor de la resistencia nominal al cortante para el conector de corte elegido:

$$Q_n = 0.5(2.84)\sqrt{(280)(250000)} \leq (2.84)(4200)$$

$$Q_n = 11880 \text{ kg} \leq A_{sc}F_u = 11928 \text{ kg}$$

$$Q_r = \phi_{sc}Q_n = (0.85)(11880) = 10098 \text{ kg}$$

Luego pasamos a calcular la fuerza cortante que deben soportar los conectores de corte. La fuerza cortante se calculará mediante la ecuación 6.10.10.4.2-1 de la AASHTO LRFD, la cual se muestra a continuación:

$$P = \sqrt{P_P^2 + F_P^2}$$

Donde:

$F_P$  = Fuerza radial total en la losa de concreto (Para tramos rectos es igual a 0)

$P_P$  = Fuerza longitudinal total en la losa de concreto en el punto de máximo momento positivo. Debe ser considerada el valor mínimo entre estas 2 ecuaciones:

$$P_{1P} = 0.85f'_c b_s t_s = 0.85(280)(200)(20) = 952000 \text{ kg}$$

$$P_{2P} = A_s F_y = (285.161)(3515) = 1002340.92 \text{ kg}$$

Elegimos para el análisis el menor valor, el cual es 952000 kg.

Finalmente para calcular el número de pernos de corte, dividiremos la fuerza cortante total entre la resistencia de un conector. Este valor será el número de pernos a utilizar en el tramo comprendido el punto de momento positivo máximo y el punto cuando el momento es nulo. Para cada viga metálica se deberá colocar dos pernos por cada separación, la cual se calculará de la siguiente manera:

$$n = \frac{P}{Q_r} \times 2 = \frac{952000}{10098} \times 2 = 188.55 \approx 189 \text{ pernos}$$

Para los tramos de 25 m y 30 m del puente metálico se distribuirán 2 conectores de corte de  $\varnothing 3/4'' @ 0.25 \text{ m}$ .

## 15.7. VIGAS DIAFRAGMA METÁLICAS

Como ya se explicó anteriormente las vigas diafragma son vigas transversales que proporcionan distintas funciones como el soporte de las fuerzas laterales así como también ayudan a transferir las cargas de viento desde las vigas exteriores hacia las demás vigas. Estas vigas brindan un mejor soporte lateral de las vigas principales sometidas a compresión antes del curado de la losa de concreto y ayudan a distribuir las cargas muertas y cargas vivas hacia toda la estructura.

Para secciones restas en "I", los marcos transversales deben ubicarse al menos a la mitad de la longitud de las vigas principales. Para llevar a cabo todo el análisis de las vigas diafragma seguiremos las especificaciones del artículo 6.7.4 de la AASHTO LRFD. Probaremos con vigas tipo "C", cuyo perfil metálico a analizar es C10x15.3, del cual a continuación mostraremos algunas de sus propiedades necesarias para el análisis:

$$A_s = 4.48 \text{ in}^2 = 28.903 \text{ cm}^2$$

$$r_y = 0.711 \text{ in} = 1.810 \text{ cm}$$

$$E = 2038700 \text{ kg/cm}^2$$

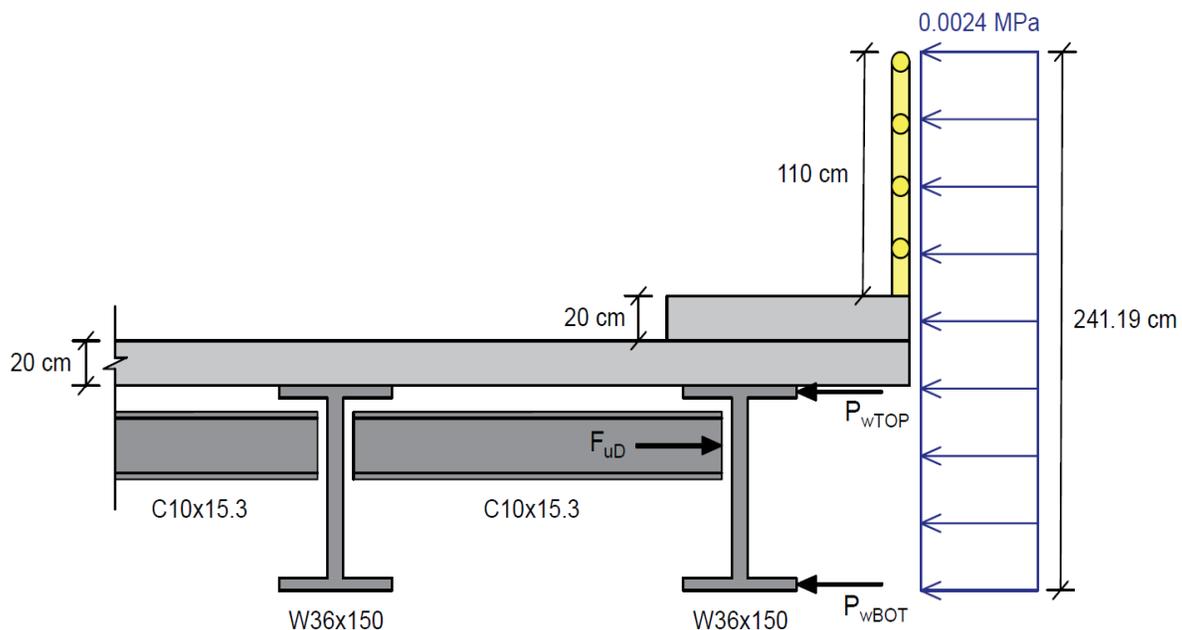
$$F_{yc} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Las vigas diafragmas C10x15.3 serán colocados en los tramos medios por lo que el valor de la longitud efectiva para estas vigas será para los dos tramos de 25 y 30 m:

$$L_{b1} = 25/2 = 12.50 \text{ m} \quad \wedge \quad L_{b2} = 30/2 = 15.00 \text{ m}$$

En la Figura N°83 se muestra la distribución de las vigas principales y diafragmas en el puente y a la vez se muestra cómo actúan las cargas de viento sobre la elevación exterior del puente. De la tabla 3.8.1.2-1 de la AASHTO LRFD sacamos el valor de la carga del viento considerando la velocidad básica del viento igual a 160 km/h, entonces la presión del viento es igual a 0.0024 MPa.

$$w_{bot} = \frac{\gamma P_D d}{2} = \frac{1.4(0.0024)(91.186)}{2} = 0.1532 \text{ MPa.cm}$$



**Figura N° 83.** Carga de viento actuando sobre la elevación exterior del puente.

Elaboración propia.

Ahora convertimos de Mpa.cm a kg/cm para después continuar con el cálculo de la carga de viento que actúa en la mitad inferior de la viga hacia la brida inferior para los dos tramos de 25 y 30 m.

$$w_{bot} = (0.1532 \text{ MPa.cm}) \left( \frac{10.2 \text{ kg/cm}^2}{1 \text{ MPa}} \right) = 1.563 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$P_{wbot1} = w_{bot}L_{b1} = (1.563 \text{ kg/cm})(1250 \text{ cm}) = 1953.750 \text{ kg} \approx 1.954 \text{ T}$$

$$P_{wbot2} = w_{bot}L_{b2} = (1.563 \text{ kg/cm})(1500 \text{ cm}) = 2344.500 \text{ kg} \approx 2.345 \text{ T}$$

La carga de viento restante que actúa en la mitad superior de la viga se transmite a la región de tope mediante el diafragma de la losa. La reacción final debe ser transferida hacia todos los soportes por igual para las cinco vigas.

$$P_{wtop1} = (1.4(0.0024)(241.19) - 1.563) \left( \frac{12.5}{5 \text{ vigas}} \right) = 1675.766 \text{ kg}$$

$$P_{wtop2} = (1.4(0.0024)(241.19) - 1.563) \left( \frac{15.0}{5 \text{ vigas}} \right) = 2010.919 \text{ kg}$$

Por lo tanto las fuerzas resultantes totales ( $F_{uD}$ ) será considerada como la suma de ambas reacciones de viento inferior y superior, las cuales a continuación mostramos el resultado del cálculo:

$$F_{uD1} = P_{wbot1} + P_{wtop1} = 3629.516 \text{ kg} \approx 3.630 \text{ T}$$

$$F_{uD2} = P_{wbot2} + P_{wtop2} = 4355.419 \text{ kg} \approx 4.355 \text{ T}$$

Ahora pasamos a calcular la resultante axial siguiendo los parámetros establecidos del artículo 6.9.3 de la AASHTO LRFD donde indica que los límites de relación de esbeltez para elementos secundarios como los diafragmas deben satisfacer el siguiente requisito:

$$\frac{kL}{r_y} \leq 140$$

Donde:

$k$  = Factor de longitud efectiva (igual a 1 ya que dependen de la restricción flexional de las vigas en sus extremos, las cuales están rígidamente conectadas)

$L$  = Longitud no arriostrada

$r_y$  = Radio de giro

$$\frac{kL}{r_y} = \frac{1.0(200)}{1.810} = 110.497 < 140 \rightarrow \text{CUMPLE}$$

Continuando con el análisis para miembros de sección compuesta detallados en el artículo 6.9.5 de la AASHTO LRFD, donde indica que la resistencia nominal a la compresión de una columna de sección compuesta tiene que satisfacer ciertos requisitos para determinar el valor de la resistencia nominal a la compresión ( $P_n$ ):

$$\checkmark \text{ Si } \lambda \leq 2.25 \rightarrow P_n = 0.66^\lambda F_y A_s$$

$$\checkmark \text{ Si } \lambda > 2.25 \rightarrow P_n = 0.88 F_y A_s / \lambda$$

Entonces hallamos " $\lambda$ " de la ecuación 6.9.5.1-3 de la AASHTO LRFD:

$$\lambda = \left( \frac{kL}{r_s \pi} \right)^2 \left( \frac{F_y}{E} \right) = \left( \frac{(1)(200)}{1.810\pi} \right)^2 \left( \frac{3515}{2038700} \right) = 2.133 < 2.25$$

Nos encontramos en el primer caso por lo que el valor de la resistencia nominal a la compresión ( $P_n$ ) es igual a:

$$P_n = 0.66^\lambda F_y A_s = 0.66^{2.133} (3515)(28.903) = 41875.062 \text{ kg} \approx 41.875 \text{ T}$$

Luego, para seguir con la compresión axial especificada en el artículo 6.9.2.1 de la AASHTO LRFD y calcular el valor de la resistencia de diseño a la compresión ( $P_r$ ), usamos la ecuación 6.9.2.1-1 de la AASHTO LRFD:

$$P_r = \phi_c P_n$$

Donde:

$\phi_c$  = Factor de resistencia para compresión, donde el valor a utilizar será el de 0.9 ya que es para elementos compuestos como se indica en el artículo 6.5.4.2

Entonces, reemplazamos los datos obtenidos para después verificar si las vigas diafragmas intermedias cumplen con las condiciones de diseño:

$$P_r = \phi_c P_n = 0.9(41.875) = 37.688 T > \begin{matrix} P_{wbot1} = 1.954 T \rightarrow CUMPLE \\ P_{wbot2} = 2.345 T \rightarrow CUMPLE \end{matrix}$$

Ahora para las vigas diafragmas que están en los extremos se utilizan las fuerzas resultantes totales ( $F_{uD}$ ), las cuales deben ser transmitidas adecuadamente hacia todos los soportes de las vigas, por lo tanto también deben cumplir con las condiciones de diseño:

$$P_r = 37.688 T > \begin{matrix} F_{uD1} = 3.630 T \rightarrow CUMPLE \\ F_{uD2} = 4.355 T \rightarrow CUMPLE \end{matrix}$$

Finalmente concluimos que tanto para las vigas diafragmas intermedias y extremas se utilizará el mismo perfil metálico C10x15.3, ya que cumplieron con todos los requisitos y condiciones de diseño propuestas por la AASHTO LRFD.

## 16. BARANDAS COMBINADAS

Tanto para el puente de concreto armado como para el puente de estructura metálica se utilizará el mismo diseño de barandas combinadas la cual involucra una misma baranda para vehículos y peatones, las cuales serán ubicadas a los extremos de los voladizos de ambos puentes. Para continuar con el análisis y diseño de las barandas nos basamos en las especificaciones de los artículos 13.7 y 13.8 de la AASHTO LRFD.

## 16.1. GEOMETRÍA DE LAS BARANDAS

La altura mínima que deben tener las barandas peatonales son de 1.06 m, los cuales son medidos desde la cara superior de la vereda. Las barandas peatonales están compuestas por elementos horizontales y/o verticales. Para este caso los elementos a utilizar serán elementos metálicos de sección HSS rectangular.

En los primeros 68.5 cm inferiores de la baranda, la abertura libre entre elementos no debe permitir el paso de una esfera de 15 cm de diámetro. Y en la parte superior de la baranda las aberturas no deberán permitir el paso de una esfera de 20 cm de diámetro. Se deberá proporcionar un riel de seguridad que este al nivel de la superficie de rodamiento.

## 16.2. FUERZAS DE DISEÑO

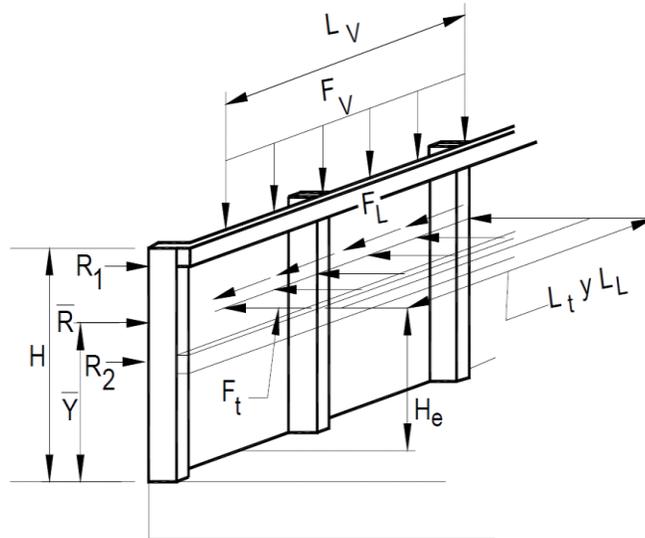
Las fuerzas más críticas de las que una baranda combinada debe soportar son las fuerzas de choque de los vehículos, por lo que las especificaciones del artículo 13.7.2 de la AASHTO LRFD hablan sobre unos criterios para seleccionar entre 6 niveles de ensayo, los cuales se muestran en el Anexo 11.

Para nuestro caso elegiremos el nivel de ensayo TL-3, debido a que por la zona, la circulación de vehículos es a alta velocidad y los vehículos pesados circulan muy poco por ahí. Para el nivel de ensayo TL-3 mostraremos a continuación los valores sacados de la tabla del Anexo 11, los cuales consideraremos para las fuerzas de diseño, los valores de estas fuerzas se muestran en la siguiente tabla ya convertidas de N a Kg:

Fuerzas de Diseño	Nivel de Ensayo TL-3
Transversal $F_t$	24480 kg
Longitudinal $F_L$	8160 kg
Vertical Descendente $F_v$	2040 kg
$L_t$ y $L_L$	1.22 m
$L_v$	5.50 m
$H_e$	0.61 m
Mínima altura del riel H	0.685 m

**Tabla Nº 17.** Fuerzas de diseño para el nivel de ensayo TL-3. Elaboración propia.

Una vez que tenemos los valores de las fuerzas de diseño, los cuales se distribuyen como se muestra en la Figura N° 84, pasamos a diseñar los rieles y postes de estructura metálica para las barandas combinadas. Como ya se mencionó anteriormente para la geometría de diseño de las barandas combinadas nos basamos en las especificaciones de barandas peatonales sacadas del artículo 13.8 de la AASHTO LRFD.



**Figura N° 84.** Distribución de las fuerzas de diseño en una baranda. Recuperado de la Figura A13.2-1 de la norma AASHTO LRFD.

### 16.2.1. Diseño de los rieles.

De la Tabla N° 17 sacamos los valores de la sobrecarga de diseño, los elementos horizontales de las barandas combinadas se tomarán como  $F_v/L_t = 20065.574 \text{ kg/m}$ , y los elementos verticales se tomarán como  $F_v/L_v = 370.909 \text{ kg/m}$ , las cuales actúan de forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal debe estar diseñado para soportar una carga concentrada de  $F_L/L_t = 6688.525 \text{ kg/m}$ , la cual actúa en forma simultánea con las cargas distribuidas.

Consideramos una separación entre postes de 1.5 m, del cual se analizará el momento último como si fueran tramos de 2 m articulados en sus extremos. Como se trata de elementos con continuidad, se tomará el 80% del momento último hallado y para el análisis del cortante último también se tomaran tramos de 2 m articulados en sus extremos pero se amplificará el valor por 1.15.

Como se debe considerar una sobrecarga distribuida en los elementos horizontales y verticales de las barandas, entonces trabajamos con la carga resultante entre ambas, la cual se halla de la siguiente manera:

$$w = \sqrt{20065.574^2 + 370.909^2} = 20069 \text{ kg/m}$$

Una vez que se tiene la sobrecarga distribuida resultante pasamos a calcular el momento último y el cortante último, considerando también la carga concentrada, la cual actúa en la misma dirección que la sobrecarga distribuida, posicionada al centro del riel:

$$M_U = 1.75 \left( \frac{20069 \times 1.5^2}{8} + \frac{6688.53 \times 1.5}{4} \right) \times 0.80 = 11413.647 \text{ kg.m}$$

$$V_U = 1.75 \left( \frac{20069 \times 1.5}{2} + \frac{6688.525}{2} \right) \times 1.15 = 37021.980 \text{ kg}$$

Por lo tanto analizaremos los rieles trabajando con elementos metálicos de sección HSS rectangular, y se analizará probando una sección HSS 8x6x5/8, de la cual a continuación se muestran sus propiedades necesarias para el análisis:

$$A_s = 14 \text{ in}^2 = 90.322 \text{ cm}^2$$

$$h = 8 \text{ in} = 20.32 \text{ cm}$$

$$b = 6 \text{ in} = 15.24 \text{ cm}$$

$$t = 0.581 \text{ in} = 1.476 \text{ cm}$$

$$Z_x = 36.1 \text{ in}^3 = 591.573 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Con estas propiedades, comenzamos a realizar el análisis necesario por flexión y cortante de los rieles de las barandas peatonales para saber si cumplen con todos los requisitos de diseño.

### ***Resistencia a la flexión.***

Para analizar este tipo de estructuras metálicas rectangulares por flexión nos basamos del artículo 6.12.1.2.1 de la AASHTO LRFD, en la cual nos indica que la resistencia de diseño a la flexión debe estar basada en la ecuación 6.12.1.2.1-1, mostrada a continuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

$M_n$  = Resistencia nominal de una sección a la flexión

$\phi_f$  = Factor de resistencia para flexión, por lo cual el valor a utilizar es 1

Ahora debemos pasar a analizar los elementos a flexión cuando se encuentran en estado límite de fluencia y en estado límite de pandeo local del ala y pandeo local del alma.

#### *Fluencia del Acero.*

Según el artículo 6.12.2.2.2 de la AASHTO LRFD, para perfiles tubulares estructurales de sección rectangular, la fluencia debe tomarse según la ecuación 6.12.2.2.2-2:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

$M_p$  = Momento Plástico de la sección

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$Z$  = Módulo Plástico de la sección respecto al eje de flexión

Analizamos con la sección rectangular HSS 8x6x5/8 y pasamos a reemplazar:

$$M_p = F_y Z = (3515)(591.573) = 2079379.095 \text{ kg.cm} \approx 20.794 \text{ T.m}$$

*Pandeo Local del Ala.*

El pandeo local del ala se evaluará siempre y cuando la esbeltez del ala en compresión  $\lambda_f$ , exceda la relación de esbeltez límite para un ala compacta  $\lambda_{pf}$ . Caso contrario no se evaluará el pandeo local del ala. Entonces lo comprobamos de la siguiente manera y basándonos de la ecuación 6.12.2.2.2-5 de la AASHTO LRFD:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_f &= \frac{b}{t} = \frac{15.240}{1.476} = 10.325 \\ \lambda_{pf} &= 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 26.973 \end{aligned} \right\} \lambda_f > \lambda_{pf} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto como la relación no se cumple, entonces no se evaluará pandeo local del ala para la sección HSS 8x6x5/8.

*Pandeo Local del Alma.*

El pandeo local del alma se evaluará siempre y cuando la esbeltez del alma  $D/t_w$  exceda la relación de esbeltez límite para un alma compacta  $\lambda_{pw}$ . Caso contrario no se evaluará el pandeo local del alma. Entonces lo comprobamos de la siguiente manera y basándonos de la ecuación 6.12.2.2.2-10 de la AASHTO LRFD:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{t_w} &= \frac{20.32}{1.476} = 13.767 \\ \lambda_{pw} &= 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 58.281 \end{aligned} \right\} \frac{D}{t_w} > \lambda_{pw} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto como la relación no se cumple, entonces no se evaluará pandeo local del alma para la sección HSS 8x6x5/8.

Continuamos hallando el valor de la resistencia nominal a la flexión, cuando el valor del factor de resistencia para flexión ( $\phi_f$ ) es igual a 1, entonces tenemos:

$$M_r = \phi_f M_n = (1.0)(20.794) = 20.794 \text{ T.m}$$

Finalmente tenemos que  $M_U = 11.414 \text{ T.m} < \phi_f M_n = 20.794 \text{ T.m}$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por flexión para los rieles de las barandas combinadas si cumplen con lo establecido por los elementos de sección rectangular HSS 8x6x5/8.

### **Resistencia al cortante.**

Para analizar este tipo de estructuras metálicas rectangulares por cortante nos basamos del artículo 6.12.1.2.3 de la AASHTO LRFD, en la cual nos indica que la resistencia de diseño al cortante debe estar basada en la ecuación 6.12.1.2.3-1, mostrada a continuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$\phi_v$  = Factor de resistencia para cortante, por lo cual el valor a utilizar es 1

Del artículo 6.10.9.2 de la AASHTO LRFD calculamos el valor de la resistencia nominal al cortante ( $V_n$ ) basada en la ecuación 6.10.9.2-1, mostrada a continuación:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

De la ecuación 6.10.9.2-2 de la AASHTO LRFD hallaremos el valor de  $V_p$ :

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

Donde:

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo local por cortante y la resistencia mínima de la fluencia por cortante

$V_{cr}$  = Resistencia al Pandeo por cortante

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

Con las propiedades de la sección rectangular HSS 8x6x5/8 nos basamos para poder calcular el valor de “C”, la cual debe cumplir la siguiente relación de la ecuación 6.10.9.3.2-4 de la AASHTO LRFD para verificar si el valor de “C” es igual a 1.

$$D = 20.32 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.476 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{t} = 13.767$$

$K$  = Coeficiente de pandeo por cortante = 5

$$\frac{D}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}} \rightarrow 13.767 < 1.12 \sqrt{\frac{(2038700)(5)}{3515}}$$

$$13.767 < 60 \rightarrow \text{SI CUMPLE} \rightarrow C = 1$$

Reemplazamos de la ecuación 6.10.9.2-2 para hallar el valor de  $V_p$ :

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(3515)(20.32)(1.476) = 61145.343 \text{ kg}$$

Reemplazamos los datos en la ecuación 6.10.9.2-1 para hallar el valor de  $V_{cr}$ :

$$V_n = V_{cr} = CV_p = (1)(61.145 \text{ T}) = 61.145 \text{ T}$$

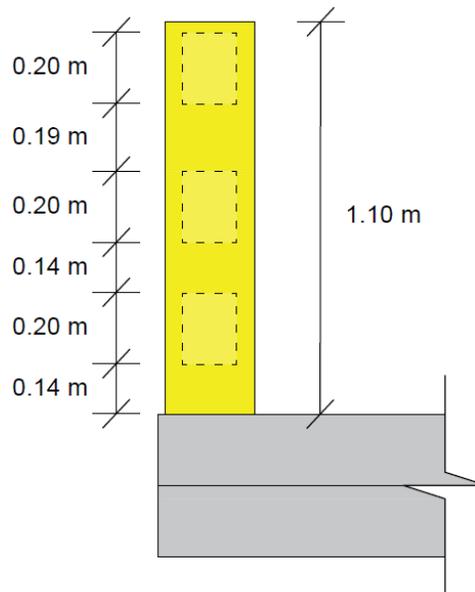
Continuamos hallando el valor de la resistencia nominal al cortante, cuando el valor del factor de resistencia para cortante ( $\phi_v$ ) es igual a 1, entonces tenemos:

$$V_r = \phi_v V_n = (1.0)(61.145 \text{ T}) = 61.145 \text{ T}$$

Finalmente tenemos que  $V_U = 37.022 T < \phi_v V_n = 61.145 T$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por cortante para los rieles de las barandas combinadas si cumplen con lo establecido por los elementos de sección rectangular HSS 8x6x5/8.

### 16.2.2. Diseño de los postes.

Los postes de las barandas peatonales se deben diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño que esta aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. Los postes tendrán una separación de 1.5 m. A continuación en la siguiente figura se muestra la geometría de los postes:



**Figura Nº 85.** Geometría del poste y los rieles de la baranda. Elaboración propia.

Entonces, el valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes ( $P_{LL}$ ) se expresa de la ecuación 13.8.2-1 de la AASHTO LRFD adaptada con las fuerzas de diseño para el nivel de ensayo TL-3, mostrado a continuación en expresiones de kg:

$$P_{LL} = 6688.525 + 20065.574L$$

Donde:

$L$  = Separación entre postes

$$P_{LL} = 6688.525 + 20065.57(1.5) = 36786.88 \text{ kg} \approx 36.787 \text{ T}$$

La sobrecarga concentrada de diseño se posicionara en el centro de gravedad del riel superior, por lo que para hallar el momento de diseño del poste debemos calcular el brazo de palanca de la siguiente manera:

$$\text{Brazo de Palanca} = 0.14 + 0.20 + 0.14 + 0.20 + 0.19 + 0.20 = 1.07 \text{ m}$$

Los requisitos para el estado límite de Resistencia I deben ser los siguientes:

$$V_U = 1.75(36.787) = 64.377 \text{ T}$$

$$M_U = 64.377(1.07) = 68.883 \text{ T.m}$$

Por lo tanto analizaremos los rieles trabajando con elementos metálicos de sección HSS rectangular, y se analizará probando una sección HSS 14x10x5/8, de la cual a continuación se muestran sus propiedades necesarias para el análisis:

$$A_s = 25.7 \text{ in}^2 = 165.806 \text{ cm}^2$$

$$h = 14 \text{ in} = 35.560 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ in} = 25.400 \text{ cm}$$

$$t = 0.581 \text{ in} = 1.476 \text{ cm}$$

$$Z_x = 120 \text{ in}^3 = 1966.448 \text{ cm}^3$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

Con estas propiedades, comenzamos a realizar el análisis necesario por flexión y cortante de los postes de las barandas peatonales para saber si cumplen con todos los requisitos de diseño.

### ***Resistencia a la flexión.***

Para analizar este tipo de estructuras metálicas rectangulares por flexión nos basamos del artículo 6.12.1.2.1 de la AASHTO LRFD, en la cual nos indica que la resistencia de diseño a la flexión debe estar basada en la ecuación 6.12.1.2.1-1, mostrada a continuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

Donde:

$M_n$  = Resistencia nominal de una sección a la flexión

$\phi_f$  = Factor de resistencia para flexión, por lo cual el valor a utilizar es 1

Ahora debemos pasar a analizar los elementos a flexión cuando se encuentran en estado límite de fluencia y en estado límite de pandeo local del ala y pandeo local del alma.

### *Fluencia del Acero.*

Según el artículo 6.12.2.2.2 de la AASHTO LRFD, para perfiles tubulares estructurales de sección rectangular, la fluencia debe tomarse según la ecuación 6.12.2.2.2-2:

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

$M_p$  = Momento Plástico de la sección

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$Z$  = Módulo Plástico de la sección respecto al eje de flexión

Analizamos con la sección rectangular HSS 8x6x5/8 y pasamos a reemplazar:

$$M_p = F_y Z = (3515)(1966.448) = 6912063.595 \text{ kg.cm} \approx 69.121 \text{ T.m}$$

*Pandeo Local del Ala.*

El pandeo local del ala se evaluará siempre y cuando la esbeltez del ala en compresión  $\lambda_f$ , exceda la relación de esbeltez límite para un ala compacta  $\lambda_{pf}$ . Caso contrario no se evaluará el pandeo local del ala. Entonces lo comprobamos de la siguiente manera y basándonos de la ecuación 6.12.2.2-5 de la AASHTO LRFD:

$$\left. \begin{aligned} \lambda_f &= \frac{b}{t} = \frac{25.400}{1.476} = 17.212 \\ \lambda_{pf} &= 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.12 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 26.973 \end{aligned} \right\} \lambda_f > \lambda_{pf} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto como la relación no se cumple, entonces no se evaluará pandeo local del ala para la sección HSS 14x10x5/8.

*Pandeo Local del Alma.*

El pandeo local del alma se evaluará siempre y cuando la esbeltez del alma  $D/t_w$  exceda la relación de esbeltez límite para un alma compacta  $\lambda_{pw}$ . Caso contrario no se evaluará el pandeo local del alma. Entonces lo comprobamos de la siguiente manera y basándonos de la ecuación 6.12.2.2-10 de la AASHTO LRFD:

$$\left. \begin{aligned} \frac{D}{t_w} &= \frac{35.560}{1.476} = 24.096 \\ \lambda_{pw} &= 2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.42 \sqrt{\frac{2038700}{3515}} = 58.281 \end{aligned} \right\} \frac{D}{t_w} > \lambda_{pw} \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Por lo tanto como la relación no se cumple, entonces no se evaluará pandeo local del alma para la sección HSS 14x10x5/8.

Continuamos hallando el valor de la resistencia nominal a la flexión, cuando el valor del factor de resistencia para flexión ( $\phi_f$ ) es igual a 1, entonces tenemos:

$$M_r = \phi_f M_n = (1.0)(69.121) = 69.121 \text{ T.m}$$

Finalmente tenemos que  $M_U = 68.883 \text{ T.m} < \phi_f M_n = 69.121 \text{ T.m}$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por flexión para los postes de las barandas combinadas si cumplen con lo establecido por los elementos de sección rectangular HSS 14x10x5/8.

### **Resistencia al cortante.**

Para analizar este tipo de estructuras metálicas rectangulares por cortante nos basamos del artículo 6.12.1.2.3 de la AASHTO LRFD, en la cual nos indica que la resistencia de diseño al cortante debe estar basada en la ecuación 6.12.1.2.3-1, mostrada a continuación:

$$V_r = \phi_v V_n$$

Donde:

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$\phi_v$  = Factor de resistencia para cortante, por lo cual el valor a utilizar es 1

Del artículo 6.10.9.2 de la AASHTO LRFD calculamos el valor de la resistencia nominal al cortante ( $V_n$ ) basada en la ecuación 6.10.9.2-1, mostrada a continuación:

$$V_n = V_{cr} = C V_p$$

De la ecuación 6.10.9.2-2 de la AASHTO LRFD hallaremos el valor de  $V_p$ :

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

Donde:

$C$  = Relación entre la resistencia al pandeo local por cortante y la resistencia mínima de la fluencia por cortante

$V_{cr}$  = Resistencia al Pandeo por cortante

$V_n$  = Resistencia nominal al cortante

$V_p$  = Fuerza cortante plástica

Con las propiedades de la sección rectangular HSS 14x10x5/8 nos basamos para poder calcular el valor de "C", la cual debe cumplir la siguiente relación de la ecuación 6.10.9.3.2-4 de la AASHTO LRFD para verificar si el valor de "C" es igual a 1.

$$D = 35.560 \text{ cm}$$

$$t_w = 1.476 \text{ cm}$$

$$\frac{D}{t} = 24.096$$

$K$  = Coeficiente de pandeo por cortante = 5

$$\frac{D}{t} < 1.12 \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}} \rightarrow 24.096 < 1.12 \sqrt{\frac{(2038700)(5)}{3515}}$$

$$24.096 < 60 \rightarrow \text{SI CUMPLE} \rightarrow C = 1$$

Reemplazamos de la ecuación 6.10.9.2-2 para hallar el valor de  $V_p$ :

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(3515)(35.560)(1.476) = 107004.350 \text{ kg}$$

Reemplazamos los datos en la ecuación 6.10.9.2-1 para hallar el valor de  $V_{cr}$ :

$$V_n = V_{cr} = CV_p = (1)(107.004 \text{ T}) = 107.004 \text{ T}$$

Continuamos hallando el valor de la resistencia nominal al cortante, cuando el valor del factor de resistencia para cortante ( $\phi_v$ ) es igual a 1, entonces tenemos:

$$V_r = \phi_v V_n = (1.0)(107.004 \text{ T}) = 107.004 \text{ T}$$

Finalmente tenemos que  $V_U = 64.377 T < \phi_v V_n = 107.004 T$ , por lo que se concluye que la resistencia de diseño por cortante para los postes de las barandas combinadas si cumplen con lo establecido por los elementos de sección rectangular HSS 14x10x5/8.

## **17. COSTOS Y PRESUPUESTO, Y CRONOGRAMA DE TRABAJO**

Una vez que se analizaron y diseñaron totalmente las superestructuras de concreto armado y de acero estructural, pasaremos a presupuestar ambos diseños de puentes, para lo cual nos basaremos en el metrado de los materiales que lograron cumplir con los parámetros de diseño de la AASHTO-LRFD, en la mano de obra del personal capacitado y también en el cronograma de trabajo.

Los costos de un proyecto siempre juegan un papel muy importante antes de dar inicio a cualquier tipo de obra, por lo que para esta investigación necesitamos de estos para así poder finalizar con la comparación técnico-económica y demostrar referencialmente que tipo de puente es el más eficiente.

A continuación se detallarán los presupuestos de obra, los análisis de costos unitarios, el listado de insumos y finalmente los cronogramas de trabajo con sus respectivos diagramas de Gantt para las superestructuras de los dos puentes continuos. Estos análisis fueron realizados en los Softwares S10 y Ms Project. Se recalca toda la consideración de la supuesta ejecución de las obras dará inicio el 01 de Abril debido a que el caudal del río es mucho más bajo durante esos periodos permitiendo trabajar cómodamente y con menos retrasos por parte de las maquinarias y del personal de trabajo.

### **17.1. PRESUPUESTO DE OBRA**

Para el desarrollo de los presupuestos, usaremos el metrado adecuado por partida que debe ser considerada en la construcción de la superestructura de un puente. Para llevar a cabo el presupuesto de obra de ambos puentes se utilizará el software S10, ya que este es el más adecuado para elaborar el presupuesto de cualquier tipo de obra. A continuación se muestran los presupuestos para el Puente de Concreto Armado y de Acero Estructural:

### 17.1.1. Presupuesto del Puente de Concreto Armado.

Presupuesto 2201005 PUENTE INCA MOYA CONCRETO ARMADO  
 Subpresupuesto 001 CONCRETO ARMADO  
 Cliente DIEGO GUILLEN GARCIA Costo al 30/01/2019  
 Lugar LIMA - LIMA - CIENEGUILLA

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				29,611.84
01.01	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	m2	768.00	5.30	4,070.40
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	768.00	3.83	2,941.44
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00
01.04	TRANSPORTE DE MATERIALES	GLB	1.00	12,000.00	12,000.00
01.05	<b>DISEÑO DE MEZCLA</b>				600.00
01.05.01	DISEÑO DE MEZCLAS	und	2.00	300.00	600.00
02	<b>SUPERESTRUCTURAS</b>				858,354.06
02.01	<b>VIGA PRINCIPAL</b>				384,521.28
02.01.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	36,966.57	6.04	223,278.08
02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	320.00	83.92	26,854.40
02.01.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	280.00	479.96	134,388.80
02.02	<b>VIGA DIAFRAGMA</b>				34,066.60
02.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	1,524.25	6.04	9,206.47
02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	189.00	83.92	15,860.88
02.02.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	18.75	479.96	8,999.25
02.03	<b>FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT</b>				15,000.00
02.03.01	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
02.04	<b>VEREDAS</b>				32,015.49
02.04.01	CONCRETO FC=175 KG/CM2	m3	38.40	274.27	10,531.97
02.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	256.00	83.92	21,483.52
02.05	<b>LOSA</b>				183,972.29
02.05.01	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	115.20	479.96	55,291.39
02.05.02	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	12,211.29	5.04	61,544.90
02.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	800.00	83.92	67,136.00
02.06	<b>JUNTAS</b>				2,641.92
02.06.01	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	m	409.60	6.45	2,641.92
02.07	<b>APOYOS</b>				1,000.00
02.07.01	APOYO DE NEOPRENO FIJO	GLB	2.00	250.00	500.00
02.07.02	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	GLB	2.00	250.00	500.00
02.08	<b>BARANDAS INCLUYE PINTURA</b>				205,136.48
02.08.01	POSTES	m	130.00	582.65	75,744.50
02.08.02	RIELES	m	366.00	353.53	129,391.98
03	<b>VARIOS</b>				4,890.80
03.01	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	und	54.00	10.10	545.40
03.02	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	768.00	5.30	4,070.40
03.03	<b>PRUEBAS</b>				275.00
03.03.01	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	und	11.00	25.00	275.00
	<b>COSTO DIRECTO</b>				892,856.70
	<b>GASTOS GENERALES (5%)</b>				44,642.84
	<b>UTILIDAD (5.5%)</b>				49,107.12
	<b>SUB TOTAL</b>				986,606.66
	<b>IMPUESTO IGV (18%)</b>				177,589.20
	<b>TOTAL PRESUPUESTO POR CONTRATA</b>				1,164,195.86
	<b>GASTOS DE SUPERVISION (4%)</b>				35,714.27
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				1,199,910.13

SON : UN MILLON CIENTO NOVENTINUEVE MIL NOVECIENTOS DIEZ Y 13/100 NUEVOS SOLES

## 17.1.2. Presupuesto del Puente de Acero Estructural.

Presupuesto **2201007 PUENTE INCA MOYA ESTRUCTURA METALICA**  
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURA METALICA**  
 Cliente **DIEGO GUILLEN GARCIA** Costo al **30/01/2019**  
 Lugar **LIMA - LIMA - CIENEGUILLA**

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>				<b>41,611.84</b>
01.01	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	m2	768.00	5.30	4,070.40
01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	768.00	3.83	2,941.44
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	GLB	1.00	10,000.00	10,000.00
01.04	TRANSPORTE DE MATERIALES	GLB	1.00	24,000.00	24,000.00
01.05	<b>DISEÑO DE MEZCLA</b>				<b>600.00</b>
01.05.01	DISEÑO DE MEZCLAS	und	2.00	300.00	600.00
02	<b>SUPERESTRUCTURAS</b>				<b>817,515.84</b>
02.01	<b>VIGA PRINCIPAL</b>				<b>378,223.43</b>
02.01.01	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA DIAFRAGMA	und	80.00	51.64	4,131.20
02.01.02	MONTAJE VIGA PRINCIPAL W36X150	und	35.00	9,887.47	346,061.45
02.01.03	SOLDADURA DE EMPALME VIGA A VIGA (INC. PLANCHA METALICA)	und	35.00	52.16	1,825.60
02.01.04	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA DIAFRAGMA	m	159.04	16.66	2,649.61
02.01.05	INSTALACIÓN Y SOLDADURA DE CONECTORES	und	3,200.00	7.04	22,528.00
02.01.06	PINTURA VIGA PRINCIPAL W36X150	ML	109.20	9.41	1,027.57
02.02	<b>VIGA DIAFRAGMA</b>				<b>17,092.07</b>
02.02.01	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA PRINCIPAL	und	80.00	41.55	3,324.00
02.02.02	MONTAJE CANAL C 10X15.3	und	40.00	298.38	11,935.20
02.02.03	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA PRINCIPAL	m	92.80	16.66	1,546.05
02.02.04	PINTURA CANAL C 10 X 15.3	ML	30.48	9.41	286.82
02.03	<b>FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT</b>				<b>15,000.00</b>
02.03.01	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	GLB	1.00	15,000.00	15,000.00
02.04	<b>VEREDAS</b>				<b>28,421.25</b>
02.04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL	m2	256.00	69.88	17,889.28
02.04.02	CONCRETO FC=175 KG/CM2	m3	38.40	274.27	10,531.97
02.05	<b>LOSA</b>				<b>169,860.29</b>
02.05.01	ACERO FY=4200 KG/CM2	kg	12,211.29	5.04	61,544.90
02.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL	m2	800.00	69.88	55,904.00
02.05.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2	m3	115.20	454.96	52,411.39
02.06	<b>JUNTAS</b>				<b>2,641.92</b>
02.06.01	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	m	409.60	6.45	2,641.92
02.07	<b>APOYOS</b>				<b>1,000.00</b>
02.07.01	APOYO DE NEOPRENO FIJO	GLB	2.00	250.00	500.00
02.07.02	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	GLB	2.00	250.00	500.00
02.08	<b>BARANDAS INCLUYE PINTURA</b>				<b>205,276.88</b>
02.08.01	POSTES	m	130.00	583.73	75,884.90
02.08.02	RIELES	m	366.00	353.53	129,391.98
03	<b>VARIOS</b>				<b>4,890.80</b>
03.01	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	und	54.00	10.10	545.40
03.02	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	m2	768.00	5.30	4,070.40
03.03	<b>PRUEBAS</b>				<b>275.00</b>
03.03.01	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	und	11.00	25.00	275.00
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>864,018.48</b>
	<b>GASTOS GENERALES (5%)</b>				<b>43,200.92</b>
	<b>UTILIDAD (5.5%)</b>				<b>47,521.02</b>
	<b>SUB TOTAL</b>				<b>954,740.42</b>
	<b>IMPUESTO IGV (18%)</b>				<b>171,853.28</b>
	<b>TOTAL PRESUPUESTO POR CONTRATA</b>				<b>1,126,593.70</b>
	<b>GASTOS DE SUPERVISION (4%)</b>				<b>34,560.74</b>
	<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>				<b>1,161,154.44</b>

SON : UN MILLON CIENTO SESENTIUN MIL CIENTO CINCUENTICUATRO Y 44/100 NUEVOS SOLES

## 17.2. ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS

El costo de los materiales para este análisis se obtuvieron de la Revista de Costos de Enero del 2019 mientras que para la mano de obra se utilizó el libro de Costos y Presupuestos en edificación de CAPECO de Junio del 2018. A continuación se muestran los costos unitarios:

### 17.2.1. Costos unitarios del Puente de Concreto Armado.

Presupuesto	2201005	PUENTE INCA MOYA CONCRETO ARMADO				
Subpresupuesto	001					
30/01/2019						
Partida	01.01	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2		5.30
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.3200	15.78	5.05
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.05	0.25
						0.25
Partida	01.02	TRAZO Y REPLANTEO				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 500.0000	EQ. 500.0000	Costo unitario directo por : m2		3.83
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0160	21.86	0.35
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0016	23.45	0.04
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0320	15.78	0.50
						0.89
	Materiales					
0202120018	CLAVOS C/C 1 1/2"	kg		0.0500	3.86	0.19
0229030002	YESO EN BOLSAS DE 25 KG.	BOL		0.0500	6.78	0.34
0229220002	CORDEL	kg		0.0020	5.17	0.01
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		0.0500	3.81	0.19
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.0100	25.64	0.26
						0.99
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.89	0.03
0349880021	ESTACIÓN TOTAL	hm	4.0000	0.0640	30.00	1.92
						1.95
Partida	01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION				
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB		10,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos					
0402040001	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB		1.0000	10,000.00	10,000.00
						10,000.00
Partida	01.04	TRANSPORTE DE MATERIALES				
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB		12,000.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos					
0402040002	TRASLADO DE MATERIALES	GLB		1.0000	12,000.00	12,000.00
						12,000.00
Partida	01.05.01	DISEÑO DE MEZCLAS				
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und		300.00
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos					
0402020002	DISEÑO DE MEZCLA	und		1.0000	300.00	300.00
						300.00

Partida	02.01.01	ACERO FY=4200 KG/CM2						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000			Costo unitario directo por : kg		6.04
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0032	23.45		0.08
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.86		0.70
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	17.51		0.56
								1.34
	Materiales							
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.0600	3.86		0.23
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60		kg		1.0700	2.97		3.18
								3.41
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	1.34		0.07
0348960009	CIZALLA P/PIERRO DE CONSTRUCCION		hm	1.0000	0.0320	6.91		0.22
0349610058	GRUA HIAB		hm	0.1563	0.0050	200.00		1.00
								1.29
Partida	02.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000			Costo unitario directo por : m2		83.92
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0571	23.45		1.34
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.5714	21.86		12.49
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.5714	17.51		10.01
0147010004	PEON		hh	2.0000	1.1429	15.78		18.03
								41.87
	Materiales							
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16		kg		0.2000	3.86		0.77
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.4000	3.86		1.54
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"		kg		0.2000	3.86		0.77
0243010003	MADERA TORNILLO		p2		6.4000	3.81		24.38
0245010002	TRIPLAY DE 19 MM.		pln		0.1000	125.00		12.50
								39.96
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	41.87		2.09
								2.09
Partida	02.01.03	CONCRETO FC=280 KG/CM2						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000			Costo unitario directo por : m3		479.96
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	1.0000	0.2667	23.45		6.25
0147010002	OPERARIO		hh	3.0000	0.8000	21.86		17.49
0147010003	OFICIAL		hh	3.0000	0.8000	17.51		14.01
0147010004	PEON		hh	8.0000	2.1333	15.78		33.66
								71.41
	Materiales							
0204000009	ARENA GRUESA		m3		0.3340	120.00		40.08
0205030007	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"		m3		0.2890	120.00		34.68
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		9.2000	23.80		218.96
0239050000	AGUA		m3		0.0400	3.00		0.12
								293.84
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	71.41		3.57
0348560001	EQUIPO CONCRETO		hm	2.5000	0.6667	125.00		83.34
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	1.0000	0.2667	10.50		2.80
0349510013	BOMBA CONCRETO		hm	0.3750	0.1000	250.00		25.00
								114.71
Partida	02.02.01	ACERO FY=4200 KG/CM2						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000			Costo unitario directo por : kg		6.04
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0032	23.45		0.08
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.86		0.70
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	17.51		0.56
								1.34
	Materiales							
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.0600	3.86		0.23
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60		kg		1.0700	2.97		3.18
								3.41





Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg	0.2000	3.86	0.77	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	0.4000	3.86	1.54	
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"	kg	0.2000	3.86	0.77	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	6.4000	3.81	24.38	
0245010002	TRIPLAY DE 19 MM.	pln	0.1000	125.00	12.50	
					39.96	
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	5.0000	41.87	2.09	
					2.09	
Partida	02.06.01	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA				
Rendimiento	m/DIA	MO. 160.0000	EQ. 160.0000	Costo unitario directo por : m	6.45	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0500	21.86	1.09
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1000	15.78	1.58
						2.67
Materiales						
0256020009	PLANCHA ACERO 1.6mm x 1.22m x 6.00m	pln		0.5000	7.30	3.65
						3.65
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.67	0.13
						0.13
Partida	02.07.01	APOYO DE NEOPRENE FIJO				
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	250.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Subcontratos					
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und		1.0000	250.00	250.00
						250.00
Partida	02.07.02	APOYO DE NEOPRENE MOVIL				
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB	250.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Subcontratos					
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und		1.0000	250.00	250.00
						250.00
Partida	02.08.01	POSTES				
Rendimiento	m/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m	582.65	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	4.3750	1.1667	24.50	28.58
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4375	0.1167	23.45	2.74
0147010002	OPERARIO	hh	2.1875	0.5833	21.86	12.75
0147010004	PEON	hh	2.1875	0.5833	15.78	9.20
						53.27
Materiales						
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50
0251150001	PERFIL HSS 14X10X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg		144.0000	3.58	515.52
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65
						528.22
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	53.27	1.07
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0067	13.00	0.09
						1.16
Partida	02.08.02	RIELES				
Rendimiento	m/DIA	MO. 30.0000	EQ. 30.0000	Costo unitario directo por : m	353.53	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147000029	SOLDADOR	hh	4.3750	1.1667	24.50	28.58
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4375	0.1167	23.45	2.74
0147010002	OPERARIO	hh	2.1875	0.5833	21.86	12.75
0147010004	PEON	hh	2.1875	0.5833	15.78	9.20
						53.27

Materiales							
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50	
0251150002	PERFIL HSS 8X6X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg		80.0000	3.58	286.40	
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65	
<b>299.10</b>							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	53.27	1.07	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0067	13.00	0.09	
<b>1.16</b>							
Partida	03.01	<b>DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA</b>					
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und		10.10	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010002	OPERARIO	hh	0.0200	0.1600	21.86	3.50	
0147010004	PEON	hh	0.0400	0.3200	15.78	5.05	
<b>8.55</b>							
Materiales							
0272000001	TUB. PVC SAP PRESION P/AGUA C-5 EC 3"x5m	und		0.2000	5.60	1.12	
<b>1.12</b>							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.55	0.43	
<b>0.43</b>							
Partida	03.02	<b>LIMPIEZA FINAL DE OBRA</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2		5.30	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.3200	15.78	5.05	
<b>5.05</b>							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.05	0.25	
<b>0.25</b>							
Partida	03.03.01	<b>PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)</b>					
Rendimiento	und/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000	Costo unitario directo por : und		25.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Subcontratos							
0402020001	PRUEBAS DE COMPRESION DEL CONCRETO	und		1.0000	25.00	25.00	
<b>25.00</b>							

## 17.2.2. Costos unitarios del Puente de Acero Estructural.

Presupuesto	2201007	<b>PUENTE INCA MOYA ESTRUCTURA METALICA</b>					
Subpresupuesto	001						
30/01/2019							
Partida	01.01	<b>LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m2		5.30	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.3200	15.78	5.05	
<b>5.05</b>							
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.05	0.25	
<b>0.25</b>							
Partida	01.02	<b>TRAZO Y REPLANTEO</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 500.0000	EQ. 500.0000	Costo unitario directo por : m2		3.83	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
Mano de Obra							
0147000032	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0160	21.86	0.35	
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0016	23.45	0.04	
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0320	15.78	0.50	
<b>0.89</b>							

<b>Materiales</b>							
0202120018	CLAVOS C/C 1 1/2"	kg		0.0500	3.86	0.19	
0229030002	YESO EN BOLSAS DE 25 KG.	BOL		0.0500	6.78	0.34	
0229220002	CORDEL	kg		0.0020	5.17	0.01	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		0.0500	3.81	0.19	
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln		0.0100	25.64	0.26	
						0.99	
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.89	0.03	
0349880021	ESTACIÓN TOTAL	hm	4.0000	0.0640	30.00	1.92	
						1.95	
<b>Partida</b>	<b>01.03</b>	<b>MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>GLB/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : GLB</b>		<b>10,000.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>	
	<b>Subcontratos</b>						
0402040001	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB		1.0000	10,000.00	10,000.00	
						10,000.00	
<b>Partida</b>	<b>01.04</b>	<b>TRANSPORTE DE MATERIALES</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>GLB/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : GLB</b>		<b>24,000.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>	
	<b>Subcontratos</b>						
0402040002	TRASLADO DE MATERIALES	GLB		1.0000	24,000.00	24,000.00	
						24,000.00	
<b>Partida</b>	<b>01.05.01</b>	<b>DISEÑO DE MEZCLAS</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>		<b>300.00</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>	
	<b>Subcontratos</b>						
0402020002	DISEÑO DE MEZCLA	und		1.0000	300.00	300.00	
						300.00	
<b>Partida</b>	<b>02.01.01</b>	<b>ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA DIAFRAGMA</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 50.0000</b>	<b>EQ. 50.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>		<b>51.64</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	23.45	0.38	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	21.86	3.50	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1600	17.51	2.80	
						6.68	
	<b>Materiales</b>						
0256220100	PLANCHA DE ACERO 864X130X1/2"	kg		11.2100	3.58	40.13	
						40.13	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.68	0.33	
0348070020	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	hm	0.6250	0.1000	20.00	2.00	
0349160033	TALADRO CON BROCA DE 9/16"	hm	3.1250	0.5000	5.00	2.50	
						4.83	
<b>Partida</b>	<b>02.01.02</b>	<b>MONTAJE VIGA PRINCIPAL W 36X150</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 50.0000</b>	<b>EQ. 50.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>		<b>9,887.47</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio \$/.</b>	<b>Parcial \$/.</b>	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147000024	OPERADOR DE GRUA	hh	3.1250	0.5000	24.50	12.25	
0147000029	SOLDADOR	hh	1.2500	0.2000	24.50	4.90	
0147030092	RIGGER	hh	3.1250	0.5000	17.51	8.76	
						25.91	
	<b>Materiales</b>						
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50	
0251060100	VIGA DE ACERO DOBLE TEE ALA ANCHA W36X150	pza		1.0000	9,761.99	9,761.99	
						9,773.49	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	25.91	0.52	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0040	13.00	0.05	
0349610043	GRUA 30 TN	hm	1.5625	0.2500	350.00	87.50	
						88.07	

Partida	02.01.03	SOLDADURA DE EMPALME VIGA A VIGA (INC. PLANCHA METALICA)					
Rendimiento	und/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : und			52.16
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147000029	SOLDADOR	hh	0.6250	0.1000	24.50	2.45	
0147010002	OPERARIO	hh	0.3125	0.0500	21.86	1.09	
0147010004	PEON	hh	0.3125	0.0500	15.78	0.79	
<b>Materiales</b>							
0229010100	PINTURA EPOXICO JGO A + B	gln		0.0500	62.00	3.10	
0229500091	SOLDADURA	kg		0.0500	16.00	0.80	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.0250	14.00	0.35	
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
0256220101	PLANCHA DE ACERO DE 300X400X1/2"	kg		11.9800	3.58	42.89	
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	4.33	0.09	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0040	13.00	0.05	
<b>0.14</b>							
Partida	02.01.04	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA DIAFRAGMA					
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m			16.66
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147000029	SOLDADOR	hh	0.9375	0.0750	24.50	1.84	
0147010004	PEON	hh	0.7500	0.0600	15.78	0.95	
<b>Materiales</b>							
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50	
0253030027	THINER	gln		0.1000	12.00	1.20	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65	
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.79	0.06	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0020	13.00	0.03	
<b>0.09</b>							
Partida	02.01.05	INSTALACIÓN Y SOLDADURA DE CONECTORES					
Rendimiento	und/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : und			7.04
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147000029	SOLDADOR	hh	0.0625	0.0100	24.50	0.25	
0147010002	OPERARIO	hh	0.3125	0.0500	21.86	1.09	
0147010004	PEON	hh	0.3125	0.0500	15.78	0.79	
<b>Materiales</b>							
0206980002	CONECTOR DE CORTE DE 3/4" X 4"	und		1.0000	2.50	2.50	
0229010100	PINTURA EPOXICO JGO A + B	gln		0.0100	62.00	0.62	
0229500091	SOLDADURA	kg		0.0500	16.00	0.80	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.0250	14.00	0.35	
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.13	0.04	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0040	13.00	0.05	
<b>0.09</b>							
Partida	02.01.06	PINTURA VIGA PRINCIPAL W 36X150					
Rendimiento	ML/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : ML			9.41
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010002	OPERARIO	hh	0.9375	0.1500	21.86	3.28	
0147010004	PEON	hh	0.9375	0.1500	15.78	2.37	
<b>Materiales</b>							
0229010100	PINTURA EPOXICO JGO A + B	gln		0.0500	62.00	3.10	
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
<b>3.65</b>							

Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	2.0000	5.65	0.11	0.11	
Partida	02.02.01	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA PRINCIPAL					
Rendimiento	und/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : und		41.55	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	23.45	0.38	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	21.86	3.50	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1600	17.51	2.80	
						6.68	
Materiales							
0256220101	PLANCHA DE ACERO DE 300X400X1/2"	kg		8.3900	3.58	30.04	
						30.04	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	6.68	0.33	
0348070020	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	hm	0.6250	0.1000	20.00	2.00	
0349160033	TALADRO CON BROCA DE 9/16"	hm	3.1250	0.5000	5.00	2.50	
						4.83	
Partida	02.02.02	MONTAJE CANAL C 10X15.3					
Rendimiento	und/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : und		298.38	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147000024	OPERADOR DE GRUA	hh	3.1250	0.5000	24.50	12.25	
0147000029	SOLDADOR	hh	3.1250	0.5000	24.50	12.25	
0147030092	RIGGER	hh	3.1250	0.5000	17.51	8.76	
						33.26	
Materiales							
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50	
0251310018	CANAL C ó U 10X15.3	pza		1.0000	165.40	165.40	
						176.90	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	33.26	0.67	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0040	13.00	0.05	
0349610043	GRUA 30 TN	hm	1.5625	0.2500	350.00	87.50	
						88.22	
Partida	02.02.03	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA PRINCIPAL					
Rendimiento	m/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000	Costo unitario directo por : m		16.66	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147000029	SOLDADOR	hh	0.9375	0.0750	24.50	1.84	
0147010004	PEON	hh	0.7500	0.0600	15.78	0.95	
						2.79	
Materiales							
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50	
0253030027	THINER	gln		0.1000	12.00	1.20	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65	
						13.78	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	2.79	0.06	
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0020	13.00	0.03	
						0.09	
Partida	02.02.04	PINTURA CANAL C 10 X 15.3					
Rendimiento	ML/DIA	MO. 50.0000	EQ. 50.0000	Costo unitario directo por : ML		9.41	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010002	OPERARIO	hh	0.9375	0.1500	21.86	3.28	
0147010004	PEON	hh	0.9375	0.1500	15.78	2.37	
						5.65	
Materiales							
0229010100	PINTURA EPOXICO JGO A + B	gln		0.0500	62.00	3.10	
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43	
						3.65	

0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		2.0000	5.65	0.11 0.11
Partida	02.03.01	<b>ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE</b>					
Rendimiento	GLB/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : GLB			15,000.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Subcontratos						
0402030001	ARMAZON DE MADERA FALSO PUENTE		GLB		1.0000	15,000.00	15,000.00 15,000.00
Partida	02.04.01	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2			69.88
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0571	23.45	1.34
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.5714	21.86	12.49
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.5714	17.51	10.01
0147010004	PEON		hh	2.0000	1.1429	15.78	18.03 41.87
	Materiales						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16		kg		0.2000	3.86	0.77
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"		kg		0.2000	3.86	0.77
0243010003	MADERA TORNILLO		p2		6.4000	3.81	24.38 25.92
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	41.87	2.09 2.09
Partida	02.04.02	<b>CONCRETO FC=175 KG/CM2</b>					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 40.0000	EQ. 40.0000	Costo unitario directo por : m3			274.27
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ		hh	1.0000	0.2000	23.45	4.69
0147010002	OPERARIO		hh	3.0000	0.6000	21.86	13.12
0147010003	OFICIAL		hh	3.0000	0.6000	17.51	10.51
0147010004	PEON		hh	8.0000	1.6000	15.78	25.25 53.57
	Materiales						
0204000009	ARENA GRUESA		m3		0.2040	120.00	24.48
0205030007	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"		m3		0.2060	120.00	24.72
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)		BOL		7.0000	23.80	166.60
0239050000	AGUA		m3		0.0400	3.00	0.12 215.92
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	53.57	2.68
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"		hm	1.0000	0.2000	10.50	2.10 4.78
Partida	02.05.01	<b>ACERO FY=4200 KG/CM2</b>					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg			5.04
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ		hh	0.1000	0.0032	23.45	0.08
0147010002	OPERARIO		hh	1.0000	0.0320	21.86	0.70
0147010003	OFICIAL		hh	1.0000	0.0320	17.51	0.56 1.34
	Materiales						
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8		kg		0.0600	3.86	0.23
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60		kg		1.0700	2.97	3.18 3.41
0337010001	<b>Equipos</b> HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		5.0000	1.34	0.07
0348960009	CIZALLA P/FIERRO DE CONSTRUCCION		hm	1.0000	0.0320	6.91	0.22 0.29
Partida	02.05.02	<b>ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL</b>					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2			69.88

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	23.45	1.34	
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	21.86	12.49	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	17.51	10.01	
0147010004	PEON	hh	2.0000	1.1429	15.78	18.03	
						<b>41.87</b>	
	<b>Materiales</b>						
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg		0.2000	3.86	0.77	
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"	kg		0.2000	3.86	0.77	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2		6.4000	3.81	24.38	
						<b>25.92</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	41.87	2.09	
						<b>2.09</b>	
<b>Partida</b>	<b>02.05.03</b>	<b>CONCRETO FC=280 KG/CM2</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>m3/DIA</b>	<b>MO. 30.0000</b>	<b>EQ. 30.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m3</b>		<b>454.96</b>	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	CAPATAZ	hh	1.0000	0.2667	23.45	6.25	
0147010002	OPERARIO	hh	3.0000	0.8000	21.86	17.49	
0147010003	OFICIAL	hh	3.0000	0.8000	17.51	14.01	
0147010004	PEON	hh	8.0000	2.1333	15.78	33.66	
						<b>71.41</b>	
	<b>Materiales</b>						
0204000009	ARENA GRUESA	m3		0.3340	120.00	40.08	
0205030007	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.2890	120.00	34.68	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL		9.2000	23.80	218.96	
0239050000	AGUA	m3		0.0400	3.00	0.12	
						<b>293.84</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	71.41	3.57	
0348560001	EQUIPO CONCRETO	hm	2.5000	0.6667	125.00	83.34	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	1.0000	0.2667	10.50	2.80	
						<b>89.71</b>	
<b>Partida</b>	<b>02.06.01</b>	<b>JUNTA DE DILATACIÓN METALICA</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>m/DIA</b>	<b>MO. 160.0000</b>	<b>EQ. 160.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m</b>		<b>6.45</b>	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0500	21.86	1.09	
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.1000	15.78	1.58	
						<b>2.67</b>	
	<b>Materiales</b>						
0256020009	PLANCHA ACERO 1.6mm x 1.22m x 6.00m	pln		0.5000	7.30	3.65	
						<b>3.65</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	2.67	0.13	
						<b>0.13</b>	
<b>Partida</b>	<b>02.07.01</b>	<b>APOYO DE NEOPRENE FIJO</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>GLB/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : GLB</b>		<b>250.00</b>	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Subcontratos</b>						
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und		1.0000	250.00	250.00	
						<b>250.00</b>	
<b>Partida</b>	<b>02.07.02</b>	<b>APOYO DE NEOPRENE MOVIL</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>GLB/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : GLB</b>		<b>250.00</b>	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Subcontratos</b>						
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und		1.0000	250.00	250.00	
						<b>250.00</b>	
<b>Partida</b>	<b>02.08.01</b>	<b>POSTES</b>					
<b>Rendimiento</b>	<b>m/DIA</b>	<b>MO. 30.0000</b>	<b>EQ. 30.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m</b>		<b>583.73</b>	

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0147000029	SOLDADOR	hh	4.3750	1.1667	24.50	28.58
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4375	0.1167	23.45	2.74
0147010002	OPERARIO	hh	2.1875	0.5833	21.86	12.75
0147010004	PEON	hh	2.1875	0.5833	15.78	9.20
<b>Materiales</b>						
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50
0251150001	PERFIL HSS 14X10X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg		144.0000	3.58	515.52
0253030027	THINER	gln		0.1000	12.00	1.20
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	53.27	1.07
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0067	13.00	0.09
<b>1.16</b>						
<b>Partida</b>	<b>02.08.02</b>	<b>RIELES</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>m/DIA</b>	<b>MO. 30.0000</b>	<b>EQ. 30.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m</b>		<b>353.53</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147000029	SOLDADOR	hh	4.3750	1.1667	24.50	28.58
0147010001	CAPATAZ	hh	0.4375	0.1167	23.45	2.74
0147010002	OPERARIO	hh	2.1875	0.5833	21.86	12.75
0147010004	PEON	hh	2.1875	0.5833	15.78	9.20
<b>Materiales</b>						
0229500091	SOLDADURA	kg		0.5000	16.00	8.00
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg		0.2500	14.00	3.50
0251150002	PERFIL HSS 8X6X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg		80.0000	3.58	286.40
0253030027	THINER	gln		0.0100	12.00	0.12
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln		0.0100	43.00	0.43
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln		0.0100	65.00	0.65
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		2.0000	53.27	1.07
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	0.0250	0.0067	13.00	0.09
<b>1.16</b>						
<b>Partida</b>	<b>03.01</b>	<b>DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 1.0000</b>	<b>EQ. 1.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>		<b>10.10</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	OPERARIO	hh	0.0200	0.1600	21.86	3.50
0147010004	PEON	hh	0.0400	0.3200	15.78	5.05
<b>Materiales</b>						
0272000001	TUB. PVC SAP PRESION P/AGUA C-5 EC 3"x5m	und		0.2000	5.60	1.12
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	8.55	0.43
<b>0.43</b>						
<b>Partida</b>	<b>03.02</b>	<b>LIMPIEZA FINAL DE OBRA</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 100.0000</b>	<b>EQ. 100.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m2</b>		<b>5.30</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010004	PEON	hh	4.0000	0.3200	15.78	5.05
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	5.05	0.25
<b>0.25</b>						
<b>Partida</b>	<b>03.03.01</b>	<b>PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 10.0000</b>	<b>EQ. 10.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>		<b>25.00</b>
<b>Subcontratos</b>						
0402020001	PRUEBAS DE COMPRESION DEL CONCRETO	und		1.0000	25.00	25.00
<b>25.00</b>						

### 17.3. LISTADO DE INSUMOS

El listado de insumos para los dos tipos de puentes se muestran a continuación:

#### 17.3.1. Listado de insumos del Puente de Concreto Armado.

Precios y cantidades de recursos requeridos por tipo							
Obra	2201005	PUENTE INCA MOYA CONCRETO ARMADO					
Subpresupuesto	001	CONCRETO ARMADO					
Fecha	01/01/2019						
Lugar	150109	LIMA - LIMA - CIENEGUILLA					
Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.resupuestado S/.		
MANO DE OBRA							
0147000029	SOLDADOR	hh	578.6832	24.50	14,177.74	14,175.68	
0147000032	TOPOGRAFO	hh	12.2880	21.86	268.62	268.80	
0147010001	CAPATAZ	hh	428.8006	23.45	10,055.37	10,310.32	
0147010002	OPERARIO	hh	3,189.3453	21.86	69,719.09	69,741.59	
0147010003	OFICIAL	hh	2,870.9085	17.51	50,269.61	50,261.85	
0147010004	PEON	hh	3,596.8109	15.78	56,757.68	56,743.98	
					<b>201,248.11</b>	<b>201,502.22</b>	
MATERIALES							
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg	313.0000	3.86	1,208.18	1,205.05	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	3,668.1266	3.86	14,158.97	14,071.59	
0202120018	CLAVOS C/C 1 1/2"	kg	38.4000	3.86	148.22	145.92	
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"	kg	313.0000	3.86	1,208.18	1,205.05	
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg	54,251.2577	2.97	161,126.24	161,232.71	
0204000009	ARENA GRUESA	m3	146.0929	120.00	17,531.15	17,531.15	
0205030007	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	127.5420	120.00	15,305.04	15,305.04	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	4,077.1400	23.80	97,035.93	97,035.93	
0229030002	YESO EN BOLSAS DE 25 KG.	BOL	38.4000	6.78	260.35	261.12	
0229220002	CORDEL	kg	1.5360	5.17	7.94	7.68	
0229500091	SOLDADURA	kg	248.0000	16.00	3,968.00	3,968.00	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg	124.0000	14.00	1,736.00	1,736.00	
0239050000	AGUA	m3	18.0940	3.00	54.28	54.28	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	10,054.4000	3.81	38,307.26	38,300.62	
0245010002	TRIPLAY DE 19 MM.	pln	156.5000	125.00	19,562.50	19,562.50	
0251150001	PERFIL HSS 14X10X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg	18,720.0000	3.58	67,017.60	67,017.60	
0251150002	PERFIL HSS 8X6X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg	29,280.0000	3.58	104,822.40	104,822.40	
0253030027	THINER	qln	4.9600	12.00	59.52	59.52	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	qln	4.9600	43.00	213.28	213.28	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	qln	4.9600	65.00	322.40	322.40	
0254110090	PINTURA ESMALTE	qln	7.6800	25.64	196.92	199.68	
0256020009	PLANCHA ACERO 1.6mm x 1.22m x 6.00m	pln	204.8000	7.30	1,495.04	1,495.04	
0272000001	TUB. PVC SAP PRESION P/AGUA C-5 EC 3"x5m	und	10.8000	5.60	60.48	60.48	
					<b>545,805.88</b>	<b>545,813.04</b>	
EQUIPOS							
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	3.3232	13.00	43.20	44.64	
0348560001	EQUIPO CONCRETO	hm	275.9804	125.00	34,497.55	34,498.60	
0348960009	CIZALLA P/PIERRO DE CONSTRUCCION	hm	1,622.4675	6.91	11,211.25	11,154.47	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	118.0804	10.50	1,239.84	1,239.70	
0349510013	BOMBA CONCRETO	hm	41.3950	250.00	10,348.75	10,348.75	
0349610058	GRUA HIAB	hm	192.4542	200.00	38,490.84	38,490.82	
0349880021	ESTACIÓN TOTAL	hm	49.1520	30.00	1,474.56	1,474.56	
					<b>97,305.99</b>	<b>97,251.54</b>	
SUBCONTRATOS							
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und	4.0000	250.00	1,000.00	1,000.00	
0402020001	PRUEBAS DE COMPRESION DEL CONCRETO	und	11.0000	25.00	275.00	275.00	
0402020002	DISEÑO DE MEZCLA	und	2.0000	300.00	600.00	600.00	
0402030001	ARMAZON DE MADERA FALSO PUENTE	GLB	1.0000	15,000.00	15,000.00	15,000.00	
0402040001	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB	1.0000	10,000.00	10,000.00	10,000.00	
0402040002	TRASLADO DE MATERIALES	GLB	1.0000	12,000.00	12,000.00	12,000.00	
					<b>38,875.00</b>	<b>38,875.00</b>	
				<b>Total</b>	<b>S/.</b>	<b>883,234.98</b>	<b>883,441.80</b>
					<b>S/.</b>		<b>883,441.80</b>

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

## 1.1.1. Listado de insumos del Puente de Acero Estructural.

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.resupuestado S/.		
Obra <b>2201007</b> PUENTE INCA MOYA ESTRUCTURA METALICA							
Subpresupuesto <b>001</b> ESTRUCTURA METALICA							
Fecha <b>01/01/2019</b>							
Lugar <b>150109</b> LIMA - LIMA - CIENEGUILLA							
<b>MANO DE OBRA</b>							
0147000024	OPERADOR DE GRUA	hh	37.5000	24.50	918.75	918.75	
0147000029	SOLDADOR	hh	660.0712	24.50	16,171.74	16,186.31	
0147000032	TOPOGRAFO	hh	12.2880	21.86	268.62	268.80	
0147010001	CAPATAZ	hh	199.4495	23.45	4,677.09	4,742.60	
0147010002	OPERARIO	hh	1,636.0985	21.86	35,765.11	35,759.76	
0147010003	OFICIAL	hh	1,134.9597	17.51	19,873.14	19,874.41	
0147010004	PEON	hh	2,575.5638	15.78	40,642.40	40,636.72	
0147030092	RIGGER	hh	37.5000	17.51	656.63	657.00	
					<b>118,973.48</b>	<b>119,044.35</b>	
<b>MATERIALES</b>							
0202040009	ALAMBRE NEGRO N°16	kg	211.2000	3.86	815.23	813.12	
0202040010	ALAMBRE NEGRO N°8	kg	732.6774	3.86	2,828.13	2,808.60	
0202120018	CLAVOS C/C 1 1/2"	kg	38.4000	3.86	148.22	145.92	
0202120019	CLAVOS C/C 2 1/2"	kg	211.2000	3.86	815.23	813.12	
0202970002	ACERO DE REFUERZO FY=4200 GRADO 60	kg	13,066.0803	2.97	38,806.26	38,831.90	
0204000009	ARENA GRUESA	m3	46.3104	120.00	5,557.25	5,557.25	
0205030007	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	41.2032	120.00	4,944.38	4,944.39	
0206980002	CONECTOR DE CORTE DE 3/4" X 4"	und	3,200.0000	2.50	8,000.00	8,000.00	
0221000000	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BOL	1,328.6400	23.80	31,621.63	31,621.63	
0229010100	PINTURA EPOXICO JGO A + B	gln	40.7340	62.00	2,525.51	2,525.51	
0229030002	YESO EN BOLSAS DE 25 KG.	BOL	38.4000	6.78	260.35	261.12	
0229220002	CORDEL	kg	1.5360	5.17	7.94	7.68	
0229500091	SOLDADURA	kg	573.1700	16.00	9,170.72	9,170.72	
0229550094	SOLDADURA CELLOCORD	kg	286.5850	14.00	4,012.19	4,012.19	
0239050000	AGUA	m3	6.1440	3.00	18.43	18.43	
0243010003	MADERA TORNILLO	p2	6,796.8000	3.81	25,895.81	25,891.20	
0251060100	VIGA DE ACERO DOBLE TEE ALA ANCHA W36X150	pza	35.0000	9,761.99	341,669.65	341,669.65	
0251150001	PERFIL HSS 14X10X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg	18,720.0000	3.58	67,017.60	67,017.60	
0251150002	PERFIL HSS 8X6X5/8" FY=3515 KG/CM2	kg	29,280.0000	3.58	104,822.40	104,822.40	
0251310018	CANAL C ó U 10X15.3	pza	40.0000	165.40	6,616.00	6,616.00	
0253030027	THINER	gln	75.5908	12.00	907.09	907.09	
0254020042	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gln	41.2252	43.00	1,772.68	1,772.69	
0254060000	PINTURA ANTICORROSIVA	gln	7.4784	65.00	486.10	486.10	
0254110090	PINTURA ESMALTE	gln	7.6800	25.64	196.92	199.68	
0256020009	PLANCHA ACERO 1.6mm x 1.22m x 6.00m	pln	204.8000	7.30	1,495.04	1,495.04	
0256220100	PLANCHA DE ACERO 864X130X1/2"	kg	896.8000	3.58	3,210.54	3,210.40	
0256220101	PLANCHA DE ACERO DE 300X400X1/2"	kg	1,090.5000	3.58	3,903.99	3,904.35	
0272000001	TUB. PVC SAP PRESION PI/AGUA C-5 EC 3"x5m	und	10.8000	5.60	60.48	60.48	
					<b>667,585.77</b>	<b>667,584.26</b>	
<b>EQUIPOS</b>							
0348070005	SOLDADORA 295 AMP.	hm	17.0669	13.00	221.87	217.69	
0348070020	EQUIPO DE CORTE Y SOLDEO (OXI-ACET)	hm	16.0000	20.00	320.00	320.00	
0348560001	EQUIPO CONCRETO	hm	76.8038	125.00	9,600.47	9,600.77	
0348960009	CIZALLA P/PIERRO DE CONSTRUCCION	hm	390.7613	6.91	2,700.16	2,686.48	
0349070004	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40"	hm	38.4038	10.50	403.24	403.20	
0349160033	TALADRO CON BROCA DE 9/16"	hm	80.0000	5.00	400.00	400.00	
0349610043	GRUA 30 TN	hm	18.7500	350.00	6,562.50	6,562.50	
0349880021	ESTACIÓN TOTAL	hm	49.1520	30.00	1,474.56	1,474.56	
					<b>21,682.80</b>	<b>21,665.20</b>	
<b>SUBCONTRATOS</b>							
0402010001	TRABAJOS DE NEOPRENO	und	4.0000	250.00	1,000.00	1,000.00	
0402020001	PRUEBAS DE COMPRESION DEL CONCRETO	und	11.0000	25.00	275.00	275.00	
0402020002	DISEÑO DE MEZCLA	und	2.0000	300.00	600.00	600.00	
0402030001	ARMAZON DE MADERA FALSO PUENTE	GLB	1.0000	15,000.00	15,000.00	15,000.00	
0402040001	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN	GLB	1.0000	10,000.00	10,000.00	10,000.00	
0402040002	TRASLADO DE MATERIALES	GLB	1.0000	24,000.00	24,000.00	24,000.00	
					<b>50,875.00</b>	<b>50,875.00</b>	
				<b>Total</b>	<b>S/.</b>	<b>859,117.05</b>	<b>859,168.81</b>
					<b>S/.</b>		<b>859,168.81</b>

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

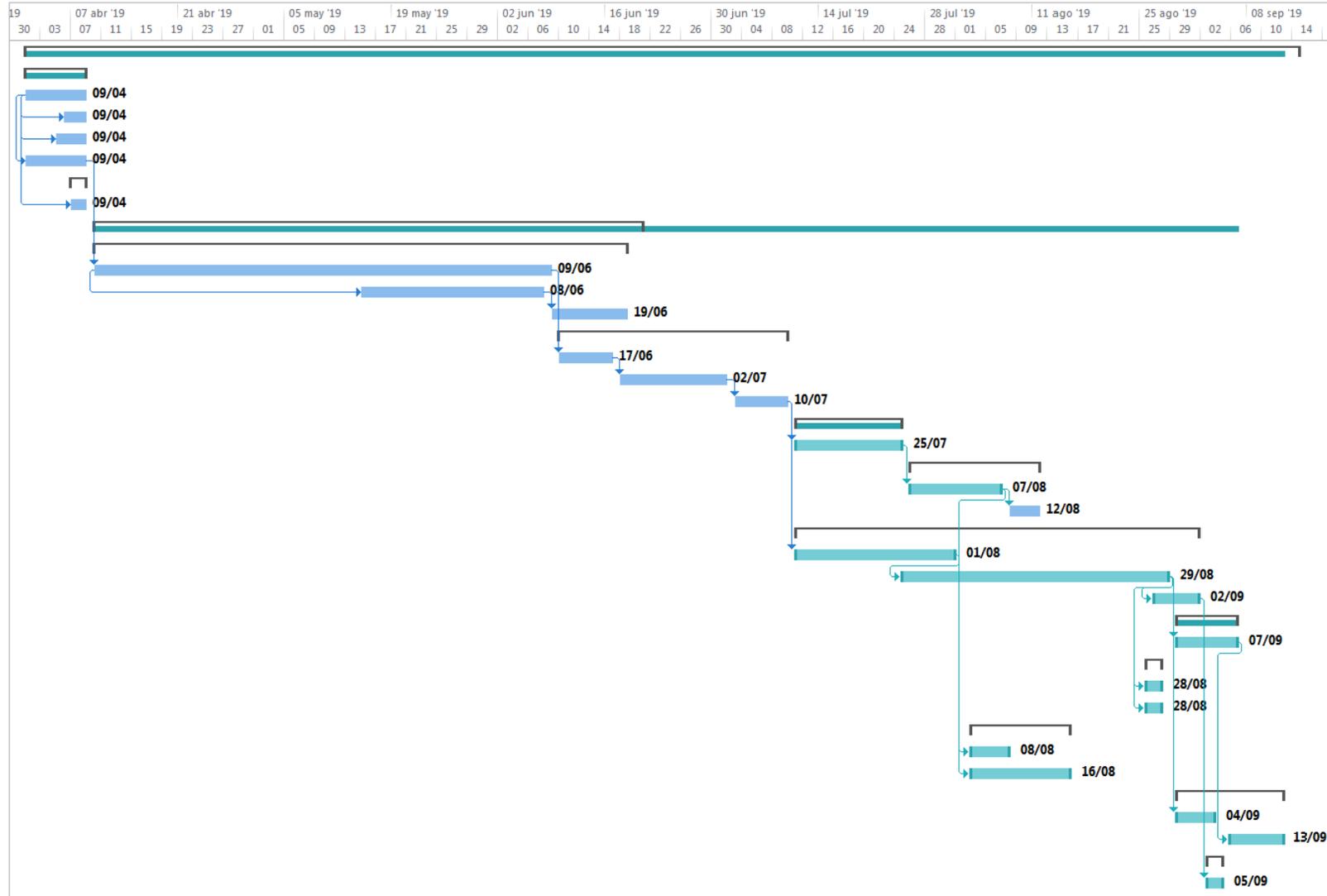
## 17.4. CRONOGRAMA DE TRABAJO Y DIAGRAMA DE GANTT

Del software Ms Project se obtienen las siguientes programaciones de trabajo:

### 17.4.1. Cronograma de trabajo del Puente de Concreto Armado.

Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
1	<PUENTE INCA MOYA - CONCRETO ARMADO>	167 días	lun 01/04/19	dom 15/09/19
2	<b>OBRAS PROVISIONALES</b>	8 días	lun 01/04/19	mar 09/04/19
3	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	8 días	lun 01/04/19	mar 09/04/19
4	TRAZO Y REPLANTEO	3 días	sáb 06/04/19	mar 09/04/19
5	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	4 días	vie 05/04/19	mar 09/04/19
6	TRANSPORTE DE MATERIALES	8 días	lun 01/04/19	mar 09/04/19
7	<b>DISEÑO DE MEZCLA</b>	2 días	dom 07/04/19	mar 09/04/19
8	DISEÑO DE MEZCLAS	2 días	dom 07/04/19	mar 09/04/19
9	<b>SUPERESTRUCTURAS</b>	72 días	mié 10/04/19	vie 21/06/19
10	<b>VIGA PRINCIPAL</b>	70 días	mié 10/04/19	mié 19/06/19
11	ACERO FY=4200 KG/CM2	60 días	mié 10/04/19	dom 09/06/19
12	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	24 días	mié 15/05/19	sáb 08/06/19
13	CONCRETO FC=280 KG/CM2	10 días	dom 09/06/19	mié 19/06/19
14	<b>VIGA DIAFRAGMA</b>	30 días	lun 10/06/19	mié 10/07/19
15	ACERO FY=4200 KG/CM2	7 días	lun 10/06/19	lun 17/06/19
16	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	14 días	mar 18/06/19	mar 02/07/19
17	CONCRETO FC=280 KG/CM2	7 días	mié 03/07/19	mié 10/07/19
18	<b>FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT</b>	14 días	jue 11/07/19	jue 25/07/19
19	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	14 días	jue 11/07/19	jue 25/07/19
20	<b>VEREDAS</b>	17 días	vie 26/07/19	lun 12/08/19
21	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	12 días	vie 26/07/19	mié 07/08/19
22	CONCRETO FC=175 KG/CM2	4 días	jue 08/08/19	lun 12/08/19
23	<b>LOSA</b>	53 días	jue 11/07/19	lun 02/09/19
24	ACERO FY=4200 KG/CM2	21 días	jue 11/07/19	jue 01/08/19
25	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	35 días	jue 25/07/19	jue 29/08/19
26	CONCRETO FC=280 KG/CM2	6 días	mar 27/08/19	lun 02/09/19
27	<b>JUNTAS</b>	8 días	vie 30/08/19	sáb 07/09/19
28	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	8 días	vie 30/08/19	sáb 07/09/19
29	<b>APOYOS</b>	2 días	lun 26/08/19	mié 28/08/19
30	APOYO DE NEOPRENO FIJO	2 días	lun 26/08/19	mié 28/08/19
31	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	2 días	lun 26/08/19	mié 28/08/19
32	<b>BARANDAS INCLUYE PINTURA</b>	13 días	sáb 03/08/19	vie 16/08/19
33	POSTES	5 días	sáb 03/08/19	jue 08/08/19
34	RIELES	13 días	sáb 03/08/19	vie 16/08/19
35	<b>VARIOS</b>	14 días	vie 30/08/19	vie 13/09/19
36	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	5 días	vie 30/08/19	mié 04/09/19
37	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	7 días	vie 06/09/19	vie 13/09/19
38	<b>PRUEBAS</b>	2 días	mar 03/09/19	jue 05/09/19
39	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	2 días	mar 03/09/19	jue 05/09/19

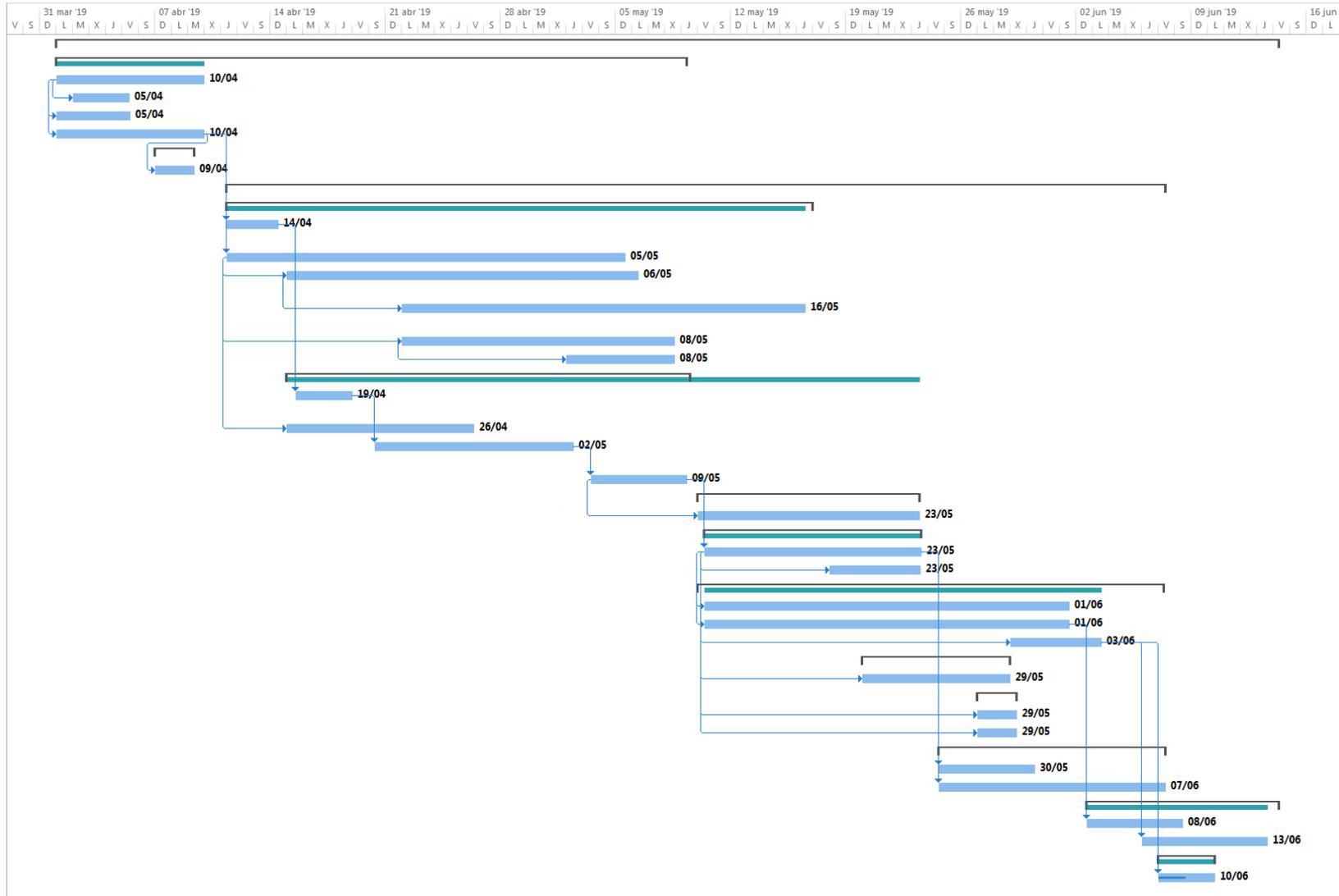
**17.4.2. Diagrama de Gantt del Puente de Concreto Armado.**



### 17.4.3. Cronograma de trabajo del Puente de Acero Estructural.

Id	Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin
1	<PUENTE INCA MOYA - ESTRUCTURA METALICA>	65 días	lun 01/04/19	vie 14/06/19
2	OBRAS PROVISIONALES	33 días	lun 01/04/19	jue 09/05/19
3	LIMPIEZA ZONA DE TRABAJO	8 días	lun 01/04/19	mié 10/04/19
4	TRAZO Y REPLANTEO	3 días	mar 02/04/19	vie 05/04/19
5	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION	4 días	lun 01/04/19	vie 05/04/19
6	TRANSPORTE DE MATERIALES	8 días	lun 01/04/19	mié 10/04/19
7	DISEÑO DE MEZCLAS	2 días	dom 07/04/19	mar 09/04/19
8	DISEÑO DE MEZCLAS	2 días	dom 07/04/19	mar 09/04/19
9	SUPERESTRUCTURAS	50 días	jue 11/04/19	vie 07/06/19
10	VIGA PRINCIPAL	31 días	jue 11/04/19	vie 17/05/19
11	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA DIAFRAGMA	3 días	jue 11/04/19	dom 14/04/19
12	MONTAJE VIGA PRINCIPAL W 36X150	21 días	jue 11/04/19	dom 05/05/19
13	SOLDADURA DE EMPALME VIGA A VIGA (INC. PLANCHA METALICA)	18 días	lun 15/04/19	lun 06/05/19
14	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA DIAFRAGMA	21 días	lun 22/04/19	jue 16/05/19
15	INSTALACIÓN Y SOLDADURA DE CONECTORES	14 días	lun 22/04/19	mié 08/05/19
16	PINTURA VIGA PRINCIPAL W 36X150	6 días	jue 02/05/19	mié 08/05/19
17	VIGA DIAFRAGMA	21 días	lun 15/04/19	jue 09/05/19
18	ELABORACIÓN Y PERFORACIÓN DE PLANCHA PARA UNIÓN CON VIGA PRINCIPAL	3 días	lun 15/04/19	vie 19/04/19
19	MONTAJE CANAL C 10X15.3	10 días	lun 15/04/19	vie 26/04/19
20	SOLDADURA Y PINTURA PLANCHA PARA UNION CON VIGA PRINCIPAL	10 días	sáb 20/04/19	jue 02/05/19
21	PINTURA CANAL C 10 X 15.3	5 días	vie 03/05/19	jue 09/05/19
22	FALSO PUENTE LONG. L= 80.00 MT	12 días	vie 10/05/19	jue 23/05/19
23	ARMAZON DE MADERA DE FALSO PUENTE	12 días	vie 10/05/19	jue 23/05/19
24	VEREDAS	12 días	vie 10/05/19	jue 23/05/19
25	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL	12 días	vie 10/05/19	jue 23/05/19
26	CONCRETO FC=175 KG/CM2	5 días	sáb 18/05/19	jue 23/05/19
27	LOSA	25 días	vie 10/05/19	vie 07/06/19
28	ACERO FY=4200 KG/CM2	20 días	vie 10/05/19	sáb 01/06/19
29	ENCOFRADO Y DESENCOFADO NORMAL	20 días	vie 10/05/19	sáb 01/06/19
30	CONCRETO FC=280 KG/CM2	5 días	mié 29/05/19	lun 03/06/19
31	JUNTAS	8 días	lun 20/05/19	mié 29/05/19
32	JUNTA DE DILATACIÓN METALICA	8 días	lun 20/05/19	mié 29/05/19
33	APOYOS	2 días	lun 27/05/19	mié 29/05/19
34	APOYO DE NEOPRENO FIJO	2 días	lun 27/05/19	mié 29/05/19
35	APOYO DE NEOPRENO MOVIL	2 días	lun 27/05/19	mié 29/05/19
36	BARANDAS INCLUYE PINTURA	12 días	vie 24/05/19	vie 07/06/19
37	POSTES	5 días	vie 24/05/19	jue 30/05/19
38	RIELES	12 días	vie 24/05/19	vie 07/06/19
39	VARIOS	10 días	dom 02/06/19	vie 14/06/19
40	DRENAJE CON TUBERIA DE PVC 3" LOSA	5 días	dom 02/06/19	sáb 08/06/19
41	LIMPIEZA FINAL DE OBRA	7 días	jue 06/06/19	jue 13/06/19
42	PRUEBAS	3 días	vie 07/06/19	lun 10/06/19
43	PRUEBA DE CALIDAD DEL CONCRETO (PRUEBA A LA COMPRESION)	3 días	vie 07/06/19	lun 10/06/19

### 17.4.4. Diagrama de Gantt del Puente de Acero Estructural.



## 18. COMPARACIÓN TÉCNICO-ECONÓMICA

Una vez que se tiene todo el análisis de diseño, el presupuesto de obra y los tiempos de ejecución de obra por partidas según un cronograma de trabajo referencial para ambos tipos de puentes, podemos pasar a realizar las comparaciones técnico económicas que son más destacables y que nos ayuden a resolver las dudas planteadas en el problema general y en los problemas específicos de esta tesis de investigación.

Para la comparación técnica necesitaremos los análisis más resaltantes de ambos puentes como las cargas muertas del peso propio de toda la estructura en ambos puentes, los momentos y cortantes últimos para las vigas internas y externas, los momentos y cortantes máximos de carga viva del camión de diseño, los momentos y cortantes por carga muerta y carga viva, los factores de distribución de las sobrecargas para momento y cortante de las vigas interiores y exteriores.

Para la comparación económica nos basamos en el presupuesto general de la obra, en los Metrados de los materiales, en la contratación de equipos y maquinarias, en los subcontratos y en el tiempo de ejecución para los dos puentes.

El tiempo de ejecución de las obras juegan un rol muy importante ya que mientras menor sea el tiempo de trabajo menor será el costo de la mano de obra y el alquiler de los equipos y maquinarias también se reducirán. Asimismo cabe resaltar que se debe considerar que mientras menor sea el tiempo de la obra, los gastos de los ingenieros residentes, ingenieros supervisores y de sus respectivos prevencionistas es mucho menor.

La fecha de inicio que se considerará para trabajar será a partir del 01 de Abril ya que entre los meses de Abril y Setiembre el caudal del río Lurín es más bajo permitiendo el fácil acceso de las maquinarias de trabajo y a todo su personal. Por lo que trabajar en otras fechas sería perjudicial para el puente de concreto ya que este requiere de más tiempo de trabajo que el puente de acero.

A continuación en la siguiente tabla se muestra un resumen de la comparación técnico-económica para los dos diseños propuestos de la superestructura de los puentes de concreto armado y de acero estructural:

COMPARACIÓN	CONCRETO ARMADO		ACERO ESTRUCTURAL	
$W_{PROPIO\ TOTAL}$	1171016,120 kg		509925,640 kg	
$M_U (V.I.)$	699,020 T.m		481,188 T.m	
$V_U (V.I.)$	146,018 T		122,763 T	
$M_U (V.E.)$	587,913 T.m		481,188 T.m	
$V_U (V.E.)$	115,411 T		122,763 T	
$M_{MAX}$	256,420 T.m			
$V_{MAX}$	55,949 T			
$M_{DC}$	284,377 T.m		113,872 T.m	
$M_{LL}$	168,109 T.m		134,877 T.m	
$V_{DC}$	53,010 T		22,989 T	
$V_{LL}$	40,317 T		40,339 T	
$mg_M^I$	0,6556		0,526	
$mg_M^E$	0,408		0,492	
$mg_V^I$	0,7206		0,721	
$mg_V^E$	0,408		0,006	
METRADO DE MATERIALES PRINCIPALES	CONCRETO	452,35 m <sup>3</sup>	CONCRETO	153,6 m <sup>3</sup>
	ACERO CORRUGADO	38490,80 kg	ACERO A-50	94400,32 kg
	BARANDA	46885,32 kg	BARANDA	46885,32 kg
PRESUPUESTO TOTAL	S/. 1,199,910.13		S/. 1,161,154.44	
MANO DE OBRA	S/. 201,502.22		S/. 119,044.35	
MATERIALES	S/. 545,813.04		S/. 667,584.26	
EQUIPOS Y MAQUINARIAS	S/. 97,251.54		S/. 21,665.20	
SUBCONTRATOS	S/. 38,875.00		S/. 50,875.00	
TIEMPO DE TRABAJO	167 DÍAS		65 DÍAS	

**Tabla Nº 18.** Resumen de Comparación técnico-económica de los puentes de Concreto Armado y de Acero Estructural. Elaboración propia.

## 19. CONCLUSIONES

Procederemos a realizar las conclusiones en base a las preguntas planteadas en un inicio y las cuales dieron origen a la elaboración de esta tesis:

El sistema estructural que posee las mejores características de diseño así como también económicas es el puente vehicular de acero estructural ya que este permite salvar luces mayores y eso se demostró con la comparación final que se hizo entre ambos puentes, donde a pesar de que se incrementó una viga más en el diseño del puente de acero, según la tabla de resumen comparativo se demostró que con sus propiedades y dimensiones el puente de acero estructural soporta menores cargas muertas, menores momentos y menores fuerzas estructurales tanto cargas vivas como muertas, demostrando que su límite de resistencia es mucho más alto y eficiente que el concreto armado. El presupuesto final viene en función al tiempo y debido a que la estructura de acero es más fácil de aplicar en obra y mucho más rápido de finalizarla por lo que esto disminuye el tiempo y por lo tanto el gasto de la mano de obra y alquiler de equipos y maquinarias también disminuye.

El puente que obtendrá las mejores facilidades en su proceso constructivo es el puente de acero estructural debido a que se necesitan menos equipos y maquinarias y menos tiempo al usarlas, así como también menos tiempos de esperas y menos retrasos ya que el montaje de las vigas metálicas es más sencillo y rápido de empalmar entre ellas mientras que para las vigas de concreto armado se requiere antes una variedad de partidas que se deben seguir antes, durante y después del vaciado del concreto. Todo esto se demuestra en el cronograma de trabajo hallado en las partidas detalladas en el presupuesto y en el análisis de costos unitarios.

El puente que se verá más afectado por las condiciones de la zona es el puente de concreto armado debido a que los puentes están diseñados para salvar un río, el cual en tiempos de caudal alto puede perjudicar y retrasar severamente las partidas de la obra, por lo que si se demora más en la ejecución de la obra se corre el riesgo de cruzarse con los periodos de caudal alto. Por lo tanto según los cronogramas de trabajo el puente de acero estructural tarda en ejecutarse aproximadamente 65 días mientras que el puente de

concreto armado tarda aproximadamente 167 días en ejecutarse, por esto el puente de concreto armado es el que se ve más afectado al momento de su ejecución.

Se puede apreciar que el peso propio total de la superestructura de concreto armado es aproximadamente el doble que el peso de la superestructura de acero estructural, lo cual demuestra que la estructura de acero es más beneficiosa ya que es más resistente y a la vez menos pesada. Cabe resaltar que tratándose de un puente de concreto armado obligaría a aumentar las dimensiones de la subestructura del puente para así poder tener un mejor soporte en las bases, y este aumento de dimensiones en la subestructura generaría también un costo económico obligatorio.

El desarrollo de este trabajo de investigación es un incentivo para que muchos estudiantes de nivel nacional y nivel extranjero se propongan a querer utilizar la norma AASHTO-LRFD y usando esta tesis como una guía que ayude a comprender de manera más sencilla todos los parámetros y especificaciones de sus principales artículos para el análisis de puentes vehiculares de cualquier tipo de material y tipo, así como también tiende a considerar el tráfico existente según las zonas de trabajo y el mismo clima.

## 20. REFERENCIAS

Libros:

American Association of State Highway and Transportation Officials (2014)  
“AASHTO LRFD Bridge Design Specifications”  
United States  
Seventh edition

Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO)  
“Costos y Presupuestos”  
Perú  
Edición Junio 2018

Grupo S10 (2019)  
“Revista de Costos”  
Perú  
Edición Enero 2019

Hernández Sampieri R. (2014)  
“Metodología de la investigación”  
México  
Mc Graw Hill

Hibbeler Russell C. (2012)  
“Análisis Estructural”  
Estados Unidos  
Octava edición

Ottazzi Pasino Gianfranco (2013)  
“Diseño en Concreto Armado”  
Perú  
Segunda edición

Minnesota Department of Transportation (2004)  
“LRFD Bridge Design Manual”  
Oakdale

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2007)  
“Norma Peruana de diseño Sísmico”  
Perú

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2003)  
“Manual de diseño de puentes”  
Perú

Richard M. Barker and Jay A. Puckett (2013)  
“Design of Highway bridges an LRFD Approach”  
Estados Unidos  
Third edition

Rodríguez Serquén Arturo (2012)  
“Puentes con AASHTO-LRFD 2010”  
Perú  
Quinta edición

Acevedo Laos (2015), "Diseño de un Puente con la estructura de Acero"

Cardoza Quijada Marvin Alexander y Villalobos Zetino José Eduardo (2005), "Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática"

Fonseca Briceño y Linares Sánchez (2015), "Diseño de un puente con vigas prefabricadas"

García García Ángel (2010), "Análisis de puentes"

Gómez Johnson Ronald Cesar (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"

Ochoa Espinoza Cristian Andres (2008), "Diseño de superestructuras de puentes de hormigón armado. Comparación entre diseño según norma AASHTO STANDARD (Método ASD) y norma AASHTO LRFD"

Rodríguez Camacho Juan Manuel y Venegas Ojeda Felipe Sebastián (2011), "Diseño y Simulación de un puente metálico de 60 metros de luz y 12 metros de ancho para una capacidad de carga de 90 toneladas"

Romo Castillo José Luis (2015), "Investigación de nuevas metodologías para el diseño de la infraestructura del puente Gualo, esviado, en acero"

Seminario Manrique Ernesto (2004), "Guía para el diseño de puentes con vigas y losas"

Sifuentes Celis y Zevallos Elizabeht (2013), "Análisis y diseño de un puente viga – losa"

Velandia Garay (2013), "Comparación Técnico – Económica de puentes de dos y tres luces con losa de concreto reforzado y vigas continuas de concreto presforzado"

## **21. ANEXOS**

## ANEXO 1

Tabla 9-2 - Diseño en Flexión -  $Mu = Ku b d^2$ 

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$Betal =$	0.850
$\phi =$	0.9

$\rho_{bal} = 2.13\%$   
 $0.5 \rho_{bal} = 1.06\%$   
 $0.75 \rho_{bal} = 1.59\%$

$f'_c = 210$
$f_y = 4,200$

$K_u = Mu / b d^2$   
 Unidades: Kg, cm  
 $As = \rho (b \cdot d)$

$\rho$	$K_u$
0.10%	3.74
0.12%	4.47
0.14%	5.20
0.16%	5.93
0.18%	6.66
0.20%	7.38
0.22%	8.10
0.24%	8.82
0.26%	9.53
0.28%	10.23
0.30%	10.94
0.32%	11.64
0.34%	12.34
0.36%	13.03
0.38%	13.72
0.40%	14.41
0.42%	15.09
0.44%	15.77
0.46%	16.44
0.48%	17.12
0.50%	17.78
0.52%	18.45
0.54%	19.11
0.56%	19.77
0.58%	20.42
0.60%	21.07
0.62%	21.72
0.64%	22.37
0.66%	23.01
0.68%	23.64
0.70%	24.27
0.72%	24.90
0.74%	25.53
0.76%	26.15
0.78%	26.77
0.80%	27.39
0.82%	28.00
0.84%	28.60
0.86%	29.21
0.88%	29.81
0.90%	30.41
0.92%	31.00
0.94%	31.59
0.96%	32.18
0.98%	32.76
1.00%	33.34
1.02%	33.92
1.04%	34.49
1.06%	35.06
1.08%	35.62
1.10%	36.18
1.12%	36.74

$\rho$	$K_u$
1.14%	37.30
1.16%	37.85
1.18%	38.39
1.20%	38.94
1.22%	39.48
1.24%	40.01
1.26%	40.55
1.28%	41.08
1.30%	41.60
1.32%	42.12
1.34%	42.64
1.36%	43.16
1.38%	43.67
1.40%	44.18
1.42%	44.68
1.44%	45.18
1.46%	45.68
1.48%	46.17
1.50%	46.66
1.52%	47.15
1.54%	47.63
1.56%	48.11
1.58%	48.59
<b>1.60%</b>	<b>49.06</b>
1.62%	49.53
1.64%	50.00
1.66%	50.46
1.68%	50.91
1.70%	51.37
1.72%	51.82
1.74%	52.27
1.76%	52.71
1.78%	53.15
1.80%	53.59
1.82%	54.02
1.84%	54.45
1.86%	54.88
1.88%	55.30
1.90%	55.72
1.92%	56.13
1.94%	56.54
1.96%	56.95
1.98%	57.36
2.00%	57.76
2.02%	58.16
2.04%	58.55
2.06%	58.94
2.08%	59.33
2.10%	59.71
<b>2.12%</b>	<b>60.09</b>
2.14%	---
2.16%	---

0.75 Asb

Asb

Para diseño: Entrar a la tabla con  $K_u = Mu / (b d^2)$ , leer el valor de  $\rho$  y calcular  $As = \rho b d$   
 Para análisis: Entrar a la tabla con  $\rho = As / b d$  leer el valor de  $K_u$  y calcular  $Mu = K_u b d^2$

## ANEXO 2

Tabla 9-3 - Diseño en Flexión -  $M_u = K_u b d^2$ 

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$Beta_1 =$	0.850
$\phi =$	0.9

$\rho_{bal} = 2.83\%$   
 $0.5 \rho_{bal} = 1.42\%$   
 $0.75 \rho_{bal} = 2.13\%$

$f'_c = 280$
$f_y = 4,200$

$K_u = M_u / b d^2$   
 Unidades: Kg, cm  
 $A_s = \rho (b \cdot d)$

$\rho$	$K_u$
0.10%	3.75
0.12%	4.49
0.14%	5.23
0.16%	5.96
0.18%	6.70
0.20%	7.43
0.22%	8.15
0.24%	8.88
0.26%	9.60
0.28%	10.32
0.30%	11.04
0.32%	11.75
0.34%	12.47
0.36%	13.17
0.38%	13.88
0.40%	14.58
0.42%	15.29
0.44%	15.98
0.46%	16.68
0.48%	17.37
0.50%	18.06
0.52%	18.75
0.54%	19.44
0.56%	20.12
0.58%	20.80
0.60%	21.48
0.62%	22.15
0.64%	22.82
0.66%	23.49
0.68%	24.16
0.70%	24.82
0.72%	25.48
0.74%	26.14
0.76%	26.80
0.78%	27.45
0.80%	28.10
0.82%	28.75
0.84%	29.39
0.86%	30.03
0.88%	30.67
0.90%	31.31
0.92%	31.94
0.94%	32.58
0.96%	33.20
0.98%	33.83
1.00%	34.45
1.02%	35.08
1.04%	35.69
1.06%	36.31
1.08%	36.92
1.10%	37.53
1.12%	38.14

$\rho$	$K_u$
1.14%	38.74
1.16%	39.35
1.18%	39.95
1.20%	40.54
1.22%	41.14
1.24%	41.73
1.26%	42.32
1.28%	42.90
1.30%	43.49
1.32%	44.07
1.34%	44.65
1.36%	45.22
1.38%	45.79
1.40%	46.36
<b>1.42%</b>	<b>46.93</b>
1.44%	47.50
1.46%	48.06
1.48%	48.62
1.50%	49.17
1.52%	49.73
1.54%	50.28
1.56%	50.83
1.58%	51.37
1.60%	51.92
1.62%	52.46
1.64%	52.99
1.66%	53.53
1.68%	54.06
1.70%	54.59
1.72%	55.12
1.74%	55.64
1.76%	56.17
1.78%	56.68
1.80%	57.20
1.82%	57.72
1.84%	58.23
1.86%	58.73
1.88%	59.24
1.90%	59.74
1.92%	60.24
1.94%	60.74
1.96%	61.24
1.98%	61.73
2.00%	62.22
2.02%	62.71
2.04%	63.19
2.06%	63.67
2.08%	64.15
2.10%	64.63
<b>2.12%</b>	<b>65.10</b>
2.14%	65.57
2.16%	66.04

$\rho$	$K_u$
2.18%	66.51
2.20%	66.97
2.22%	67.43
2.24%	67.89
2.26%	68.34
2.28%	68.79
2.30%	69.24
2.32%	69.69
2.34%	70.13
2.36%	70.58
2.38%	71.01
2.40%	71.45
2.42%	71.88
2.44%	72.32
2.46%	72.74
2.48%	73.17
2.50%	73.59
2.52%	74.01
2.54%	74.43
2.56%	74.84
2.58%	75.26
2.60%	75.67
2.62%	76.07
2.64%	76.48
2.66%	76.88
2.68%	77.28
2.70%	77.67
2.72%	78.07
2.74%	78.46
2.76%	78.84
2.78%	79.23
2.80%	79.61
<b>2.82%</b>	<b>79.99</b>
2.84%	---
2.86%	---
2.88%	---
2.90%	---
2.92%	---
2.94%	---
2.96%	---
2.98%	---
3.00%	---
3.02%	---
3.04%	---
3.06%	---
3.08%	---
3.10%	---
3.12%	---
3.14%	---
3.16%	---
3.18%	---
3.20%	---

Para diseño: Entrar a la tabla con  $K_u = M_u / (b d^2)$ , leer el valor de  $\rho$  y calcular  $A_s = \rho b d$   
 Para análisis: Entrar a la tabla con  $\rho = A_s / b d$  leer el valor de  $K_u$  y calcular  $M_u = K_u b d^2$

## ANEXO 3

Tabla 9-4 - Diseño en Flexión -  $Mu = \rho b d^2$ 

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$Beta_1 =$	0.800
$\phi =$	0.9

$\rho_{bal} = 3.33\%$   
 $0.5 \rho_{bal} = 1.67\%$   
 $0.75 \rho_{bal} = 2.50\%$

$f'_c = 350$
$f_y = 4,200$

$K_u = Mu / bd^2$   
 Unidades: Kg, cm  
 $As = \rho (b \cdot d)$

$\rho$	$K_u$
0.10%	3.75
0.12%	4.50
0.14%	5.24
0.16%	5.98
0.18%	6.72
0.20%	7.45
0.22%	8.19
0.24%	8.92
0.26%	9.65
0.28%	10.37
0.30%	11.10
0.32%	11.82
0.34%	12.54
0.36%	13.26
0.38%	13.98
0.40%	14.69
0.42%	15.40
0.44%	16.11
0.46%	16.82
0.48%	17.53
0.50%	18.23
0.52%	18.93
0.54%	19.63
0.56%	20.33
0.58%	21.02
0.60%	21.72
0.62%	22.41
0.64%	23.10
0.66%	23.78
0.68%	24.47
0.70%	25.15
0.72%	25.83
0.74%	26.51
0.76%	27.18
0.78%	27.86
0.80%	28.53
0.82%	29.20
0.84%	29.86
0.86%	30.53
0.88%	31.19
0.90%	31.85
0.92%	32.51
0.94%	33.17
0.96%	33.82
0.98%	34.47
1.00%	35.12
1.02%	35.77
1.04%	36.42
1.06%	37.06
1.08%	37.70
1.10%	38.34
1.12%	38.98

$\rho$	$K_u$
1.14%	39.61
1.16%	40.25
1.18%	40.88
1.20%	41.51
1.22%	42.13
1.24%	42.76
1.26%	43.38
1.28%	44.00
1.30%	44.62
1.32%	45.23
1.34%	45.85
1.36%	46.46
1.38%	47.07
1.40%	47.67
1.42%	48.28
1.44%	48.88
1.46%	49.48
1.48%	50.08
1.50%	50.68
1.52%	51.27
1.54%	51.87
1.56%	52.46
1.58%	53.04
1.60%	53.63
1.62%	54.21
1.64%	54.79
1.66%	55.37
<b>1.68%</b>	<b>55.95</b>
1.70%	56.53
1.72%	57.10
1.74%	57.67
1.76%	58.24
1.78%	58.80
1.80%	59.37
1.82%	59.93
1.84%	60.49
1.86%	61.05
1.88%	61.61
1.90%	62.16
1.92%	62.71
1.94%	63.26
1.96%	63.81
1.98%	64.35
2.00%	64.90
2.02%	65.44
2.04%	65.97
2.06%	66.51
2.08%	67.05
2.10%	67.58
2.12%	68.11
2.14%	68.64
2.16%	69.16

$\rho$	$K_u$
2.18%	69.69
2.20%	70.21
2.22%	70.73
2.24%	71.24
2.26%	71.76
2.28%	72.27
2.30%	72.78
2.32%	73.29
2.34%	73.80
2.36%	74.30
2.38%	74.80
2.40%	75.30
2.42%	75.80
2.44%	76.30
2.46%	76.79
2.48%	77.28
<b>2.50%</b>	<b>77.77</b>
2.52%	78.26
2.54%	78.75
2.56%	79.23
2.58%	79.71
2.60%	80.19
2.62%	80.67
2.64%	81.14
2.66%	81.61
2.68%	82.08
2.70%	82.55
2.72%	83.02
2.74%	83.48
2.76%	83.94
2.78%	84.40
2.80%	84.86
2.82%	85.31
2.84%	85.77
2.86%	86.22
2.88%	86.67
2.90%	87.11
2.92%	87.56
2.94%	88.00
2.96%	88.44
2.98%	88.88
3.00%	89.31
3.02%	89.75
3.04%	90.18
3.06%	90.61
3.08%	91.04
3.10%	91.46
3.12%	91.88
3.14%	92.31
3.16%	92.72
3.18%	93.14
<b>3.20%</b>	<b>93.56</b>

Para diseño: Entrar a la tabla con  $K_u = Mu / (b d^2)$ , leer el valor de  $\rho$  y calcular  $As = \rho b d$   
 Para análisis: Entrar a la tabla con  $\rho = As / b d$  leer el valor de  $K_u$  y calcular  $Mu = K_u b d^2$

ANEXO 4

**Table 5.4**  
Normalized influence functions (three span, span ratio = 1.2)<sup>a</sup>

Location	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
100	0.00000	0.00000	0.00000	1.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
101	0.05028	-0.02431	-0.00884	0.87569	-0.12431	-0.12431	0.02578	0.02578
102	0.10114	-0.04714	-0.01714	0.75286	-0.24714	-0.24714	0.05000	0.05000
103	0.15319	-0.06703	-0.02437	0.63297	-0.36703	-0.36703	0.07109	0.07109
104	0.20700	-0.08250	-0.03000	0.51750	-0.48250/0.51750	-0.48250	0.08750	0.08750
105	0.16317	-0.09208	-0.03348	0.40792	0.40792	-0.59208	0.09766	0.09766
106	0.12229	-0.09429	-0.03429	0.30571	0.30571	-0.69429	0.10000	0.10000
107	0.08494	-0.08766	-0.03187	0.21234	0.21234	-0.78766	0.09297	0.09297
108	0.05171	-0.07071	-0.02571	0.12929	0.12929	-0.87071	0.07500	0.07500
109	0.02321	-0.04199	-0.01527	0.05801	0.05801	-0.94199	0.04453	0.04453
110 or 200	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-1.00000/0.0	0.0/1.00000	0.00000
201	-0.02037	-0.05091	0.02529	-0.05091	-0.05091	-0.05091	0.92700	-0.07300
202	-0.03333	-0.08331	0.05829	-0.08331	-0.08331	-0.08331	0.83600	-0.16400
203	-0.03996	-0.09990	0.09900	-0.09990	-0.09990	-0.09990	0.73150	-0.26850
204	-0.04135	-0.10337	0.14743	-0.10337	-0.10337	-0.10337	0.61800	-0.38200
205	-0.03857	-0.09643	0.20357	-0.09643	-0.09643	-0.09643	0.50000	-0.50/0.50
206	-0.03271	-0.08177	0.14743	-0.08177	-0.08177	-0.08177	0.38200	0.38200
207	-0.02484	-0.06210	0.09900	-0.06210	-0.06210	-0.06210	0.26850	0.26850
208	-0.01605	-0.04011	0.05829	-0.04011	-0.04011	-0.04011	0.16400	0.16400
209	-0.00741	-0.01851	0.02529	-0.01851	-0.01851	-0.01851	0.07300	0.07300
210 or 300	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
301	0.00458	0.01145	-0.01527	0.01145	0.01145	0.01145	-0.04453	-0.04453
302	0.00771	0.01929	-0.02571	0.01929	0.01929	0.01929	-0.07500	-0.07500
303	0.00956	0.02391	-0.03188	0.02391	0.02391	0.02391	-0.09297	-0.09297
304	0.01029	0.02571	-0.03429	0.02571	0.02571	0.02571	-0.10000	-0.10000

(continued)

**Table 5.4**  
(Continued)

Location	M(104)	M(200)	M(205)	V(100)	V(104)	V(110)	V(200)	V(205)
305	0.01004	0.02511	-0.03348	0.02511	0.02511	0.02511	-0.09766	-0.09766
306	0.00900	0.02250	-0.03000	0.02250	0.02250	0.02250	-0.08750	-0.08750
307	0.00731	0.01828	-0.02437	0.01828	0.01828	0.01828	-0.07109	-0.07109
308	0.00514	0.01286	-0.01714	0.01286	0.01286	0.01286	-0.05000	-0.05000
309	0.00265	0.00663	-0.00884	0.00663	0.00663	0.00663	-0.02578	-0.02578
310	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
Pos. Area span 1	0.09545	0.00000	0.00000	0.43862	0.13720	0.0000	0.06510	0.06510
Neg. Area Span 1	0.00000	-0.06138	-0.02232	0.00000	-0.09797	-0.56138	0.00000	0.00000
Pos Area Span 2	0.00000	0.00000	0.10286	0.00000	0.00000	0.00000	0.60000	0.13650
Neg. Area Span 2	-0.03086	-0.07714	0.00000	-0.07714	-0.07714	-0.07714	0.00000	-0.13650
Pos. Area Span 3	0.00670	0.01674	0.00000	0.01674	0.01674	0.01674	0.00000	0.00000
Neg. Area Span 3	0.00000	0.00000	-0.02232	0.00000	0.00000	0.00000	-0.06510	-0.06510
Total Pos. Area	0.10214	0.01674	0.10286	0.45536	0.15394	0.01674	0.66510	0.20160
Total Neg. Area	-0.03086	-0.13853	-0.04464	-0.07714	-0.17512	-0.63853	-0.06510	-0.20160
Net Area	0.07129	-0.12179	0.05821	0.37821	-0.02117	-0.62179	0.60000	0.00000

<sup>a</sup> Usage:

Multiply influence ordinates for moment by length of span 1.

Multiply areas for moment by length of (span 1)<sup>2</sup>.

Multiply areas for shear by length of span 1.

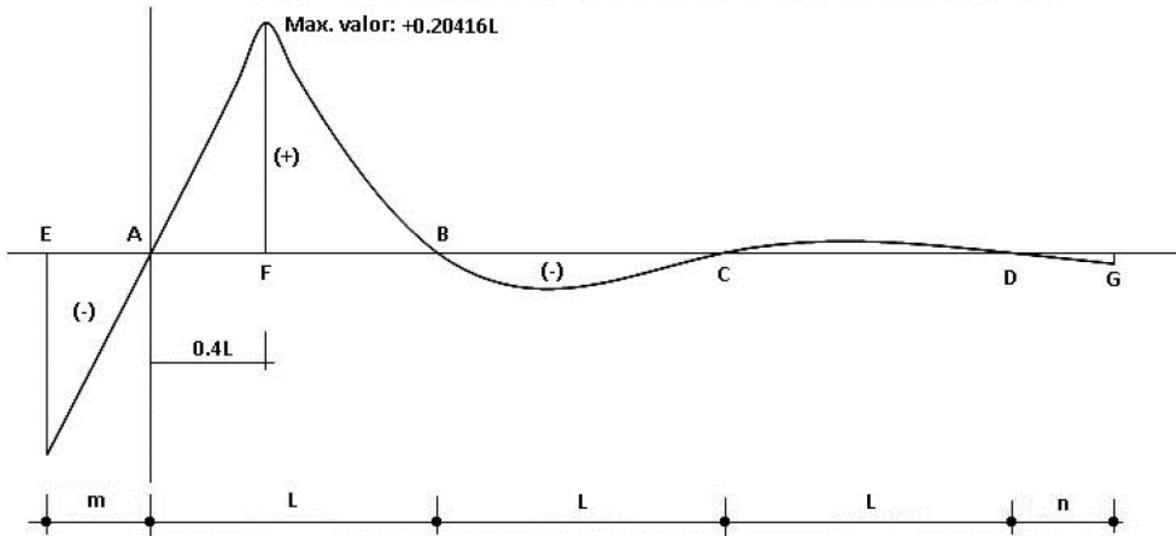
Notes:

Area M(205)+ for span 2 is 0.1036, 0.1052, and 0.1029 for trapezoidal, Simpson's and exact integration, respectively.

Areas V(205)+ and V(205)- for span 2 were computed by Simpson's integration.

## ANEXO 5

### LÍNEA DE INFLUENCIA DE MOMENTO FLECTOR EN X= 0.4L



Tramo  $\overline{EA}$  ( $-m \leq x \leq 0$ )

$$M_F = \frac{37}{75} x$$

Tramo  $\overline{AF}$  ( $0 \leq x \leq 0.4L$ )

$$M_F = \frac{8}{75L^2} x^3 + \frac{37}{75} x$$

Tramo  $\overline{FB}$  ( $0.4L \leq x \leq L$ )

$$M_F = \frac{8}{75L^2} x^3 - \frac{38}{75} x + \frac{2L}{5}$$

Tramo  $\overline{BC}$  ( $L \leq x \leq 2L$ )

$$M_F = -\frac{2}{15L^2} x^3 + \frac{54}{75L} x^2 - \frac{92}{75} x + \frac{48L}{75}$$

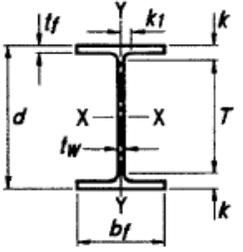
Tramo  $\overline{CD}$  ( $2L \leq x \leq 3L$ )

$$M_F = \frac{2}{75L^2} x^3 - \frac{6}{25L} x^2 + \frac{52}{75} x - \frac{48L}{75}$$

Tramo  $\overline{DG}$  ( $3L \leq x \leq 3L + n$ )

$$M_F = -\frac{2}{75} x + \frac{6L}{75}$$

ANEXO 6



**Table 1-1 (continued)**  
**W Shapes**  
**Dimensions**

Shape	Area, A in. <sup>2</sup>	Depth, d in.		Web			Flange			Distance					
				Thickness, t <sub>w</sub> in.	t <sub>w</sub> /2 in.	Width, b <sub>f</sub> in.	Thickness, t <sub>f</sub> in.	k		k <sub>1</sub> in.	T in.	Workable Gage in.			
								k <sub>des</sub> in.	k <sub>det</sub> in.						
W36×800 <sup>h</sup>	236	42.6	42 1/2	2.38	2 3/8	1 3/16	18.0	18	4.29	4 5/16	5.24	5 9/16	2 3/8	31 3/8	7 1/2
×652 <sup>h</sup>	192	41.1	41	1.97	2	1	17.6	17 5/8	3.54	3 9/16	4.49	4 13/16	2 3/16		
×529 <sup>h</sup>	156	39.8	39 3/4	1.61	1 5/8	1 3/16	17.2	17 1/4	2.91	2 15/16	3.86	4 3/16	2		
×487 <sup>h</sup>	143	39.3	39 3/8	1.50	1 1/2	3/4	17.1	17 1/8	2.68	2 11/16	3.63	4	1 15/16		
×441 <sup>h</sup>	130	38.9	38 7/8	1.36	1 3/8	1 1/16	17.0	17	2.44	2 7/16	3.39	3 3/4	1 7/8		
×395 <sup>h</sup>	116	38.4	38 3/8	1.22	1 1/4	5/8	16.8	16 7/8	2.20	2 3/16	3.15	3 7/16	1 13/16		
×361 <sup>h</sup>	106	38.0	38	1.12	1 1/8	9/16	16.7	16 3/4	2.01	2	2.96	3 5/16	1 3/4		
×330	97.0	37.7	37 5/8	1.02	1	1/2	16.6	16 5/8	1.85	1 7/8	2.80	3 1/8	1 3/4		
×302	88.8	37.3	37 3/8	0.945	15/16	1/2	16.7	16 5/8	1.68	1 11/16	2.63	3	1 11/16		
×282 <sup>c</sup>	82.9	37.1	37 1/8	0.885	7/8	7/16	16.6	16 5/8	1.57	1 9/16	2.52	2 7/8	1 5/8		
×262 <sup>c</sup>	77.0	36.9	36 7/8	0.840	13/16	7/16	16.6	16 1/2	1.44	1 7/16	2.39	2 3/4	1 5/8		
×247 <sup>c</sup>	72.5	36.7	36 5/8	0.800	13/16	7/16	16.5	16 1/2	1.35	1 3/8	2.30	2 5/8	1 5/8		
×231 <sup>c</sup>	68.1	36.5	36 1/2	0.760	3/4	3/8	16.5	16 1/2	1.26	1 1/4	2.21	2 9/16	1 9/16		
W36×256	75.4	37.4	37 3/8	0.960	15/16	1/2	12.2	12 1/4	1.73	1 3/4	2.48	2 5/8	1 5/16	32 1/8	5 1/2
×232 <sup>c</sup>	68.1	37.1	37 1/8	0.870	7/8	7/16	12.1	12 1/8	1.57	1 9/16	2.32	2 7/16	1 1/4		
×210 <sup>c</sup>	61.8	36.7	36 3/4	0.830	13/16	7/16	12.2	12 1/8	1.36	1 3/8	2.11	2 5/16	1 1/4		
×194 <sup>c</sup>	57.0	36.5	36 1/2	0.765	3/4	3/8	12.1	12 1/8	1.26	1 1/4	2.01	2 3/16	1 3/16		
×182 <sup>c</sup>	53.6	36.3	36 3/8	0.725	3/4	3/8	12.1	12 1/8	1.18	1 3/16	1.93	2 1/8	1 3/16		
×170 <sup>c</sup>	50.1	36.2	36 1/8	0.680	1 1/16	3/8	12.0	12	1.10	1 1/8	1.85	2	1 3/16		
×160 <sup>c</sup>	47.0	36.0	36	0.650	5/8	5/16	12.0	12	1.02	1	1.77	1 15/16	1 1/8		
×150 <sup>c</sup>	44.2	35.9	35 7/8	0.625	5/8	5/16	12.0	12	0.940	15/16	1.69	1 7/8	1 1/8		
×135 <sup>c,v</sup>	39.7	35.6	35 1/2	0.600	5/8	5/16	12.0	12	0.790	13/16	1.54	1 11/16	1 1/8		
W33×387 <sup>h</sup>	114	36.0	36	1.26	1 1/4	5/8	16.2	16 1/4	2.28	2 1/4	3.07	3 3/16	1 7/16	29 5/8	5 1/2
×354 <sup>h</sup>	104	35.6	35 1/2	1.16	1 3/16	5/8	16.1	16 1/8	2.09	2 1/16	2.88	2 15/16	1 3/8		
×318	93.6	35.2	35 1/8	1.04	1 1/16	9/16	16.0	16	1.89	1 7/8	2.68	2 3/4	1 5/16		
×291	85.7	34.8	34 7/8	0.960	15/16	1/2	15.9	15 7/8	1.73	1 3/4	2.52	2 5/8	1 5/16		
×263	77.5	34.5	34 1/2	0.870	7/8	7/16	15.8	15 3/4	1.57	1 9/16	2.36	2 7/16	1 1/4		
×241 <sup>c</sup>	71.0	34.2	34 1/8	0.830	13/16	7/16	15.9	15 7/8	1.40	1 3/8	2.19	2 1/4	1 1/4		
×221 <sup>c</sup>	65.2	33.9	33 7/8	0.775	3/4	3/8	15.8	15 3/4	1.28	1 1/4	2.06	2 1/8	1 3/16		
×201 <sup>c</sup>	59.2	33.7	33 5/8	0.715	1 1/16	3/8	15.7	15 3/4	1.15	1 1/8	1.94	2	1 3/16		
W33×169 <sup>c</sup>	49.5	33.8	33 7/8	0.670	1 1/16	3/8	11.5	11 1/2	1.22	1 1/4	1.92	2 1/8	1 3/16	29 5/8	5 1/2
×152 <sup>c</sup>	44.8	33.5	33 1/2	0.635	5/8	5/16	11.6	11 5/8	1.06	1 1/16	1.76	1 15/16	1 1/8		
×141 <sup>c</sup>	41.6	33.3	33 1/4	0.605	5/8	5/16	11.5	11 1/2	0.960	15/16	1.66	1 13/16	1 1/8		
×130 <sup>c</sup>	38.3	33.1	33 1/8	0.580	9/16	5/16	11.5	11 1/2	0.855	7/8	1.56	1 3/4	1 1/8		
×118 <sup>c,v</sup>	34.7	32.9	32 7/8	0.550	9/16	5/16	11.5	11 1/2	0.740	3/4	1.44	1 5/8	1 1/8		

<sup>c</sup> Shape is slender for compression with F<sub>y</sub> = 50 ksi.  
<sup>h</sup> Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.  
<sup>v</sup> Shape does not meet the h/t<sub>w</sub> limit for shear in Specification Section G2.1a with F<sub>y</sub> = 50 ksi.

ANEXO 7

**Table 1-1 (continued)  
W Shapes  
Properties**



W36 - W33

Nom- inal Wt.	Compact Section Criteria		Axis X-X				Axis Y-Y				$r_{ts}$	$h_o$	Torsional Properties	
	$b_f$	$h$	$I$	$S$	$r$	$Z$	$I$	$S$	$r$	$Z$			$J$	$C_w$
	2 $t_f$	$t_w$	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>			in. <sup>4</sup>	in. <sup>6</sup>
800	2.10	13.5	64700	3040	16.6	3650	4200	467	4.22	743	5.14	38.3	1060	1540000
652	2.48	16.3	50600	2460	16.2	2910	3230	367	4.10	581	4.96	37.5	593	1130000
529	2.96	19.9	39600	1990	16.0	2330	2490	289	4.00	454	4.80	36.9	327	846000
487	3.19	21.4	36000	1830	15.8	2130	2250	263	3.96	412	4.74	36.7	258	754000
441	3.48	23.6	32100	1650	15.7	1910	1990	235	3.92	368	4.69	36.4	194	661000
395	3.83	26.3	28500	1490	15.7	1710	1750	208	3.88	325	4.61	36.2	142	575000
361	4.16	28.6	25700	1350	15.6	1550	1570	188	3.85	293	4.58	36.0	109	509000
330	4.49	31.4	23300	1240	15.5	1410	1420	171	3.83	265	4.53	35.8	84.3	456000
302	4.96	33.9	21100	1130	15.4	1280	1300	156	3.82	241	4.53	35.7	64.3	412000
282	5.29	36.2	19600	1050	15.4	1190	1200	144	3.80	223	4.50	35.5	52.7	378000
262	5.75	38.2	17900	972	15.3	1100	1090	132	3.76	204	4.46	35.4	41.6	342000
247	6.11	40.1	16700	913	15.2	1030	1010	123	3.74	190	4.42	35.3	34.7	316000
231	6.54	42.2	15600	854	15.1	963	940	114	3.71	176	4.40	35.2	28.7	292000
256	3.53	33.8	16800	895	14.9	1040	528	86.5	2.65	137	3.25	35.7	52.9	168000
232	3.86	37.3	15000	809	14.8	936	468	77.2	2.62	122	3.21	35.6	39.6	148000
210	4.48	39.1	13200	719	14.6	833	411	67.5	2.58	107	3.18	35.3	28.0	128000
194	4.81	42.4	12100	664	14.6	767	375	61.9	2.56	97.7	3.15	35.2	22.2	116000
182	5.12	44.8	11300	623	14.5	718	347	57.6	2.55	90.7	3.13	35.2	18.5	107000
170	5.47	47.7	10500	581	14.5	668	320	53.2	2.53	83.8	3.11	35.1	15.1	98500
160	5.88	49.9	9760	542	14.4	624	295	49.1	2.50	77.3	3.08	35.0	12.4	90200
150	6.37	51.9	9040	504	14.3	581	270	45.1	2.47	70.9	3.06	34.9	10.1	82200
135	7.56	54.1	7800	439	14.0	509	225	37.7	2.38	59.7	2.99	34.8	7.00	68100
387	3.55	23.7	24300	1350	14.6	1560	1620	200	3.77	312	4.49	33.7	148	459000
354	3.85	25.7	22000	1240	14.5	1420	1460	181	3.74	282	4.44	33.5	115	408000
318	4.23	28.7	19500	1110	14.5	1270	1290	161	3.71	250	4.39	33.3	84.4	357000
291	4.60	31.0	17700	1020	14.4	1160	1160	146	3.68	226	4.35	33.1	65.1	319000
263	5.03	34.3	15900	919	14.3	1040	1040	131	3.66	202	4.31	33.0	48.7	281000
241	5.66	35.9	14200	831	14.1	940	933	118	3.62	182	4.29	32.8	36.2	251000
221	6.20	38.5	12900	759	14.1	857	840	106	3.59	164	4.25	32.7	27.8	224000
201	6.85	41.7	11600	686	14.0	773	749	95.2	3.56	147	4.21	32.5	20.8	198000
169	4.71	44.7	9290	549	13.7	629	310	53.9	2.50	84.4	3.03	32.6	17.7	82400
152	5.48	47.2	8160	487	13.5	559	273	47.2	2.47	73.9	3.01	32.4	12.4	71700
141	6.01	49.6	7450	448	13.4	514	246	42.7	2.43	66.9	2.98	32.3	9.70	64400
130	6.73	51.7	6710	406	13.2	467	218	37.9	2.39	59.5	2.94	32.2	7.37	56600
118	7.76	54.5	5900	359	13.0	415	187	32.6	2.32	51.3	2.89	32.1	5.30	48300

## ANEXO 8

Shape	Area, A in. <sup>2</sup>	Depth, d in.		Web				Flange				Distance			<i>r<sub>ts</sub></i> in.	<i>h<sub>o</sub></i> in.
				Thickness, <i>t<sub>w</sub></i> in.		<i>t<sub>w</sub></i> 2 in.	Width, <i>b<sub>f</sub></i> in.		Thickness, <i>t<sub>f</sub></i> in.		<i>k</i> in.	<i>T</i> in.	Work- able Gage in.			
				in.	in.		in.	in.	in.	in.						
C15×50	14.7	15.0	15	0.716	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	3/8	3.72	3 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.650	5/8	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	12 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1.17	14.4	
×40	11.8	15.0	15	0.520	1/2	1/4	3.52	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.650	5/8	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	12 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	2	1.15	14.4	
×33.9	10.0	15.0	15	0.400	3/8	3/16	3.40	3 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.650	5/8	1 <sup>7</sup> / <sub>16</sub>	12 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	2	1.13	14.4	
C12×30	8.81	12.0	12	0.510	1/2	1/4	3.17	3 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.501	1/2	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	9 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	1.01	11.5	
×25	7.34	12.0	12	0.387	3/8	3/16	3.05	3	0.501	1/2	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	9 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	1.00	11.5	
×20.7	6.08	12.0	12	0.282	5/16	3/16	2.94	3	0.501	1/2	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	9 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.983	11.5	
C10×30	8.81	10.0	10	0.673	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	3/8	3.03	3	0.436	7/16	1	8	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.925	9.56	
×25	7.34	10.0	10	0.526	1/2	1/4	2.89	2 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	0.436	7/16	1	8	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.911	9.56	
×20	5.87	10.0	10	0.379	3/8	3/16	2.74	2 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.436	7/16	1	8	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>9</sup>	0.894	9.56	
×15.3	4.48	10.0	10	0.240	1/4	1/8	2.60	2 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.436	7/16	1	8	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>9</sup>	0.869	9.56	
C9×20	5.87	9.00	9	0.448	7/16	1/4	2.65	2 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.413	7/16	1	7	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>9</sup>	0.848	8.59	
×15	4.41	9.00	9	0.285	5/16	3/16	2.49	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.413	7/16	1	7	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.824	8.59	
×13.4	3.94	9.00	9	0.233	1/4	1/8	2.43	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.413	7/16	1	7	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.813	8.59	
C8×18.7	5.51	8.00	8	0.487	1/2	1/4	2.53	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.390	3/8	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	6 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> <sup>9</sup>	0.800	7.61	
×13.7	4.04	8.00	8	0.303	5/16	3/16	2.34	2 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.390	3/8	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	6 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.774	7.61	
×11.5	3.37	8.00	8	0.220	1/4	1/8	2.26	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.390	3/8	1 <sup>5</sup> / <sub>16</sub>	6 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.756	7.61	
C7×14.7	4.33	7.00	7	0.419	7/16	1/4	2.30	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.366	3/8	7/8	5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.738	6.63	
×12.2	3.60	7.00	7	0.314	5/16	3/16	2.19	2 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	0.366	3/8	7/8	5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.721	6.63	
×9.8	2.87	7.00	7	0.210	3/16	1/8	2.09	2 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.366	3/8	7/8	5 <sup>1</sup> / <sub>4</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>4</sub> <sup>9</sup>	0.698	6.63	
C6×13	3.81	6.00	6	0.437	7/16	1/4	2.16	2 <sup>1</sup> / <sub>8</sub>	0.343	5/16	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	4 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.689	5.66	
×10.5	3.08	6.00	6	0.314	5/16	3/16	2.03	2	0.343	5/16	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	4 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.669	5.66	
×8.2	2.39	6.00	6	0.200	3/16	1/8	1.92	1 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	0.343	5/16	1 <sup>3</sup> / <sub>16</sub>	4 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.643	5.66	
C5×9	2.64	5.00	5	0.325	5/16	3/16	1.89	1 <sup>7</sup> / <sub>8</sub>	0.320	5/16	3/4	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>1</sup> / <sub>8</sub> <sup>9</sup>	0.617	4.68	
×6.7	1.97	5.00	5	0.190	3/16	1/8	1.75	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.320	5/16	3/4	3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	—	0.584	4.68	
C4×7.2	2.13	4.00	4	0.321	5/16	3/16	1.72	1 <sup>3</sup> / <sub>4</sub>	0.296	5/16	3/4	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	1 <sup>9</sup>	0.563	3.70	
×5.4	1.58	4.00	4	0.184	3/16	1/8	1.58	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.296	5/16	3/4	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	—	0.528	3.70	
×4.5	1.38	4.00	4	0.125	1/8	1/16	1.58	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.296	5/16	3/4	2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	—	0.524	3.70	
C3×6	1.76	3.00	3	0.356	3/8	3/16	1.60	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	0.273	1/4	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	—	0.519	2.73	
×5	1.47	3.00	3	0.258	1/4	1/8	1.50	1 <sup>1</sup> / <sub>2</sub>	0.273	1/4	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	—	0.495	2.73	
×4.1	1.20	3.00	3	0.170	3/16	1/8	1.41	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.273	1/4	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	—	0.469	2.73	
×3.5	1.09	3.00	3	0.132	1/8	1/16	1.37	1 <sup>3</sup> / <sub>8</sub>	0.273	1/4	1 <sup>1</sup> / <sub>16</sub>	1 <sup>5</sup> / <sub>8</sub>	—	0.455	2.73	

<sup>9</sup> The actual size, combination, and orientation of fastener components should be compared with the geometry of the cross-section to ensure compatibility.  
 — Flange is too narrow to establish a workable gage.

ANEXO 9

**Table 1-5 (continued)  
C Shapes  
Properties**



Nom- inal Wt.	Shear Ctr, $e_o$	Axis X-X				Axis Y-Y						Torsional Properties			
		$I$	$S$	$r$	$Z$	$I$	$S$	$r$	$\bar{x}$	$Z$	$x_p$	$J$	$C_w$	$\bar{r}_o$	$H$
		lb/ft	in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>3</sup>	in. <sup>4</sup>	in. <sup>3</sup>	in.	in.	in. <sup>3</sup>	in.	in. <sup>4</sup>	in. <sup>6</sup>
50	0.583	404	53.8	5.24	68.5	11.0	3.77	0.865	0.799	8.14	0.490	2.65	492	5.49	0.937
40	0.767	348	46.5	5.45	57.5	9.17	3.34	0.883	0.778	6.84	0.392	1.45	410	5.73	0.927
33.9	0.896	315	42.0	5.62	50.8	8.07	3.09	0.901	0.788	6.19	0.332	1.01	358	5.94	0.920
30	0.618	162	27.0	4.29	33.8	5.12	2.05	0.762	0.674	4.32	0.367	0.861	151	4.54	0.919
25	0.746	144	24.0	4.43	29.4	4.45	1.87	0.779	0.674	3.82	0.306	0.538	130	4.72	0.909
20.7	0.870	129	21.5	4.61	25.6	3.86	1.72	0.797	0.698	3.47	0.253	0.369	112	4.93	0.899
30	0.368	103	20.7	3.42	26.7	3.93	1.65	0.668	0.649	3.78	0.441	1.22	79.5	3.63	0.922
25	0.494	91.1	18.2	3.52	23.1	3.34	1.47	0.675	0.617	3.18	0.367	0.687	68.3	3.75	0.912
20	0.636	78.9	15.8	3.66	19.4	2.80	1.31	0.690	0.606	2.70	0.294	0.368	56.9	3.93	0.900
15.3	0.796	67.3	13.5	3.87	15.9	2.27	1.15	0.711	0.634	2.34	0.224	0.209	45.5	4.19	0.884
20	0.515	60.9	13.5	3.22	16.9	2.41	1.17	0.640	0.583	2.46	0.326	0.427	39.4	3.46	0.899
15	0.681	51.0	11.3	3.40	13.6	1.91	1.01	0.659	0.586	2.04	0.245	0.208	31.0	3.69	0.882
13.4	0.742	47.8	10.6	3.49	12.6	1.75	0.954	0.666	0.601	1.94	0.219	0.168	28.2	3.79	0.875
18.7	0.431	43.9	11.0	2.82	13.9	1.97	1.01	0.598	0.565	2.17	0.344	0.434	25.1	3.05	0.894
13.7	0.604	36.1	9.02	2.99	11.0	1.52	0.848	0.613	0.554	1.73	0.252	0.186	19.2	3.26	0.874
11.5	0.697	32.5	8.14	3.11	9.63	1.31	0.775	0.623	0.572	1.57	0.211	0.130	16.5	3.41	0.862
14.7	0.441	27.2	7.78	2.51	9.75	1.37	0.772	0.561	0.532	1.63	0.309	0.267	13.1	2.75	0.875
12.2	0.538	24.2	6.92	2.60	8.46	1.16	0.696	0.568	0.525	1.42	0.257	0.161	11.2	2.86	0.862
9.8	0.647	21.2	6.07	2.72	7.19	0.957	0.617	0.578	0.541	1.26	0.205	0.0996	9.15	3.03	0.846
13	0.380	17.3	5.78	2.13	7.29	1.05	0.638	0.524	0.514	1.35	0.318	0.237	7.19	2.37	0.858
10.5	0.486	15.1	5.04	2.22	6.18	0.860	0.561	0.529	0.500	1.14	0.256	0.128	5.91	2.48	0.842
8.2	0.599	13.1	4.35	2.34	5.16	0.687	0.488	0.536	0.512	0.987	0.199	0.0736	4.70	2.64	0.823
9	0.427	8.89	3.56	1.83	4.39	0.624	0.444	0.486	0.478	0.913	0.264	0.109	2.93	2.10	0.815
6.7	0.552	7.48	2.99	1.95	3.55	0.470	0.372	0.489	0.484	0.757	0.215	0.0549	2.22	2.26	0.791
7.2	0.386	4.58	2.29	1.47	2.84	0.425	0.337	0.447	0.459	0.695	0.266	0.0817	1.24	1.75	0.767
5.4	0.501	3.85	1.92	1.56	2.29	0.312	0.277	0.444	0.457	0.565	0.231	0.0399	0.921	1.88	0.741
4.5	0.587	3.65	1.83	1.63	2.12	0.289	0.265	0.457	0.493	0.531	0.321	0.0322	0.871	2.00	0.710
6	0.322	2.07	1.38	1.08	1.74	0.300	0.263	0.413	0.455	0.543	0.294	0.0725	0.462	1.40	0.690
5	0.392	1.85	1.23	1.12	1.52	0.241	0.228	0.405	0.439	0.464	0.245	0.0425	0.379	1.45	0.674
4.1	0.461	1.65	1.10	1.17	1.32	0.191	0.196	0.398	0.437	0.399	0.262	0.0269	0.307	1.53	0.655
3.5	0.493	1.57	1.04	1.20	1.24	0.169	0.182	0.394	0.443	0.364	0.296	0.0226	0.276	1.57	0.645

## ANEXO 10

 $Z_x$ 

**Table 3-2 (continued)**  
**W Shapes**  
**Selection by  $Z_x$**

 $F_y = 50$  ksi

Shape	$Z_x$ in. <sup>3</sup>	$M_{px}/\Omega_b$		$M_{rx}/\Omega_b$		BF		$L_p$ ft	$L_r$ ft	$I_x$ in. <sup>4</sup>	$V_{nx}/\Omega_v$	
		kip-ft	kip-ft	kip-ft	kip-ft	ASD	LRFD				ASD	LRFD
		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD				ASD	LRFD
<b>W40×149<sup>v</sup></b>	<b>598</b>	<b>1490</b>	<b>2240</b>	<b>896</b>	<b>1350</b>	<b>38.6</b>	<b>58.0</b>	<b>8.09</b>	<b>23.5</b>	<b>9800</b>	<b>432</b>	<b>650</b>
W36×150	581	1450	2180	880	1320	34.5	51.8	8.72	25.2	9040	448	672
W27×178	570	1420	2140	882	1330	21.7	32.7	11.5	36.3	7020	403	605
W33×152	559	1390	2100	851	1280	32.0	48.1	8.72	25.7	8160	425	638
W24×192	559	1390	2100	858	1290	18.7	28.0	10.8	39.6	6260	413	619
W18×234 <sup>h</sup>	549	1370	2060	814	1220	10.8	16.2	10.1	61.5	4900	489	733
W14×283 <sup>h</sup>	542	1350	2030	802	1200	5.53	8.31	14.7	114	3840	432	648
W12×305 <sup>h</sup>	537	1340	2010	760	1140	4.66	7.00	12.1	137	3550	530	796
W21×201	530	1320	1990	805	1210	14.6	21.9	10.7	46.1	5310	419	629
W27×161	515	1280	1930	800	1200	20.8	31.3	11.4	34.7	6310	364	546
<b>W33×141</b>	<b>514</b>	<b>1280</b>	<b>1930</b>	<b>782</b>	<b>1180</b>	<b>30.4</b>	<b>45.8</b>	<b>8.58</b>	<b>25.0</b>	<b>7450</b>	<b>403</b>	<b>604</b>
W24×176	511	1270	1920	786	1180	18.3	27.6	10.7	37.4	5680	379	568
<b>W36×135<sup>v</sup></b>	<b>509</b>	<b>1270</b>	<b>1910</b>	<b>767</b>	<b>1150</b>	<b>31.8</b>	<b>47.8</b>	<b>8.41</b>	<b>24.2</b>	<b>7800</b>	<b>383</b>	<b>576</b>
W30×148	500	1250	1880	761	1140	28.8	43.3	8.05	24.9	6680	399	598
W18×211	490	1220	1840	732	1100	10.7	16.1	9.96	55.8	4330	438	657
W14×257	487	1220	1830	725	1090	5.46	8.21	14.6	104	3400	385	577
W12×279 <sup>h</sup>	481	1200	1800	686	1030	4.52	6.79	11.9	126	3110	485	728
W21×182	476	1190	1790	728	1090	14.3	21.6	10.6	42.6	4730	377	566
W24×162	468	1170	1760	723	1090	17.8	26.8	10.8	35.7	5170	353	529
<b>W33×130</b>	<b>467</b>	<b>1170</b>	<b>1750</b>	<b>709</b>	<b>1070</b>	<b>28.8</b>	<b>43.3</b>	<b>8.44</b>	<b>24.3</b>	<b>6710</b>	<b>384</b>	<b>576</b>
W27×146	464	1160	1740	723	1090	19.7	29.6	11.3	33.4	5660	331	497
W18×192	442	1100	1660	664	998	10.7	16.0	9.85	51.1	3870	391	586
W30×132	437	1090	1640	664	998	26.9	40.5	7.95	23.8	5770	373	559
W14×233	436	1090	1640	655	984	5.38	8.09	14.5	94.9	3010	343	515
W21×166	432	1080	1620	664	998	14.2	21.3	10.6	39.8	4280	337	506
W12×252 <sup>h</sup>	428	1070	1610	617	927	4.40	6.62	11.8	114	2720	430	645
W24×146	418	1040	1570	648	974	17.1	25.8	10.6	33.7	4580	322	482
<b>W33×118<sup>v</sup></b>	<b>415</b>	<b>1040</b>	<b>1560</b>	<b>627</b>	<b>942</b>	<b>26.7</b>	<b>40.2</b>	<b>8.19</b>	<b>23.5</b>	<b>5900</b>	<b>325</b>	<b>488</b>
W30×124	408	1020	1530	620	932	25.9	39.0	7.88	23.2	5360	353	529
W18×175	398	993	1490	601	903	10.6	15.9	9.75	46.7	3450	357	535
W27×129	395	986	1480	603	906	23.3	35.0	7.81	24.3	4760	337	506
W14×211	390	973	1460	590	887	5.31	7.99	14.4	86.4	2660	308	462
W12×230 <sup>h</sup>	386	963	1450	561	843	4.32	6.49	11.7	105	2420	387	580

ASD	LRFD
$\Omega_b = 1.67$ $\Omega_v = 1.50$	$\phi_b = 0.90$ $\phi_v = 1.00$

<sup>h</sup> Flange thickness greater than 2 in. Special requirements may apply per AISC Specification Section A3.1c.

<sup>v</sup> Shape does not meet the  $h/t_w$  limit for shear in Specification Section G2.1a with  $F_y = 50$  ksi,  $\Omega_v = 1.67$ ,  $\phi_v = 0.90$ .

## ANEXO 11

### 13.7.2 Criterios para Seleccionar el Nivel de Ensayo

Se deberá especificar uno de los niveles de ensayo siguientes:

- TL-1 – Nivel de Ensayo Uno: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo en las cuales las velocidades permitidas son bajas y para las calles locales de muy bajo volumen y baja velocidad;
- TL-2 – Nivel de Ensayo Dos: Generalmente aceptable para las zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras en las cuales las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables; también donde se anticipa la presencia de un pequeño número de vehículos pesados y las velocidades permitidas son reducidas;
- TL-3 – Nivel de Ensayo Tres: Generalmente aceptable para un amplio rango de carreteras principales de alta velocidad en las cuales la presencia de vehículos pesados es muy reducida y las condiciones del sitio de emplazamiento son favorables;
- TL-4 – Nivel de Ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autopistas y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados;
- TL-5 – Nivel de Ensayo Cinco: Generalmente aceptable para las mismas aplicaciones que el TL-4 y también cuando el tráfico medio diario contiene una proporción significativa de grandes camiones o cuando las condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento justifican un mayor nivel de resistencia de las barandas; y
- TL-6 – Nivel de Ensayo Seis: Generalmente aceptable para aplicaciones en las cuales se anticipa la presencia de camiones tipo tanque o cisterna u otros vehículos similares de centro de gravedad elevado, particularmente cuando este tráfico se combina con condiciones desfavorables del sitio de emplazamiento.

Tabla A13.2-1 – Fuerzas de diseño para las barreras para tráfico vehicular

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de Ensayo para las Barandas					
	TL-1	TL-2	TL-3	TL-4	TL-5	TL-6
Transversal $F_t$ (N)	60.000	120.000	240.000	240.000	550.000	780.000
Longitudinal $F_L$ (N)	20.000	40.000	80.000	80.000	183.000	260.000
Vertical descendente $F_v$ (N)	20.000	20.000	20.000	80.000	355.000	355.000
$L_t$ y $L_L$ (mm)	1220	1220	1220	1070	2440	2440
$L_v$ (mm)	5500	5500	5500	5500	12.200	12.200
$H_e$ (mín.) (mm)	460	510	610	810	1070	1420
Mínima altura del riel $H$ (mm)	685	685	685	810	1070	2290

## ANEXO 12

## PRESUPUESTO DE TESIS

N°	Concepto	Cantidad	Costo por unidad	Total
1	Curso de tesis	1	S/. 5,000.00	S/. 5,000.00
2	Hojas Bond A4 (1 millar)	1	S/. 20.00	S/. 20.00
3	Impresión	4	S/. 50.00	S/. 200.00
4	Tinta de Impresora	6	S/. 30.00	S/. 180.00
5	Cuaderno para cálculos	1	S/. 18.00	S/. 18.00
6	Baterías IIIA para calculadora	4	S/. 8.00	S/. 32.00
7	Útiles de escritorio	1	S/. 100.00	S/. 100.00
8	Luz	8	S/. 80.00	S/. 640.00
9	Internet	8	S/. 60.00	S/. 480.00
10	Anillado	6	S/. 10.00	S/. 60.00
11	Viáticos	20	S/. 10.00	S/. 200.00
12	Combustible de vehículo propio	15	S/. 20.00	S/. 300.00
<b>TOTAL</b>				<b>S/. 7,080.00</b>

**ANEXO 13**

**PLANOS**