



Universidad
Continental

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Diseño de un puente tipo losa y un puente
viga losa hasta 20m de luz, en el
distrito de Chilca-2017**

Marilia Kattia Rodriguez Hinostroza

Huancayo, 2019

Para optar el Título Profesional de
Ingeniería Civil



Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Obra protegida bajo la licencia de [Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Perú](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/peru/)

ASESORA

Ing. Nancy Montañez Huamán

AGRADECIMIENTO

Agradecer especialmente a mi asesora Ing. Nancy Montañez Huamán, por los aportes para la realización de la presente tesis, a mis jurados los Ing. Ángel, Franz y Julio que acotaron humildemente información para una buena consumación de la investigación, así mismo agradecer a mi madre y hermanas por el apoyo moral y anímico del presente trabajo.

DEDICATORIA

El presente proyecto de tesis, dedico las personas más importantes en mi vida, a mi madre y hermanas, que son el motor para poder realizar este proyecto de tesis y muchas cosas más, y no pudo ser posible sin el apoyo incondicional de mi asesora la Ing. Nancy Montañez, que desde ya estoy muy agradecida con ella.

INDICE

ASESORA.....	ii
AGRADECIMIENTO	iii
DEDICATORIA.....	iv
SUMARIO	xi
ABSTRACT.....	xii
INTRODUCCIÓN	xiii

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento y Formulación del Problema.....	15
1.1.1. Planteamiento del Problema.....	15
1.1.2. Formulación del Problema	18
1.1.2.1. Problema General	18
1.1.2.2. Problemas Específicos	18
1.2. Objetivos.....	18
1.2.1. Objetivo General	18
1.2.2. Objetivos Específicos.....	19
1.3. Justificación e Importancia.....	19
1.4. Hipótesis y Descripción de Variables.....	20
1.4.1. Hipótesis de Investigación	20
1.4.1.1. Hipótesis General.....	20
1.4.1.2. Hipótesis Específica.....	20
1.4.2. Variables.....	20
1.5. Delimitación del Tema de Investigación	21

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del Problema	22
2.1.1. Tesis Internacionales	22
2.2. Definición de Términos Básicos	24
2.3. Bases Teóricas	26
2.4. Definición del Puente	27
2.5. Clasificación de los Puentes	28
2.5.1. Según su función	28
2.5.2. Según el tipo de estructura	29
2.6. Componentes de un Puente	30
2.7. Puente Tipo Losa.....	31
2.8. Puente Tipo Viga Losa	33
2.9. Subestructura – Estribo.....	34
2.9.1. Consideraciones para la estabilidad	35
2.9.2. Factores que causan debilidad en el estribo	36
2.10. Líneas de Influencia	37

2.11. Método Lrfd (Load And Resistance Factor Desing):	40
2.12. Estados Límites	41
2.13. Proceso Constructivo de un Puente	45
2.14. Situación Actual de la Población:.....	47

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. Metodología y Alcances de la Investigación.....	49
3.1.1. Método de la Investigación	49
3.1.2. Alcances de la investigación	50
3.1.3. Diseño de la Investigación	50
3.2. Elección del Tipo de Puente:.....	51
3.3. Tipo de Camión y Carril Para Utilizar	51
3.4. Vehículos de Circulación Nacional	52
3.5. Población y Muestra	57

CAPITULO IV

DISEÑO DEL PUENTE LOSA

4.1. Identificación del Lugar	58
4.2. Diseño del Puente Losa	59
4.1.1. Glosario	59
4.3. Esquema del Proceso de Diseño del Puente Losa y Viga Losa.....	64
4.4. Geometría del Puente Losa.....	65
4.5. Materiales	65
4.6. Predimensionamiento	65
4.1.2. Losa	65
4.7. Metrado de Cargas.....	66
4.8. Análisis Estructural	67
4.9. Diseño de la Superestructura	76
4.10. Diseño de La Subestructura.....	93

CAPITULO V

DISEÑO DEL PUENTE VIGA LOSA

5.1. Consideraciones de Diseño (Geometría)	102
5.2. Materiales	103
5.3. Diseño de la Subestructura	103
5.3.1. Ancho de Viga.....	103
5.3.2. Ancho de Losa.....	104
5.4. Metrado de Cargas.....	104
5.5. Análisis Estructural	105
5.6. Diseño de la Superestructura	120
5.7. Diseño de la Subestructura	149
5.8. Simulación con el Programa SAP 2000	155

CAPITULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1. Comparativo Análisis Manual y con el Programa SAP Puente Losa.....	159
6.2. Comparativo Análisis Manual y con el Programa SAP Puente Viga Losa.....	160
6.3. Comparativo de Dimensiones del Puente Losa y Viga Losa	160
6.4. Comparativo entre Momentos Últimos del Puente Losa y Puente Viga Losa	161
CONCLUSIONES.....	162
RECOMENDACIONES	164
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	165
ANEXOS.....	167

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Cuadro de variable	21
Tabla 2. Cuadro de variable	21
Tabla 3. Técnicas e instrumentos utilizados en la investigación	51
Tabla 4. Estudio Estratigráfico del lugar proyectado.....	59
Tabla 5. Metrado de la franja interior y la franja de borde	66
Tabla 6. Resumen de momentos de la franja interior y de borde.....	67
Tabla 7. Cuadro de resumen de momentos de franja interior	76
Tabla 8. Cuadro de resumen de momentos de franja de borde	76
Tabla 9. Momentos resistentes.....	97
Tabla 10. Resumen de metrado de la franja interior y viga principal.....	105
Tabla 11. Resumen de metrado de la franja interior y viga principal.....	106
Tabla 12. Combinaciones de carga y factores de carga	107
Tabla 13. Factores de carga permanentes	107
Tabla 14. Momentos Negativos según la luz del puente	112
Tabla 15. Resultados de ambos métodos	112
Tabla 16. Resumen de momentos negativos por carga en “B”.....	113
Tabla 17. Momentos negativos	116
Tabla 18. Cuadro de resultados de ambos métodos	116
Tabla 19. Resumen negativos por cargas en B	116
Tabla 20. Resumen de momentos flectores	120
Tabla 21. Cuadro de recubrimiento según el tipo de exposición	121
Tabla 22. Resumen de momentos y fuerzas afectadas al estribo	152
Tabla 23. Cuadro de resumen de momentos del puente losa	159
Tabla 24. Cuadro de resumen de deflexión del puente losa.....	160
Tabla 25. Cuadro de resumen de momentos del puente viga losa	160
Tabla 26. Cuadro de resumen de deflexión del puente viga losa.....	160
Tabla 27. Cuadro de medidas de la superestructura del puente losa.....	160
Tabla 28. Cuadro de medidas de la subestructura del puente losa.....	161
Tabla 29. Cuadro de momentos últimos del puente losa	161
Tabla 30. Cuadro de momentos últimos del puente losa	161

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente de madera sobre el rio Aly en el jr. Torre Tagle	27
Figura 2. Partes del puente tipo losa	32
Figura 3. Vista isométrica del puente losa	32
Figura 4. Comportamiento estructural del puente losa	33
Figura 5. Partes del puente tipo viga losa	33
Figura 6. Comportamiento estructural del puente tipo viga losa	34
Figura 7. Elementos del estribo de gravedad	35
Figura 8. Sistema de vórtices durante la erosión de un estribo.....	36
Figura 9. Erosión durante avenidas.....	37
Figura 10. Estado Límite de servicio de un puente, que produce deflexiones	42
Figura 11. Puente Tacoma con 1600 m de luz.....	43
Figura 12. Estado último de un puente, que produce grietas	44
Figura 13. Puente Oaxaca que colapsó por terremoto en México el 2017	44
Figura 14. Encofrado del estribo del puente San Gregorio de Otalo.....	46
Figura 15. Vaceado de losa con concreto en un puente.....	47
Figura 16. Camión de diseño HL-93	52
Figura 17. Tándem de diseño.....	52
Figura 18. Vehículo de circulación en el Perú.....	53
Figura 19. Vehículo de circulación en el Perú.....	54
Figura 20. Vehículo de circulación en el Perú.....	54
Figura 21. Vehículo de circulación en el Perú.....	55
Figura 22. Vehículo de circulación en el Perú.....	55
Figura 23. Vehículo de circulación en el Perú.....	56
Figura 24. Vehículo de circulación en el Perú.....	56
Figura 25. Vehículo de circulación en el Perú.....	57
Figura 26. Lugar del puente proyectado en Chilca – Huancayo.....	58
Figura 27. Vista en planta del puente losa a diseñar.....	65
Figura 28. Ancho efectivo del tándem sobre la losa en dos carriles.....	74
Figura 29. Ancho efectivo del tándem sobre la losa en un carril.....	75
Figura 30. Corte longitudinal del tablero del puente tipo losa.....	80
Figura 31. Franja de borde del puente losa	83
Figura 32. Corte de la franja de borde	87
Figura 33. Idealización del camión sobre el puente losa	89
Figura 34. Sección transversal del río Aly.....	93
Figura 35. Estribo de gravedad	95
Figura 36. Estribo de gravedad sometida a cargas.....	96
Figura 37. Distribución de presiones del suelo de esta tesis.....	99
Figura 38. Distribución de presiones del suelo.....	100
Figura 39. Idealización del puente	102
Figura 40. Idealización del corte transversal del puente viga losa	103
Figura 41. Sección transversal del puente tipo viga losa.....	108
Figura 42. Carga distribución del peso propio de la losa.....	108

Figura 43. Diagrama del momento del peso propio de la losa	109
Figura 44. Diagrama de momento por carga de vereda	109
Figura 45. Diagrama de momentos por carga de rodadura (DW)	110
Figura 46. – Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica.....	110
Figura 47. Momento de la carga muerta de la losa a 1.59 m	114
Figura 48. Momento de la carga muerta de banda a 1.59 m	114
Figura 49. Momento de la carga muerta de asfalto 1.59 m	115
Figura 50. Momento flector de la carga viva.....	115
Figura 51. Losa longitudinal con los respectivos aceros calculados	126
Figura 52. Acero en la parte comprimida de la viga transversal	132
Figura 53. Área del acero transformada la sección transversal de la viga.....	138
Figura 54. Camión de diseño con una separación constante de 9m entre los ejes de 14.8 T139	
Figura 55. Diseño por corte de la viga interior	143
Figura 56. Sección transversal del diseño de viga	149
Figura 57. Predimensionamiento del estribo de gravedad.....	150
Figura 58. Cargas del estribo de gravedad.....	151
Figura 59. Carga distribuida y afectada por el suelo a la base del estribo.....	154
Figura 60. Idealización del puente en proyecto	157
Figura 61. Vista isométrica sobre y debajo del puente viga losa.....	157
Figura 62. Carga de la calzada y carga de la baranda del puente viga losa	158
Figura 63. Carga de la vereda del puente viga losa	158

SUMARIO

La presente tesis elabora el diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa de 12 metros de luz; específicamente el diseño del tablero, vigas de ser el caso, y los estribos configurados con muros de gravedad. Para el análisis y diseño de ambos puentes se emplea el método de la AASTHO – LRFD (American Association of State Highway Transportation Officials) - (Load, Resisten, Factor, Desing) donde se indica los estados límites de diseño y propone un vehículo denominado HL-93 que es un tipo de carga de diseño aplicado al tipo de estructuras de pistas que existe en Estados Unidos y en otros países, como es el caso de Perú.

En primer lugar, se realizó el diseño del puente losa, que inicia con el predimensionamiento de los elementos de la super estructura (tablero), luego de ello se realizó los cálculos de las cargas dinámicas para obtener los momentos últimos o de diseño, a continuación, se desarrolló el cálculo del refuerzo de acero y con el mismo criterio se procedió a realizar los cálculos para el puente tipo viga losa, siendo un diseño más complejo y laborioso. este proceso se expone en la investigación de forma detallada explicando paso a paso cada cálculo realizado. Para la verificación de los resultados se desarrolló la simulación del puente losa y viga losa de 12 m de luz, en el programa SAP 2000, dando como resultados valores similares a los obtenidos con el diseño AASTHO – LRFD de forma manual.

Con las cargas conseguidas de la superestructura, las cuales son transmitidas a los estribos que están ubicados en los extremos del puente y según el perfil estratigráfico del suelo que permitió definir la altura del muro de gravedad, se realizó el predimensionamiento del ancho, altura, talón y punta del estribo y se evaluó la estabilidad del muro.

En todo el proceso se empleó como referencia básica el Manual de puentes y el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Palabras claves: puente losa, puente viga losa, método de diseño AASTHO – LRFD.

ABSTRACT

The present thesis elaborates the design of a bridge type slab and a bridge beam slab of 12 meters of light; specifically, the design of the board, beams to be the case, and the abutments configured with gravity walls. For the analysis and design of both bridges, the AASTHO - LRFD (American Association of State Highway Transportation Officials) method is used (Load, Resist, Factor, Design) where the design limits states and proposes a vehicle called HL-93 which is a type of design load applied to the type of runway structures that exist in the United States and in other countries, such as Peru.

Firstly, the design of the slab bridge was carried out, starting with the pre-dimensioning of the elements of the super structure (board), after which the calculations of the dynamic loads were carried out to obtain the last or design moments, Then, the calculation of the steel reinforcement was developed and with the same criterion the calculations were made for the slab beam bridge, being a more complex and laborious design. This process is exposed in the investigation in a detailed way explaining step by step each calculation performed. For the verification of the results, the simulation of the slab bridge and beam slab of 12 m of light was developed in the SAP 2000 program, resulting in values like those obtained with the AASTHO - LRFD design manually.

With the loads obtained from the superstructure, which are transmitted to the abutments that are located at the ends of the bridge and according to the stratigraphic profile of the soil that allowed to define the height of the gravity wall, the pre-dimensioning of the width, height, bead was made and tip of the abutment and the stability of the wall was evaluated.

Throughout the process, the Bridge Manual and the National Building Regulations were used as a basic reference.

Keywords: bridge slab, bridge beam slab, design method AASTHO - LRFD.

INTRODUCCIÓN

La infraestructura de un país es un aspecto importante, entendiéndose como infraestructura las construcciones de una ciudad tales como: puentes, túneles, presas, edificaciones, entre otros, todas estas infraestructuras se construyen con la finalidad de resolver una necesidad y mejorar la calidad de vida de las personas, es así que la presente tesis abarca el análisis y diseño de puentes, construcción que busca solucionar la necesidad de conectar pueblos, para que estos interactúen tanto en el aspecto económico como en el social .

Perú cuenta con el Manual de diseño de Puentes desde el 11 de enero del 2003, documento que tiene la finalidad de normar y guiar el diseño de las estructuras que conforman los puentes; además, propone los criterios esenciales para realizar el diseño de puentes carreteros y peatonales, y que se rige a la normativa ASSTHO (American Association of State Highway Transportation Officials).

La provincia de Huancayo se encuentra en vías de desarrollo con un incremento acelerado de la población, lo que conlleva a la necesidad de conectar sus diferentes distritos (Huancayo cuenta con 28 distritos) que incluye al de Chilca. Por ello la presente tesis elabora el diseño de un puente losa y de un puente viga – losa sobre el río Aly que une los barrios botadero 1 y 2 del distrito de Chilca, si bien ya existe un puente rústico de madera, este presenta un estado deficiente y su uso pone en riesgo la vida de los transeúntes.

La presente investigación busca elaborar y contribuir con un guía de diseño de los puentes tipo losas y tipo viga losas empleando la filosofía LRFD, que fue adoptado e incluido por el Manual de diseño de puentes. Ante ello esta tesis se sintetiza en siete capítulos que se detalla a continuación:

En el capítulo I se presenta el planteamiento del estudio, los objetivos, las justificaciones y las hipótesis de la investigación, así mismo se delimita el tema a investigar.

En el capítulo II se muestra el marco teórico del puente losa y viga losa donde se enfoca: su definición, clasificación, proceso constructivo y la filosofía de diseño AASHTO-LRFD empleado, basándose en el Manual de Puentes, así mismo se da a conocer la situación actual de la población de la zona de estudio.

En el capítulo III se expone la metodología empleada, la elección del tipo de puente, la obtención de la población y muestra, el tipo de camión y carril a utilizar para el diseño del puente.

En el capítulo IV y V se realiza la identificación del lugar para después realizar el análisis estructural, predimensionamiento, metrado de cargas y diseño de la superestructura y subestructura del puente losa y viga losa, con el uso de las normativas vigentes, asimismo se realizó un modelamiento con el programa SAP 2000 con resultados del análisis estructural.

En el capítulo VI se expone la discusión de los resultados obtenidos en los capítulos IV y V, cuadros comparativos de los resultados de los momentos últimos conseguidos con el programa SAP y con el diseño práctico.

En el capítulo VII se muestran las conclusiones, recomendaciones, anexos y referencias bibliográficas utilizadas para la investigación.

La Autora

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento y Formulación del Problema

1.1.1. Planteamiento del Problema

La Ingeniería Civil es la especialidad de la ingeniería dedicada al desarrollo, solución de problemas y el mejoramiento de la calidad de vida los pobladores, desde la formación de las primeras ciudades, el diseño y evaluación estructural es una rama clásica de la ingeniería civil, que se ocupa del diseño y cálculo de la parte estructural de los elementos y sistemas tales como edificios, puentes, muros, entre otros.

La Ingeniería Civil es la especialidad de la ingeniería dedicada al desarrollo, solución de problemas y el mejoramiento de la calidad de vida de los pobladores.

El diseño de puentes, establece las condiciones mínimas o básica para la viabilidad de un proyecto, así como el análisis de cargas a las que serán sometidas las estructuras, la resistencia de los materiales que la conforman, las deformaciones que se pueden producir y los métodos de análisis para evaluar su comportamiento con seguridad y estabilidad en su periodo de vida útil (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003 pág. 5). Los puentes más comunes en nuestro medio son los puentes tipo losa y/o vigas-loza, sin embargo, existe el manual y varias guías que tratan el tema, no obstante, aún no existe una bibliografía cercana que oriente al diseño de estas estructuras o que abarquen el diseño de una manera global.

Por otro lado, los puentes ya construidos en estos últimos años colapsan a causa de un mal diseño. El Ingeniero Jorge Abad manifiesta que “En los últimos 40 años, los puentes construidos en las zonas vulnerables al Fenómeno del Niño, especialmente en la costa, no se habrían diseñado adecuadamente por lo que ocasiona que estos se desplomen. De 242 puentes caídos a consecuencia de El Niño Costero, cerca del 70% fue por estar mal diseñados y el resto por falta de mantenimiento” (Abad, 2017 pág. 1). Los errores del diseño se dan por los incorrectos estudios hidráulicos, mal estudios de suelos y levantamiento topográfico errado que no son conforme a la realidad. En el caso particular la norma menciona, el diseño de un puente depende de la luz o longitud, de 0 a 12 metros solo basta con un puente tipo losa, de 12 a 20 metros se considera un puente viga losa (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003).

A nivel nacional se identificó fallas en la subestructura del puente peatonal de la “Solidaridad” con 65 metros de luz, construido en el 2010, ubicado sobre el río Rímac, el colapso del puente según el Ing. Civil Fernando Sirumbal Z. se dio por tres causas: 1) Un estudio hidráulico mal elaborado, 2) La cimentación de los estribos del puente fue superficial, esta cimentación debió ser por debajo del cauce del río y no a cinco metros como fue en la realidad, 3) La figura asimétrica del puente fue mal diseñada, y al fallar el estribo se generó un desequilibrio en la estructura generando su colapso total.

En el distrito de Chilca provincia de Huancayo, se ubican varios puentes losa y viga losa a lo largo de los ríos. En épocas de lluvia cuando el caudal incrementa, los elementos estructurales de los puentes sufren fallas a causa de un mal diseño, como es el caso del puente sobre el río Aly que es colector del riachuelo Lloclachaca y del riachuelo Ancala, que en épocas de lluvias (Diciembre Abril) tiene un aforo de 3 m³/s aproximadamente. El puente fue elaborado con madera y tiene un ancho de 2.5 m, apoyado directamente sobre el suelo, además no cuenta con veredas de circulación peatonal, fue construida empíricamente por los pobladores de la zona, para cargas mínimas.

En el área de estudio que es el distrito de Chilca, Huancayo, la situación no es distinta, el mal diseño de un puente perjudica e incomunica a la población, generando pérdida económica a causa de los sobre pasajes por el recorrido de mayor distancia y el acceso limitado para la compra de productos en lugares más distantes, la incomodidad por la pérdida del tiempo por buscar un acceso y finalmente la inseguridad por contar con puentes inestables estructuralmente. Frente a esta situación la solución es diseñar nuevos puentes con mejor

metodología aplicando la filosofía LRFD, la duda surge al momento de plantear el diseño ya que la luz del puente se encuentra en el límite según el Manual de puentes.

1.1.2. Formulación del Problema

1.1.2.1. Problema General

¿Cuál es el procedimiento adecuado de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de un puente hasta 20m de luz en el Distrito de Chilca - 2017?

1.1.2.2. Problemas Específicos

- ¿Cómo sería la aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo losa en el Distrito de Chilca - 2017?
- ¿Cómo sería la aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo viga losa en el Distrito de Chilca - 2017?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Desarrollar el procedimiento adecuado de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de un puente hasta 20m de luz en el Distrito de Chilca – 2017.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Detallar la aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo losa en el Distrito de Chilca – 2017.
- Detallar la aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo viga losa en el Distrito de Chilca – 2017.

1.3. Justificación e Importancia

El propósito de la presente tesis es servir como guía de proceso de análisis y diseño de los elementos estructurales con el método LRFD, del puente tipo losa y viga losa, ya que en la actualidad las universidades no obligan a llevar el curso de puentes, siendo un curso opcional, que conlleva tener vacíos y dudas en el proceso de aprendizaje del diseño de puentes como son:

- Diseño de la Superestructura del puente losa y viga – losa.
- Diseño de la Subestructura del puente losa y viga – losa

La presente tesis se justifica por dos motivos:

- El incremento de la demanda vehicular a consecuencia de la construcción del Colegio Estatal Fe y Alegría.
- La necesidad de los pobladores de trasladar sus productos al mercado central de Chilca y Huancayo; siendo una de las actividades principales la agricultura.

1.4. Hipótesis y Descripción de Variables

1.4.1. Hipótesis de Investigación

1.4.1.1. Hipótesis General

Se puede establecer un procedimiento adecuado de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de un puente hasta 20m de luz en el Distrito de Chilca - 2017

1.4.1.2. Hipótesis Específica

- Es posible plantear un modelo de diseño que permite una aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo losa en el Distrito de Chilca – 2017.
- Es posible plantear un modelo de diseño que permite una aplicación apropiada de cálculo, según el manual de diseño de puentes del MTC de la superestructura y subestructura de un puente tipo viga losa en el Distrito de Chilca – 2017.

1.4.2. Variables

Variable dependiente e independientes se observa en la **tabla 1**.

Tabla 1.
Cuadro de variable

	VARIABLE	DEFINICION CONCEPTUAL	DIMENSION	SUB DIMENSION
VARIABLE DEPENDIENTE	-Puente losa -Puente viga losa - Estribos	-Conjunto de procedimientos (metodología a aplicar bajo lineamientos y normatividades) que tiene como objetivo diseñar adecuadamente los elementos del puente. -Son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.	-Conjunto de procedimientos. -Tipos de puente -Tipos de muros	- Predimensionamiento, análisis estructural y diseño de acero. -Puente tipo losa, puente viga losa -Muro de gravedad
VARIABLE INDEPENDIENTE	-Luz del puente -Ancho de vía -Capacidad Portante del suelo -Ángulo de fricción	-Distancia del tablero de la estructura. -Medida del ancho de la vía del puente. -Capacidad del suelo para resistir cargas sobre él. -ángulo máximo a formar para la pendiente de un conjunto de material	-Longitud -Longitud -Cargas admisibles Ángulo	-Metros lineales (m) -Metros lineales (m) -Kilogramos sobre centímetro cuadrado (Kg-cm ²) -Grados sexagesimales y representado (Ø)

Fuente (elaboración propia)

1.5. Delimitación del Tema de Investigación

- En esta tesis, se desarrollará el diseño de la superestructura y subestructura de un puente losa y viga losa de 12 metros de longitud, pudiendo ser hasta 20 metros de luz, empleando el método LRFD.
- Para el diseño de la subestructura se empleó un estudio de mecánica de suelos realizado por el Ing. Civil. Tomas s. Pérez Huerta, especialista en geotecnia, dicho estudio menciona las siguientes características en la **tabla 2.**

Tabla 2.
Cuadro de variable

Tipo de suelo	limo arenoso – arcilloso (SM)
Nivel freático	A 2.50 metros de profundidad, con 0.50 m de altura.
Capacidad portante	1.94 kg/ cm ²
Profundidad de la calicata	4.00 metros

Fuente (elaboración propia)

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del Problema

2.1.1. Tesis Internacionales

Presentado por el Ing. Civil **RONALD CESAR GOMEZ JOHNSON**, para optar el grado de Maestro en Ingeniería, en la Universidad Nacional Autónoma de México, realizó la tesis titulada “*Comparación entre las Filosofías de Diseño por Esfuerzo Admisibles, Factores de Carga y Factores de Carga y Resistencia en el Diseño de Superestructuras de Puentes Vehiculares Bajo la Acción de Cargas Gravitacionales*”, el propósito de esta investigación fue realizar la comparación entre estas tres filosofías para poder saber cuál de ellas conviene para poder realizar el diseño de la estructura; donde una de sus diferencias más representativas para el proyecto es, que el método de la LRFD prevé para la carga viva un factor de carga 1.66 (considerando el factor de modificación de carga), mientras que LFD prevé un factor de 2.17 lo que implica

un incremento del 30.5% a los efectos de la carga viva, donde se verá reflejado en las dimensiones de los elementos.

Presentado por el Ing. MARLON JOSHUE JIMÉNEZ RUIZ, egresado de la Universidad Autónoma de Aguascalientes, para obtener el grado de Maestría en Ingeniería, realizó la tesis titulada “*Diferencia entre los Códigos Asd y Lrfd Adaptándose al Imca, el cual indica que el Método de los Esfuerzos Admisibles (ASD)*” donde el objetivo del proyecto es observar cómo afectan los factores de seguridad en el diseño, donde concluyó que para obtener los esfuerzos resistentes de una sección con empleando el método ASD, consiste en obtener un esfuerzo al diseñar con cargas de servicio y el F.S se basa en reducir el Esf. Admisible dividiéndolo por un factor de reducción de capacidad mayor a uno para asegurar que el elemento no falle, y el método de la LRFD consiste en diseñar la estructura con cargas de factorizadas y se basa en reducir el esfuerzo último multiplicándolo por un factor de reducción de capacidad menor a uno también para asegurar que el elemento no falle.

Esta tesis fue presentada por el estudiante CRISTIAN ANDRES OCHOA ESPNOZA, de la Universidad Austral de Chile, para optar el título de Ingeniero Civil, que titula “*Diseño de Superestructuras de Puentes de Hormigón Armado. Comparación entre diseño según Norma AASHTO STANDARD (Método ASD) y Norma AASHTO LRFD*”; donde menciona que en aquel país se utiliza el método más conservador (ASD), donde en EE. UU se considera obsoleta y en algunos casos, errónea, siendo reemplazado por la moderna ASSHTO LRFD, que se basa en el método de diseño por factores de carga de resistencia.

Finalmente concluyó que el método de la LRFD permite un cálculo estructural consensuado entre la mecánica de los materiales y experiencia tecnológica, lo que permite predecir sin duda alguna, un comportamiento más cercano de las estructuras, por ende, es método que recomienda.

2.2. Definición de Términos Básicos

Puente losa: Esquema estructural más simple, que tienen luces menores a 12 metros y como elemento principal la losa (tablero), que se encuentra simplemente apoyado en los estribos; también tiene otros elementos como la vereda y baranda para el proyecto.

Puente viga losa: Son puentes que disponen de vigas y losa (tablero), de cualquier material (madera, acero, concreto, entre otros), siendo éstos los elementos principales, las vigas que pueden ser de sección “I” o de ala ancha.

Tablero: Está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa o a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente la carga viva.

Vereda: Espacio por donde transitan las personas para el paso al otro lado del puente.

Baranda: Elemento que bordea toda la sección longitudinal del puente para evitar caídas de los peatones y/o vehículos.

Estribo: Son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente. (MERRITT , 1999)

Asfalto: Material bituminoso compuesta de fibras de refuerzo, pigmentos minerales y rellenos inertes aglutinado con asfalta y se utilizan sobre contrapisos firmes. (MERRITT , 1999)

Superestructura: Sistema estructural conformado por el tablero, barandas, veredas, vigas, cables y arcos.

Subestructura: Conformado por los elementos estructurales como: estribos y pilares, que se encargan de soportar las cargas transmitidas por la superestructura y fuerzas causadas por el suelo.

Capacidad Portante: Es la capacidad máxima que puede soportar un suelo respecto a una carga.

Concreto: Material que está compuesto por cemento, arena, agregado y agua, todos los anteriores batidos según lo que indica el RNE.

Punta: Es un elemento que forma parte del estibo que está ubicado en la parte inferior delantera.

Talón: Es un elemento parte del estibo que está ubicado en la parte posterior – inferior.

Tándem: Vehículo que está conformado por dos ejes acoplados al vehículo.

Losas de Transición: Las losas de transición tendrán un espesor mínimo de 0.20m y una longitud límite justificado dentro de la geometría del puente y los accesos. Estarán ligadas a la estructura o al estibo mediante articulaciones de concreto, sin conectores, y apoyadas en el terraplén de acero. Las características del terraplén en las inmediaciones de las losas de transición deberán ser indicadas en el apoyo. (MANUAL DE PUENTES, 2016 pág. 195)

2.3. Bases Teóricas

Para el desarrollo del diseño del puente losa y viga losa, se debe conocer los siguientes conceptos básicos sobre el tema, las normas de diseño empleadas y el tipo de diseño a aplicar.

Manual de Puentes: El Manual de Puentes fue aprobado con la Resolución Directoral N° 09-2016-MTC/14 el 15 de marzo del 2016, su actualización estuvo a cargo del Ministerio de Transportes y Comunicaciones a través de la Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, es el órgano rector a nivel nacional en materia de transporte y tránsito terrestre. El objetivo de este Manual es establecer los requisitos, parámetros y secuencia de procedimientos para un óptimo diseño de los elementos estructurales del puente.

Reglamento Nacional de Edificaciones: Aprobado con el Decreto Supremo N° 011-2006-VIVIENDA, el 2006 en la ciudad de Lima por el Ministerio de Vivienda, construcción y saneamiento.

Norma técnica E.060 “concreto armado”, fue aprobada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, mediante Resolución Ministerial N° 010-2009-VIVIENDA, de julio del 2009; su actualización estuvo a cargo la Comisión Permanente de Actualización del RNE. Esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis estructural, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado.

Norma técnica E.050 “suelos y cimentaciones”, fue aprobada por el Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, mediante Resolución Ministerial N° 048-97-MTC/15.VC, del 27 de enero de 1997; su actualización estuvo a

cargo del Comité Especializado de Suelos y Cimientos del SENCICO, integrado por representantes de las universidades, colegios profesionales, empresas constructoras y otras instituciones involucradas en el tema.

El objetivo de la Norma E.050, es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos (EMS), con fines de cimentación para edificaciones y otras obras indicadas en esta Norma. Los EMS se ejecutarán con la finalidad de asegurar la estabilidad y permanencia de las obras y promover la utilización racional de los recursos.

2.4. Definición del Puente

Un puente es una obra de arte, una construcción que salva accidentes geográficos, ríos, abismos, entre otros, permitiendo que las personas y/o vehículos pasen sobre éste para llegar al otro lado del puente. Por ejemplo, la **figura 1**, muestra un puente tipo losa, ubicado en Chilca sobre el río “Aly” y con el Jr. Progreso de 11 metros de longitud, que tiene la función de dar continuidad de vía de ambas poblaciones.



Figura 1. Puente de madera sobre el río Aly en el jr. Torre Tagle
Fuente: Elaboración propia

Los puentes se pueden construir de diversos materiales:

- a. **Madera:** fueron de estos materiales los primeros puentes en el mundo por la unión de varios troncos uniendo dos orillas de un riachuelo.
- b. **Mampostería:** es un puente de piedra natural que solo es necesario darle forma y pulirle para dar una mejor presencia.
- c. **Acero:** es un puente metálico se especificarán el acero estructural en sus elementos.
- d. **Concreto Armado:** puentes de concreto y acero, con una gran demanda en el mercado actual.
- e. **Concreto Presforzado:** es la aplicación de precargas con el objetivo de mejorar el comportamiento general, habiendo dos tipos de sistema, el pretensado y postensado que hoy en día son utilizados para salvar grandes luces.

2.5. Clasificación de los Puentes

2.5.1. Según su función

Se clasifican en tres según su función:

1. **Peatonales:** son puentes construidos solo y exclusivamente para el paso de las personas llamados peatones, así que surge esta denominación, estos puentes solo son construidos cuando hay varias vías, autopistas y similares.
2. **Carreteros:** estos puentes tienen por objetivo unir dos poblaciones separadas por un río, riachuelo, cañones o similares para el transporte vehicular.

3. **Ferrovianos:** fueron uno de los primeros puentes construidos ya que antiguamente el transporte era por vía férrea en todas partes del mundo y aún más en el Perú.

2.5.2. Según el tipo de estructura

Se clasifican en once según su estructura:

1. **Simplemente apoyados:** en esta clasificación se ubica el puente tipo losa, donde la losa se encuentra simplemente apoyado sobre los estribos.
2. **Puente tipo viga:** son puentes que disponen de vigas y losa (tablero), de cualquier material (madera, acero, concreto, etc.), siendo éstos los elementos principales, las vigas que pueden ser de sección “I” o de ala ancha.
3. **En Arco:** cuentan entre los más atractivos logros de la ingeniería, adopta este nombre por la forma de arco del puente, y puede ser construido de cualquier material (madera, acero, concreto entre otros).
4. **Continuos:** formada por vigas o viguetas de hormigón armado, hormigón presforzado de celosía o de acero. Los de viga de celosía suelen ser de dos o tres tramos, pero los de viga armada pueden salvar ininterrumpidamente muchos tramos.
5. **Armadura:** de origen muy reciente, resultan sumamente útiles para separar en niveles los cruces de carreteras y ferrocarriles.
6. Simples de tramos múltiples.

7. **Cantiliver (brazos voladizos):** reciben este nombre por la forma parecida a personas con brazos voladizos que se proyectan desde las pilas; tienen especial aplicación en tramos muy largos.
8. **Atirantado:** se denomina de esta manera por su atractivo principal los cables que sostiene el tablero del puente, y los tirantes (cables) se disponen en las pilas. A diferencia de los puentes colgantes estas también trabajan a tracción y otras a compresión.
9. **Colgante:** de aspecto armonioso y extensa explicación, salvan los más amplios tramos de todo el mundo. Una estructura que resiste gracias a su forma, mediante un mecanismo resistente (cable) que funciona exclusivamente a tracción.
10. **Pontones:** son considerados pontones cuando la luz es menor a los 10 metros.
11. **Levadizos:** es de tipo móvil y se puede elevar el tablero con la ayuda de una instalación mecánica y permitir el paso de vehículos o personas.

2.6. Componentes de un Puente

El puente se compone en dos partes.

– Superestructura:

- a. **Tablero:** está formado por la losa de concreto, enmaderado o piso metálico, el mismo descansa sobre las vigas principales en forma directa o a través de largueros y viguetas transversales, siendo el elemento que soporta directamente las cargas.

- b. Estructura portante:** es el elemento resistente principal de un puente, los cables en el caso de ser un puente colgante y en el puente en arco sería el anillo que forma el arco.
- **Subestructura:**
 - a. Estribo:** son los apoyos extremos del puente, que transfieren la carga de éste al terreno y que sirven además para sostener el relleno de los accesos al puente.
 - b. Pilares:** Son los apoyos intermedios, es decir, que reciben reacciones de dos tramos de puente, transmitiendo la carga al terreno.

2.7. Puente Tipo Losa

Es una estructura usada para cubrir luces menores a 07 metros en puentes carreteros, pudiendo llegar a 12 metros cuando se construyen con concreto armado. Según el Ing. Francisco E. Arellano en nuestro país se plantean para cubrir luces de 10 a 12 metros. Está conformado por los siguientes elementos:

- a. Tablero
- b. Estribos
- c. Cajuelas, según se muestra en la **figura 2**.

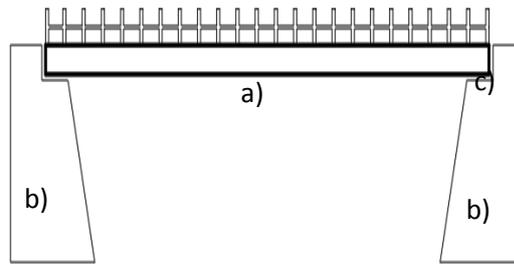


Figura 2. Partes del puente tipo losa
Fuente: Elaboración propia

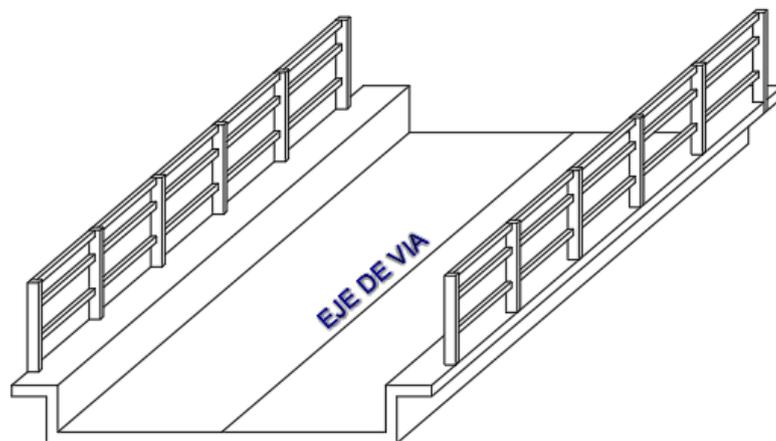


Figura 3. Vista isométrica del puente losa
fuente: Elaboración propia

Cada configuración de puente tiene un comportamiento estructural diferente, en este caso, la losa es el elemento que resiste las cargas y se encuentra simplemente apoyada sobre los estribos que se encuentran en los extremos del puente, cada estribo recibe la mitad del peso y transmite las cargas al suelo, que debe tener una capacidad portante suficiente para poder soportar el peso de toda la estructura. Este comportamiento se visualiza en la figura 4.

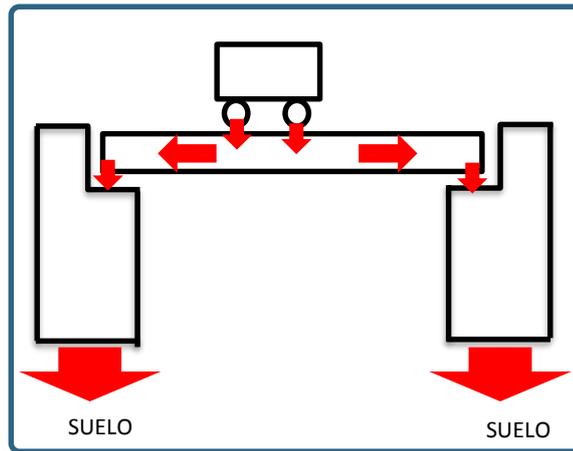


Figura 4. Comportamiento estructural del puente losa
Fuente: Elaboración propia

2.8. Puente Tipo Viga Losa

Es una estructura donde la losa es soportado por las vigas; este tipo de puente es empleada para salvar luces de 12 metros hasta los 20 metros de longitud cuando el material es el concreto armado; y está conformado por los siguientes elementos: a) tablero, b) vigas, c) estribos y d) cajuela, se observa en la **figura 5**.

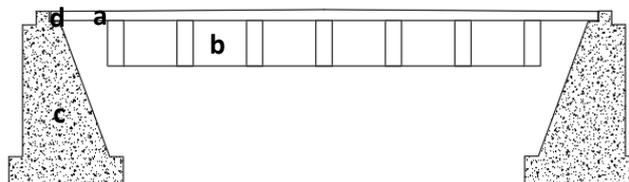


Figura 5. Partes del puente tipo viga losa
Fuente: Elaboración propia

El proceso de transferencia de cargas es el siguiente: las cargas son transmitidas directamente a la losa (tablero), esta se apoya sobre vigas dispuestas longitudinalmente, después el sistema se apoya en estribos laterales que se encuentran en los extremos del puente para finalmente ser transmitir las cargas al suelo. Este comportamiento lo visualiza en la **figura 6**.

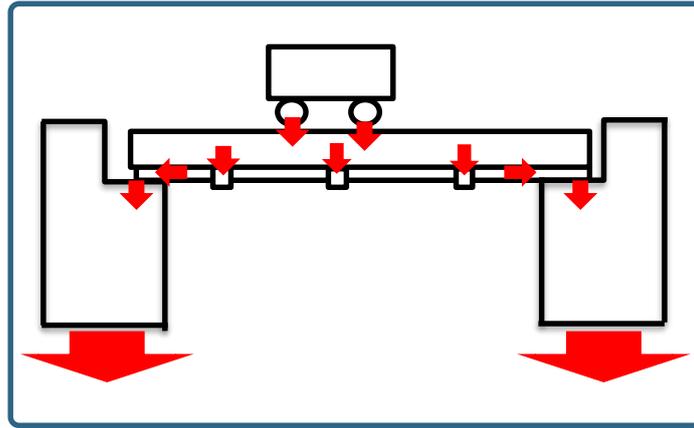


Figura 6. Comportamiento estructural del puente tipo viga losa
Fuente: Elaboración propia

2.9. Subestructura – Estribo

Tanto el puente tipo losa, como el puente viga losa presentan una superestructura y una subestructura, la superestructura fue descrita en los ítems 2.8 y 2.9, en este ítem se describirá la subestructura.

La subestructura de los puentes está formada por muros de contención, denominados estribos, que generalmente son tres tipos:

- a. Muro de gravedad
- b. Muro en voladizo
- c. Muro con contrafuertes.

Los muros de gravedad utilizan su propio peso para poder resistir las fuerzas laterales generadas por el empuje del suelo; suelen ser muy económicos y alcanzan alturas hasta de 5.00 metros de concreto ciclópeo. Esta estructura está compuesta de los siguientes elementos:

- a. Pantalla
- b. Punta
- c. Talón
- d. Cajuela donde descansa el tablero del puente

Como se observa en la figura 7.

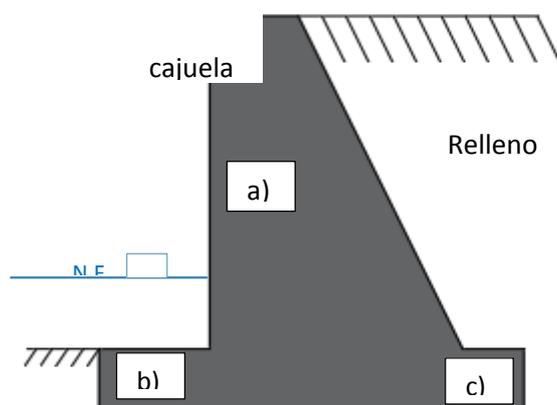


Figura 7. Elementos del estribo de gravedad
Fuente: Elaboración propia

2.9.1. Consideraciones para la estabilidad

Los elementos estructurales soportan el efecto de cargas verticales provenientes del tablero del puente; cargas laterales provenientes del empuje del suelo, además de otros efectos como los factores climáticos, la fuerza del agua en sus tiempos de estiaje y aguas máximas, entre otros. Por tal razón al realizar su dimensionamiento es necesario realizar verificaciones de estabilidad, son tres:

- a. Verificación al volteo: calcular la excentricidad de la carga vertical de la resultante alrededor de la base del estribo del inicio del talón, no sea mayor

a la sexta parte de la base del estribo ($B/6$) y así repartir eficientemente la reacción del suelo a lo largo de la base del estribo

- b. Verificación al Deslizamiento: La resistencia factorada al deslizamiento corresponde a un componente friccional que actúa a lo largo de la base del estribo y un componente a causa de la presión del empuje activo del relleno
- c. Presiones de la base: la reacción del suelo generada por las cargas aplicadas (cargas generadas por el peso del puente) sobre muro no exceda el esfuerzo admisible del mismo.

2.9.2. Factores que causan debilidad en el estribo

a. Socavación

Los estribos al igual que los pilares, cuando se encuentran dentro de la corriente, alteran la reducción del ancho del río. Esta circunstancia debe ser tomada en cuenta cuidadosamente.

Durante las grandes avenidas los ríos adquieren el ancho que les corresponde y entonces pueden ocurrir graves fallas en los puentes, se muestra en la **figura 8**. (ARTURO ROCHA FELICES, 2008 pág. 23).

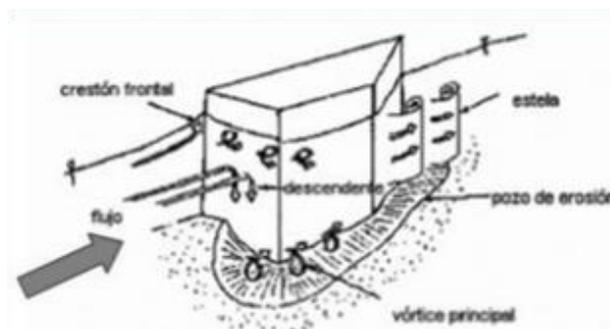


Figura 8. Sistema de vórtices durante la erosión de un estribo

Fuente: https://www.google.com/search?biw=1366&bih=657&tbn=isch&sa=1&ei=R sSFXP3XAoO55gKco6iwBA&q=SOCAVACION+ARTURO+ROCHA&oq=SOCAVACION+ARTURO+ROCHA&gs_l=img.3...64784.67762..68030...0.0..0.0.0.....1... .1..gws-wiz-img.iuj75gqLi6M#imgrc=1-OinU_KipfxIM:

b. Erosión

Están sometidos a la erosión los elementos de la subestructura, para el puente losa solo los estribos, que se encuentra en el curso del río.

Ocurre en las profundidades del río en los períodos de máximas avenidas o inundaciones, el incremento de las velocidades del agua tiene la capacidad de un mayor arrastre de materiales a su paso, reduciendo el nivel del fondo. Se deduce entonces que la erosión es proporcional al incremento del nivel de agua del río; se ilustra en la **figura 9**.

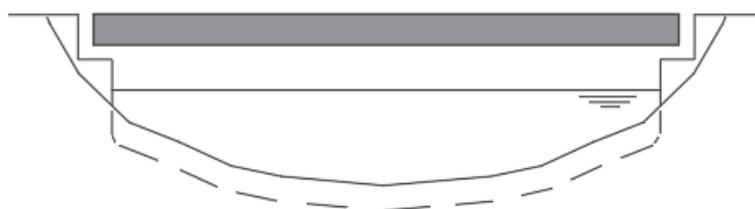


Figura 9. Erosión durante avenidas
Fuente: Elaboración propia

2.10. Líneas de Influencia

El método de las líneas de influencias está dirigido para cargas vivas en constantes movimientos, como es el caso de la presente tesis, un puente recorrido por un vehículo, cumpliendo así un papel importante para el diseño de puentes.

Las líneas de influencia se emplean en el análisis estructural de cargas de impacto. La búsqueda de las magnitudes máximas, momentos, cortes, en los apoyos y ubicación crítica a lo largo del tramo, es vital en el análisis estructural; con este propósito se diseñaron las líneas de influencia, son representaciones gráficas de esfuerzos o reacciones independientes de los sistemas de carga que puedan afectar al elemento estructural en puntos específicos durante el recorrido de un móvil sobre el

puede ser el caso, debido a una carga unitaria dispuesta en distintos puntos de ubicación.

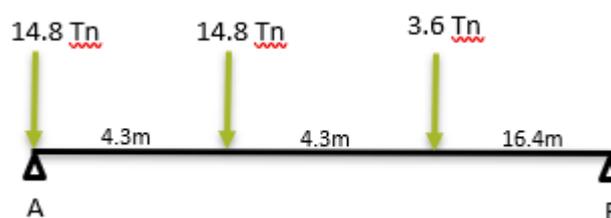
Por otro lado, el Ing. Ricardo Claros, manifiesta que, si una estructura está sometida a una carga viva o móvil, la variación de la fuerza cortante y del momento flector se define mejor usando la línea de influencia; que representa el efecto de una carga móvil unitaria sólo en un punto específico sobre un miembro, mientras que los diagramas de fuerza cortante y momento representan el efecto de cargas fijas en todos los puntos a lo largo del eje del miembro en todas las secciones.

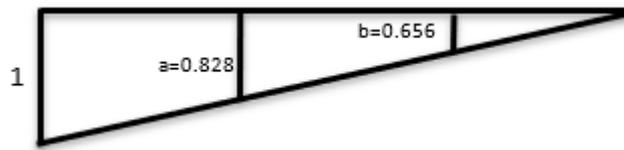
Es tedioso establecer reglas o fórmulas para poder determinar las fuerzas cortantes y momentos máximo de los elementos simplemente apoyados o en voladizo; sin embargo, una manera elemental es calcular las ecuaciones para cada punto a lo largo del elemento, esos valores dan una “envolvente” cuando se grafican, de estos resultados pueden encontrarse los valores máximos absolutos para fueras y momentos, así como recomienda las envolventes y ecuaciones para dos y tres tramos con voladizo el ingeniero Arturo R. Serquén. A continuación, se realiza un ejemplo.

Ejemplo Aplicativo:

Calcular la fuerza cortante máxima y momento máximo del camión de diseño para una carga viva HL-93, con las líneas de influencia, en una luz de puente de 25 m.

Para el cálculo de la fuerza máxima





Por semejanza se formula la siguiente ecuación:

Para el cálculo de “a”

$$\frac{1}{25 \text{ m}} = \frac{a}{(25 \text{ m} - 4.3 \text{ m})}$$

$$a = 20.7 \text{ m} / 25 \text{ m}$$

$$a = 0.828$$

Para el cálculo de “b”

$$\frac{1}{25 \text{ m}} = \frac{b}{(25 \text{ m} - 4.3 \text{ m} * 2)}$$

$$a = 16.4 \text{ m} / 25 \text{ m}$$

$$a = 0.656$$

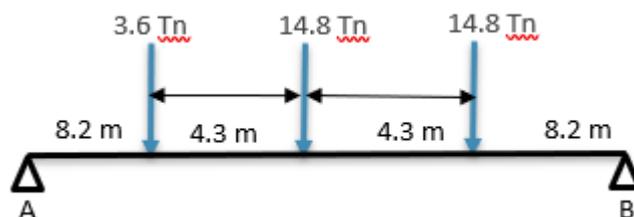
Luego se procede a calcular VA:

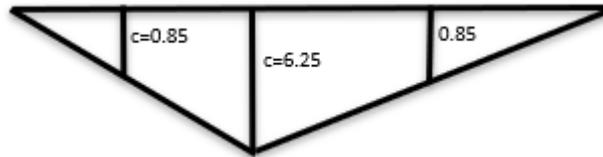
Va: fuerza cortante en A

$$V_a = 14.8 \text{ Tn} * 1 + 14.8 \text{ Tn} * 0.828 + 3.6 \text{ Tn} * 0.656$$

$$V_a = 29.416 \text{ Tn}$$

Para el cálculo del momento máxima





Para el cálculo de “x”

$$x = \frac{12.5m * 12.5m}{25m}$$

$$x=6.25$$

Para el cálculo de “c”

$$\frac{6.25}{12.5 m} = \frac{c}{8.2 m}$$

$$a=4.10$$

Luego se procede a calcular Mmax:

$$M_{\text{camión}} = 3.6 \text{ Tn} * 4.10\text{m} + 14.8\text{Tn} * 6.25\text{m} + 14.8\text{Tn} * 4.10\text{m}$$

$$M_{\text{camión}} = 167.94 \text{ Tn} * \text{m}$$

2.11. Método Lrfd (Load And Resistance Factor Desing):

Es un método de diseño que emplea factores de carga y resistencia, publicada en junio de 1994 – siendo la primera edición AASHTO LRFD, siendo este método considerado en el Manual de Puentes del MTC.

Es un procedimiento de diseño probabilístico donde sus elementos se determinan por medio de un análisis elasto – plástico en los estados límites de resistencia y correspondientes a otros eventos extremos, para aprovechar el 100% de la ductilidad del material y así reducir costos de construcción. El objetivo de este método es *aumentar las cargas* con un factor de modificación de carga y *reducir la resistencia*

con un factor de reducción de resistencia, este principio de la filosofía de la LRFD se puede reducir con la siguiente expresión:

$$n * \sum y_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r$$

Q_i : *Efectos de las cargas*

R_n : *Resistencia Nominal*

n : *Factor de modificación de carga*

y_i : *Factor de carga*

ϕ : *Factor de reducción de resistencia*

Los factores de carga han sido calibrados por ensayos de diseño para proporcionar un nivel de seguridad alto y uniformes para puentes nuevos.

2.12. Estados Límites

Para los puentes existen cuatro estados límites que se detallan a continuación.

- a. **Estado Límite de Servicio:** Este servicio puede implicar un mal funcionamiento de la estructura sometidas a cargas z el agrietamiento, se considera la combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en las superestructuras de hormigón pretensado, a continuación, se observa en la **figura N° 10** los agrietamientos en la parte traccionada de la losa.

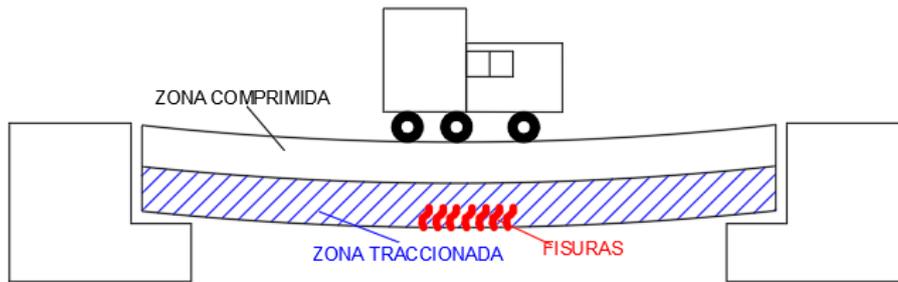


Figura 10. Estado Límite de servicio de un puente, que produce deflexiones
Fuente: Elaboración propia

- b. **Estado Límite Resistencia:** Establecido para proveer suficiente resistencia y estabilidad frente a combinaciones de carga que se esperan actúen durante la vida del puente, y se clasifican en 5 tipos de resistencia según el Ing. Ronald Gómez, que a continuación se describen cada una de ellas:
- a) **Resistencia I:** es la combinación de carga básica que representa el uso vehicular normal del puente sin la presencia de viento.
 - b) **Resistencia II:** combinación de cargas que representa el uso del puente permitiendo el paso restringido de vehículos especiales sin la presencia de viento.
 - c) **Resistencia III:** combinación de carga relacionada con el puente expuesto a vientos con velocidades mayores a 90Km/h, sin la presencia de carga viva.
 - d) **Resistencia IV:** se representa con la combinación de carga relacionada con puentes de gran longitud, donde la relación del efecto de carga muerta a carga viva es elevada.
 - e) **Resistencia V:** combinación de cargas relacionadas con el uso de vehículos normales del puente con una velocidad de viento de 90 Km/h.



Figura 11. Puente Tacoma con 1600 m de luz

Fuente:https://www.google.com/search?biw=1366&bih=657&tbm=isch&sa=1&ei=WdGFXIDuE8_m5gL9zJmYAw&q=puente+tacoma&og=puente+tacoma&gs_l=img.3...244851.246568..247310...0.0..0.0.0.....1....1..gws-wiz-img.NMqWCC5nqow#imgrc=3lJcp3uj5hweSM:

El puente Colgante de Tacoma – EE. UU, con un claro de 1600 metros el 07 de noviembre de 1940, cuatro meses después de su inauguración colapsó ante un evento de viento de 68 Km/h, siendo éste el factor principal para ocasionar un fenómeno llamado “resonancia” donde, la frecuencia del puente adquirida a causa del viento fue igual a la frecuencia natural del puente, en la **figura 11** se observa el puente Tacoma.

- a) **Estado límite de fatiga y fractura:** Tiene como objetivo establecer restricciones en el rango de esfuerzos causados por el camión o tándem de diseño, que depende del número de recorridos en el rango durante la vida útil del puente, se observa en la **figura 12**.

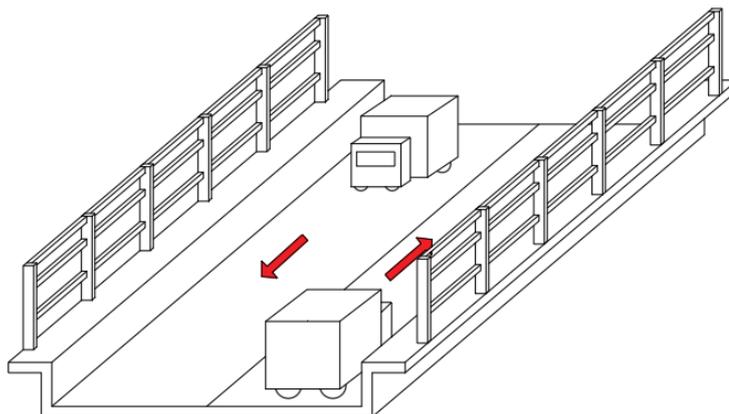


Figura 12. Estado último de un puente, que produce grietas
Fuente: Elaboración propia

b) **Estado límite de evento extremo:** Relacionado con la supervivencia estructural del puente ante eventos extremos que puedan darse durante el periodo de vida del puente, la probabilidad de ocurrencia de estos eventos es baja, por lo tanto, la aplicación se clasifica en dos partes y son:

- i. **Evento extremo I:** Combinación de cargas relacionada con el sismo, incluye también el empuje a consecuencia de las crecidas y fricción.
- ii. **Evento extremo II:** Combinación de carga que incluye la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos.



Figura 13. Puente Oaxaca que colapsó por terremoto en México el 2017
Fuente: <https://www.eluniversal.com.mx/estados/cae-puente-en-el-istmo-tras-sismo-en-oaxaca-tenia-danos-de-temblor-anterior>

El 2017 en la ciudad de México se presencié el colapso total del puente Oaxaca debido a un sismo de 8.2 en la escala de Rither; se presume que el estudio de riesgo sísmico no fue correctamente elaborado. (El Comercio, 2017).

El colapso del puente que se observa en la **figura 13**, se considera un evento extremo I, del Estado límite de evento extremo.

2.13. Proceso Constructivo de un Puente

Para la ejecución de la estructura se sigue un orden de procesos que a continuación se describen:

- i) **Las obras preliminares:** En esta etapa del proceso de construcción se realiza el trazo y replanteo del proyecto, limpieza de la zona donde se ejecutará la construcción.
- ii) **Movimiento de tierra:** Se realiza las excavaciones masivas realizadas con maquinarias, relleno y compactado con el material de préstamo y/o material propio; el encauzamiento provisional del curso del río y eliminación del material excedente.
- iii) **Obras de concreto simple y armado:** Es la etapa fundamental en la construcción de la estructura del puente losa y viga losa, ya que cada uno de sus elementos (tablero, estribo y vigas) están contruidos en base al acero y concreto (concreto armado).

A continuación, se detalla el proceso de construcción de cada elemento que contempla esta partida:

Estribo

- Encofrado y desencofrado de zapata del estribo (m2)
- Encofrado y desencofrado del estribo (m2)
- Acero corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (kg)
- Concreto armado en estribo (m3)

En la figura 14 se realiza el encofrado del estribo del puente Otalo.



Figura 14. Encofrado del estribo del puente San Gregorio de Otalo

Fuente:

https://www.google.com/search?q=puente+San+Gregorio+de+Otalo&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwjB3enWtvvgAhXbJTQIH4oAI4Q_AUIDigB&biw=1366&bih=608#imgc=6_reOVxqP2JXyM:

Losa y Viga

- Encofrado y desencofrado de zapata del estribo (m2)
- Encofrado y desencofrado del estribo (m2)
- Acero corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (kg)
- Concreto armado en estribo (m3)

En la **figura 15** se observa el vaciado del concreto en la losa



Figura 15. Vaceado del tablero con concreto en un puente losa

Fuente:

https://www.google.com/search?biw=1366&bih=608&tbm=isch&sa=1&ei=GgiHXP S4DpDi_Aan5JKYBQ&q=vaceado+de+puente&oq=vaceado+de+puente&gs_l=img.3...43864.46619.46875...0.0..0.159.2385.0j17.....1....1..gws-wiz-img.....0j0i67j0i10j0i5i30j0i10i24j0i24.q2whJ6J9VW1#imgrc=jRH1BHZ66KHnzM:

- i) **OTROS:** En esta partida se puede considerar:
 - a) Relleno de las juntas
 - b) Carpeta asfáltica
 - c) Señalización

- ii) **LIMPIEZA Y ENCAUSAMIENTO DEL RIO:** Una vez de terminar la construcción del puente se realiza la limpieza final y encausamiento original del rio.

2.14. Situación Actual de la Población:

El anexo de Azapampa y otros anexos aledaños del Distrito de Chilca, se encuentran inmersos como un pueblo rural, sin embargo, las condiciones y características de la zona hacen que puedan estar distinguidas como pueblo urbano, estas características se ven reflejada en todo el ámbito del anexo de Azapampa y aledaños.

Las viviendas están construidas de material rústico (adobe y tapia con coberturas de tejas andinas) y algunos de material noble (concreto y ladrillo), los pisos interiores son de tierra afirmada y/o compactada.

La característica que presenta la población es la concentración de viviendas alrededor de la vía, así como del puente en estudio. La población del anexo de Azapampa y alrededores cuentan con servicios básicos de agua, electrificación y teléfono de un 95% a excepción del servicio de desagüe, la población también cuenta con una posta médica además de tener centros educativos de inicial, primaria y secundaria, en vías de desarrollo, y recientemente el colegio fe y alegría a favor de la población.

La principal actividad que realizan los pobladores del anexo de Azapampa es la agricultura, siendo éste el sustento familiar.

CAPITULO III

METODOLOGIA

3.1. Metodología y Alcances de la Investigación

3.1.1. Método de la Investigación

A. Método general o teórico de la investigación

El método general empleado es Hipotético – Deductivo, ya que desde la teoría se deduce las características comparativas del comportamiento estructural de los sistemas planteados frente a sucesos diarios y a eventos naturales que se presentan en la realidad.

B. Método específico de la investigación

Se utilizó el método de análisis, para determinar las características de respuesta de los elementos del puente frente a eventos naturales de los sistemas estructurales planteados y poder comparar los resultados.

3.1.2. Alcances de la investigación

A. Tipo de investigación

En cuanto a su finalidad es aplicada, según el énfasis del manejo de datos es cuantitativa porque se basó en estudios previos y establecidos por el Manual de puentes.

B. Nivel de investigación

Nivel descriptivo comparativo, porque se da a conocer las características de dicha investigación.

3.1.3. Diseño de la Investigación

a. Tipo de diseño de investigación.

El diseño de la investigación es No Experimental, pues no se puede manipular deliberadamente las variables independientes.

b. Técnicas utilizadas en la recolección de datos

La investigación utilizó dos técnicas que consisten en el acopio de datos primarios, revisión bibliográfica de datos y el procedimiento de la información.

c. Instrumentos utilizados en la recolección de datos

Los instrumentos utilizados son varios, a continuación, se indica cada instrumento utilizado en la **tabla 3**.

Tabla 3.
Técnicas e instrumentos utilizados en la investigación

Técnica	Instrumento
Acopio de datos Primarios	Revisión del Reglamento Nacional de Edificaciones.
	Revisión del Manual de puentes
Observación de los datos	Estudios de mecánica de suelos realizados.
Procesamiento de la Información	Pre-dimensionamiento de los elementos estructurales.
	Diseño de los elementos estructurales del puente losa y viga
	Modelamiento de las estructuras en el programa CS BRIDGE.
	Resultados de la investigación.

Fuente: Elaboración propia

3.2. Elección del Tipo de Puente:

Para la elección de la nueva infraestructura se tuvo en cuenta:

- a. La localización en cuanto al sitio de alineamiento, pendiente, rasante.
- b. Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- c. Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, cause de la corriente y topografía del lugar.

3.3. Tipo de Camión y Carril Para Utilizar

Para la presente tesis se va a utilizar el camión **tipo HL-93**, según especifica el Manual de Puentes, cuyas siglas significan “HIGHWAY LOAD” o CARGA DE CARRETERA en español, y 93 hace referencia al año de su desarrollo por el AASHTO-LRFD, es el ya conocido anteriormente, el HS20-44 (camión), con una combinación de camión o tándem de carga y una carga repartida de 0.97 Tn/m, de tal manera que se dé una acción simultánea, El AASHTO-LRFD analizó momentos, que dicha combinación da como resultado más uniformes con tendencias constantes.

A continuación, se presenta el camión de diseño, tándem de diseño (cargas de diseño) y la carga del carril o carga distribuida.

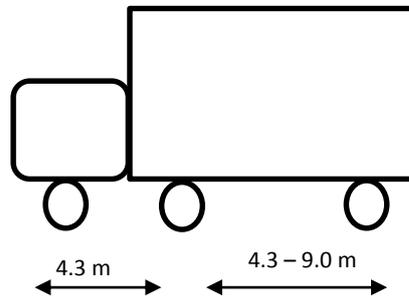


Figura 16. Camión de diseño HL-93
Fuente: Elaboración propia

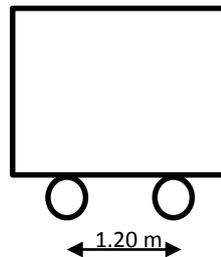


Figura 17. Tándem de diseño
Fuente: Elaboración propia

Camión de Diseño: Las cargas y los espaciamientos de los ejes y las ruedas se muestra en la **Figura 16** la separación de los ejes con carga de 14.80 Tn entre los límites de 4.30 y 9.00.

Tándem de diseño: Consiste en un par de ejes de 11.2 Tn espaciados a 1.20 m y el espacio transversal entre ruedas es de 1.80 m, como se muestra en la **figura 17**.

Sobrecarga: Según el manual de puentes se considera una sobrecarga de 0.97 Tn/m para los diseños a realizar.

3.4. Vehículos de Circulación Nacional

En el Perú existen diversas configuraciones de vehículos que transitan en la actualidad, por ello se da a conocer según su composición y configuración, siendo:

C: Camión

T: Tractor

R: Remolque

S: Semiremolque

B: Bus

Cabe mencionar en el distrito de Chilca, en el puente proyectado sobre el río Aly, solo transitan vehículos menores (taxi, camionetas, combi, entre otros) y pocas veces los que tienen una configuración C2, a causa de la existencia del puente de madera construido artesanalmente.

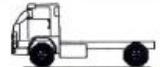
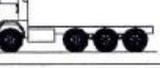
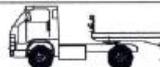
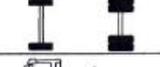
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Eje Delant	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)
				Conjunto de ejes posteriores				
				1º	2º	3º	4º	
C2		12,30	7	11	---	---	---	18
C3		13,20	7	18	---	---	---	25
C4		13,20	7	23 ⁽¹⁾	---	---	---	30
8x4		13,20	7+7 ^(B)	18	---	---	---	32
T2S1		20,50	7	11	11	---	---	29
T2S2		20,50	7	11	18	---	---	36
T2Se2		20,50	7	11	11	11	---	40

Figura 18. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

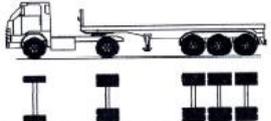
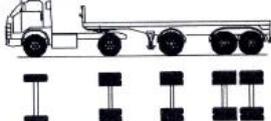
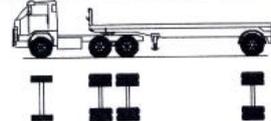
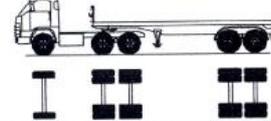
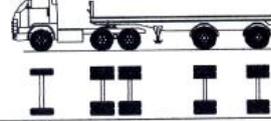
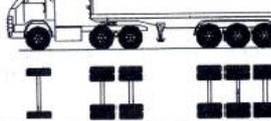
T2S3		20,50	7	11	25	---	---	43
T2Se3		20,50	7	11	11 ⁽⁴⁾	18	---	47
T3S1		20,50	7	18	11	---	---	36
T3S2		20,50	7	18	18	---	---	43
T3Se2		20,50	7	18	11	11	---	47
T3S3		20,50	7	18	25	---	---	48 ⁽²⁾

Figura 19. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

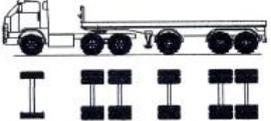
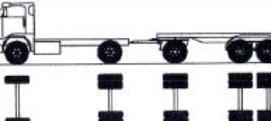
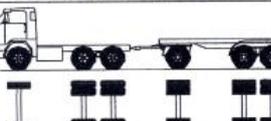
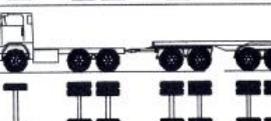
T3Se3		20,50	7	18	11 ⁽³⁾	18	---	48 ⁽²⁾
C2R2		23,00	7	11	11	11	---	40
C2R3		23,00	7	11	11	18	---	47
C3R2		23,00	7	18	11	11	---	47
C3R3		23,00	7	18	11	18	---	48 ⁽²⁾
C3R4		23,00	7	18	18	18	---	48 ⁽²⁾

Figura 20. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

C4R2		23,00	7	23 ⁽¹⁾	11	11	—	48 ⁽²⁾
C4R3		23,00	7	23 ⁽¹⁾	11	18	—	48 ⁽²⁾
8x4R2		23,00	7+7 ⁽²⁾	18	11	11	—	48 ⁽²⁾
8x4R3		23,00	7+7 ⁽²⁾	18	11	18	—	48 ⁽²⁾
8x4R4		23,00	7+7 ⁽²⁾	18	18	18	—	48 ⁽²⁾
C2RB1		20,50	7	11	11	—	—	29

Figura 21. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

C2RB2		20,50	7	11	18	—	—	36
C3RB1		20,50	7	18	11	—	—	36
C3RB2		20,50	7	18	18	—	—	43
C4RB1		20,50	7	23 ⁽¹⁾	11	—	—	41
C4RB2		20,50	7	23 ⁽¹⁾	18	—	—	48
8x4 RB1		20,50	7+7 ⁽²⁾	18	11	—	—	43

Figura 22. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

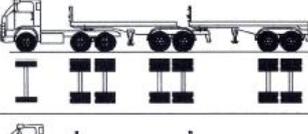
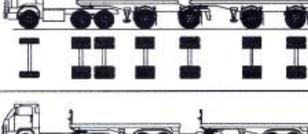
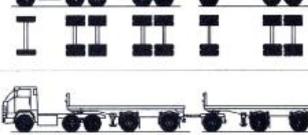
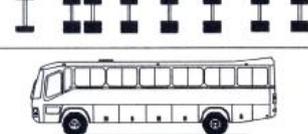
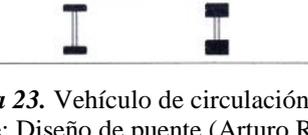
8x4 RB2		20,50	7+7 ⁽⁵⁾	18	18	---	---	48 ⁽²⁾
T3S2 S2		23,00	7	18	18	18	---	48 ⁽²⁾
T3Se2 Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11 + 11 ⁽³⁾	---	48 ⁽²⁾
T3S2 S1S2		23,00	7	18	18	11	18	48 ⁽²⁾
T3Se2 S1Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11	11 + 11 ⁽³⁾	48 ⁽²⁾
B2		13,20	7	11	---	---	---	18

Figura 23. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

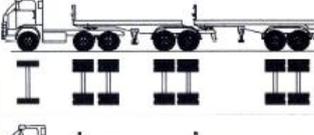
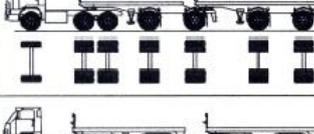
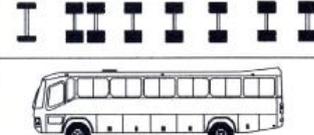
8x4 RB2		20,50	7+7 ⁽⁵⁾	18	18	---	---	48 ⁽²⁾
T3S2 S2		23,00	7	18	18	18	---	48 ⁽²⁾
T3Se2 Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11 + 11 ⁽³⁾	---	48 ⁽²⁾
T3S2 S1S2		23,00	7	18	18	11	18	48 ⁽²⁾
T3Se2 S1Se2		23,00	7	18	11 + 11 ⁽³⁾	11	11 + 11 ⁽³⁾	48 ⁽²⁾
B2		13,20	7	11	---	---	---	18

Figura 24. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

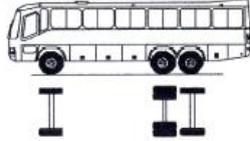
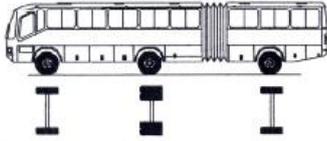
Configuración vehicular	Descripción gráfica de los vehículos	Long. Máx. (m)	Peso máximo (t)				Peso bruto máx. (t)	
			Eje Delant	Conjunto de ejes posteriores				
				1º	2º	3º		4º
B3-1		14,00	7	16	---	---	---	23
B4-1		15,00	7+7 ⁽⁵⁾	16	---	---	---	30
BA-1		18,30	7	11	7	---	---	25

Figura 25. Vehículo de circulación en el Perú
Fuente: Diseño de puente (Arturo Rocha, 2007)

3.5. Población y Muestra

- a. **Población:** La población está conformada por todos los puentes tipo losa y viga losa del Distrito de Chilca.
- b. **Muestra:** La muestra considerada será el puente tipo losa y viga losa en el puente sobre el río Aly en Chilca.

CAPITULO IV

DISEÑO DEL PUENTE LOSA

4.1. Identificación del Lugar

La zona del puente proyectado se encuentra en la calle Torre Tagle sobre el río Aly, con un ancho de cause de 12.00 metros, una altura de la parte superior a la profundidad de 2.55 metros, presenta una topografía plana y pendiente elevada debajo del puente. Los meses de mayor precipitación son en enero, febrero y marzo llegando hasta 86.53 mm, formando escorrentías por la impermeabilidad del suelo arcilloso que conforma la zona.



Figura 26. Lugar del puente proyectado en Chilca – Huancayo
Fuente: Elaboración propia

El suelo de la zona es limo arenoso de color marrón claro – beige hasta una profundidad de 2.00 metros, encontrando Napa freática 0.50 metros más profundo y posterior a ello existe roca firme según los estudios realizados por el laboratorio GEOZU, se muestra en la tabla 4.

Tabla 4.
Estudio Estratigráfico del lugar proyectado.

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACION	CONT. DE	DESCRIPCION Y CLASIFICACION DEL MATERIAL
	Símbolo	HUM (%)	
0.05 0.50 1.00 1.50 2.00	SM	9.90	Limo arenoso, de color marrón claro – beige, resistencia media de cementación media, plasticidad media.
2.05 2.50	NFA	-----	NIVEL FREÁTICO DE AGUA
2.55 3.00 3.50 4.00	ROCA	-----	ROCA IGNEA DE COLO INTRUSIVA, TEXTURA SUPERFICIAL GRANODIORITA

Fuente: Resultados del estudio del Laboratorio GEOZU

En este capítulo nos basamos en el Manual de Puentes y Reglamento Nacional de edificaciones que nos brinda las proceso para realizar el diseño de diferentes tipos de puentes.

4.2. Diseño del Puente Losa

4.1.1. Glosario

Para poder realizar un adecuado diseño del puente losa es necesario conocer la simbología de determinados términos que se describen a continuación

- DMF : diagrama de momento flector
- DFC : diagrama de fuerza cortante
- Cver : ancho de la vereda

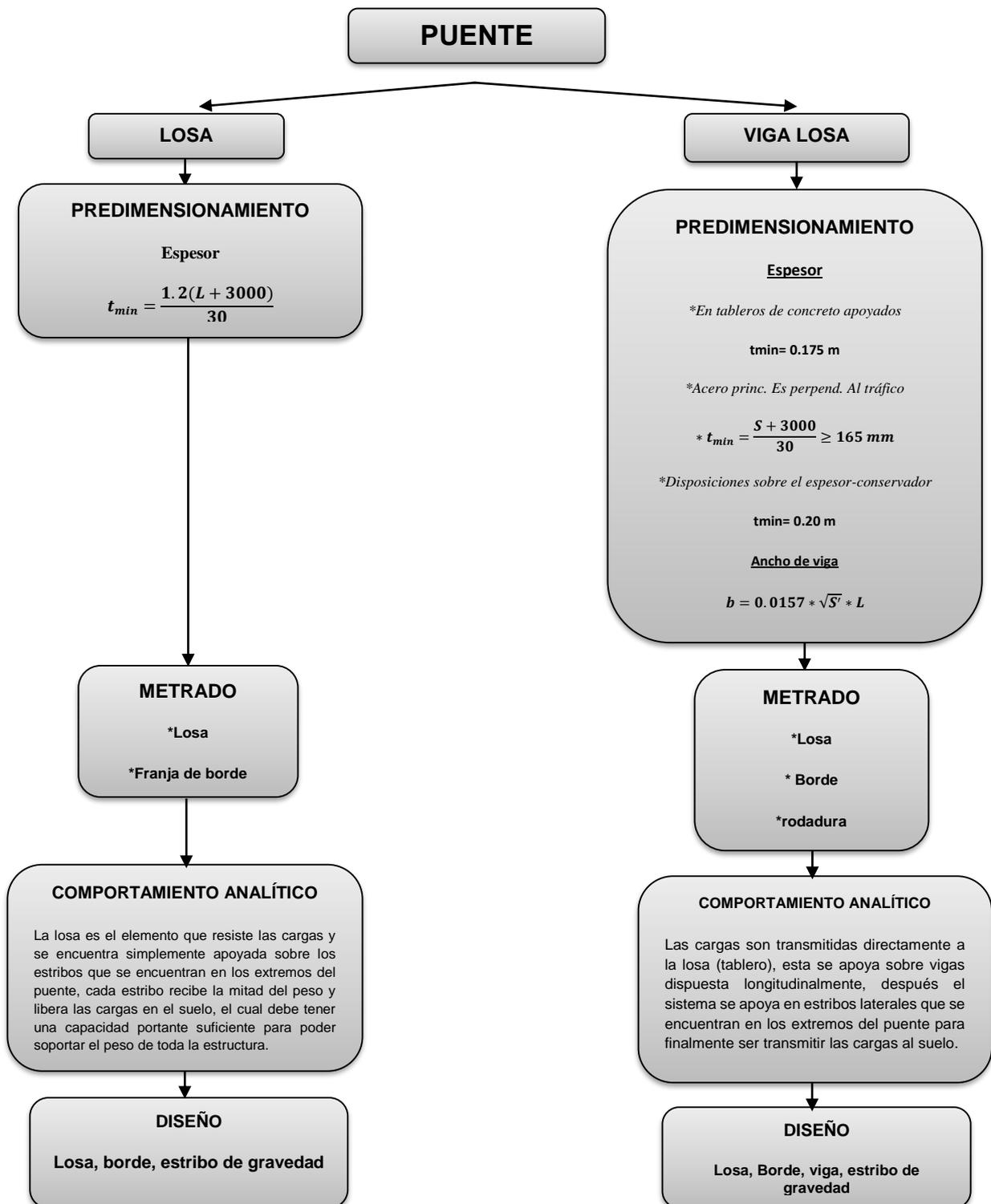
- A_s : área de acero
- L o S : luz del puente
- t_{min} : espesor de losa
- M_u : momento último
- M_n : resistencia Nominal
- m : metro lineal
- cm : centímetro
- T_n : tonelada
- ϕ : factor de resistencia para corte
- Φ : diámetro del acero
- c_{ver} : ancho de vereda
- C : distancia entre el eje neutro y la cara comprimida
- f'_c : resistencia a la compresión a los 28 días
- f'_y : tensión de fluencia especificada de armadura de compresión
- A_s temp : acero de temperatura
- A_s : área del acero
- W_{losa} : peso de la losa
- n_v : número de varillas
- St_p : factor del tipo de puente
- S_{max} : acero máximo
- $@$: separación entre acero
- Z : parámetro relacionado con el ancho de fisura
- S' : espaciamiento entre ejes de vigas
- E : ancho efectivo
- DC : Carga muerta
- LL : Carga viva
- MDC : momento de la carga muerta

- MDW : momento de la carga de asfalto
- MLL+IM : momento de la carga viva
- M_{cr} : resistencia de rotura
- f_r : módulo de rotura
- R : reacción del apoyo debido a cargas de rueda concentradas
- W : ancho total
- W₁ : ancho menor
- NL : número de vías
- n_v : número de varillas
- z : distancia del centro del acero más el recubrimiento
- Z : parámetro relacionado con el ancho de fisura
- L₁ : luz menor
- I : momento de inercia de la viga
- M_s : momento de servicio
- f_{sa} : esfuerzo máximo del acero
- E_s : elasticidad del acero
- E_c : elasticidad del concreto
- A_{st} : relación modular área de acero
- f_s : esfuerzo del acero bajo cargas de servicio
- E_{borde} : ancho de borde
- BP : longitud de base de la carga de rueda extendida
- b : base de viga del puente
- h : altura de viga del puente
- d : distancia de la fibra extrema comprimida al centro del acero
- θ : ángulo de inclinación de las tensiones de compresión
- P_{diaf} : Peso puntual de diafragma
- g : factor de distribución

- β_1 : factor para el diagrama de tensiones
- γ_p : factor de carga
- EH : Empuje horizontal del suelo
- EV : Empuje vertical
- d : profundidad de la viga
- FR : fricción
- b : ancho del alma de una sección
- e : Excentricidad
- Z : Parámetro relacionado con el ancho de fisura
- S' : Espaciamiento entre ejes de vigas
- \emptyset : ángulo de fricción interno
- δ : ángulo de fricción entre el suelo y muro
- H : altura total del estribo
- d : altura de la base del estribo
- B : Ancho de base del estribo
- K_a : Coeficiente del empuje activo
- C_a : Empuje activo
- H_a : Empuje pasivo
- A_{zap} : Área de la zapata
- σ : Esfuerzo del suelo
- M_{cr} : Momento de agrietamiento en la sección
- R : Reacción del apoyo debido a cargas de rueda concentradas
- BP : Longitud de base de la carga de rueda extendida
- c : distancia del eje neutro al centro del acero
- T : Toneladas
- I : Inercia
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto

- E_s : Módulo de elasticidad del acero
- r : Recubrimiento
- f_s : factor de seguridad
- s_{max} : espaciamiento máximo
- M_{OL} : Momento negativo en el apoyo usando cargas de rueda
- M_L : Momento positivo ajustado para CV en un eje
- M_s : Momento de servicio.

4.3. Esquema del Proceso de Diseño del Puente Losa y Viga Losa



4.4. Geometría del Puente Losa

A continuación, se detalla las características geométricas del puente a diseñar en la **figura N° 25**.

- Longitud del puente (L) : 12.00 m
- N° de vías : 2
- Ancho de la vereda (Cver) : 0.90 m

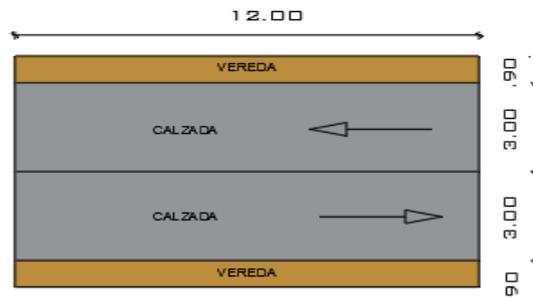


Figura 27. Vista en planta del puente losa a diseñar
Fuente: Elaboración propia

4.5. Materiales

Los materiales para usar y tienen las siguientes propiedades mecánicas del concreto armado.

- $f'c$: 280 Kg/cm²
- $f'y$: 4200 Kg/cm²
- Espesor de la carpeta asfáltica : 0.05 m
- Módulo de elasticidad (Ec) : 20000 MPa

4.6. Predimensionamiento

4.1.2. Losa

Para pre-dimensionar el espesor de la losa el Manual de Puentes recomienda lo estipulado a continuación:

$$t_{\min} = \frac{1.2 * (L + 3000)}{30} = 0.60 \text{ m}$$

4.7. Metrado de Cargas

Las cargas que actúan sobre la losa son cargas de tipo: carga muerta, carga viva, carga de impacto; como se explicó en el marco teórico, el puente losa posee dos componentes en la superestructura: como el tablero y el ancho de borde del puente, que tienen el comportamiento de una losa maciza unidireccional, el metrado de cargas se realizará para una longitud de 1m, a continuación, se detallan cada una de estas cargas principales que actúan sobre la estructura.

Carga muerta (DC): Es el peso de todos los materiales que conforman la estructura incluyendo el peso propio, son cargas permanentes.

Carga viva (LL): Son cargas variables y verticales, pueden ser; personas, vehículos u otras cargas móviles.

Carga de impacto (IM): También llamada carga móvil, que genera un efecto dinámico sobre la estructura y tiene una carga aplicable de poca duración.

Los cálculos se describen en la **tabla 5** a continuación:

Tabla 5.
Metrado de la franja interior y la franja de borde

DISEÑO DE LA FRANJA INTERIOR (tablero):	DISEÑO DE LA FRANJA DE BORDE:
CARGA MUERTA $W_{\text{losa}} = 0.60\text{m} * 1\text{m} * 2.4\text{T/m}^3 = 1.44 \text{ T/m}$	CARGA MUERTA (DC) $W_{\text{losa}} = 0.60\text{m} * 1\text{m} * 2.4\text{T/m}^3 = 1.44 \text{ T/m}$ $W_{\text{vereda}} = 0.25\text{m} * 0.9 * 2.4\text{T/m}^3 = 0.54\text{T/m}$
$W_{\text{asf}} = 0.05\text{m} * 1 * 2.25\text{T/m}^3 = 0.11\text{T/m}$	CARGA ASFALTO (DW) $W_{\text{asf}} = 0.05\text{m} * 1\text{m} * 2.25\text{T/m}^3 = 0.11\text{T/m}$

Fuente: Elaboración Propia

4.8. Análisis Estructural

El objetivo de un análisis estructural es determinar los valores de las cargas de diseño como el DMF y DFC, fuerzas internas y así obtener las cargas de diseño llamada también cargas últimas y finalizar con el diseño del concreto armado.

En el caso del puente losa, se comporta como una losa maciza unidireccional, su idealización se observa en la **tabla 6**, siendo una estructura isostática, y para el cálculo de los momentos flectores y fuerzas cortantes es necesario la ecuación de equilibrio:

Tabla 6.
Resumen de momentos de la franja interior y de borde

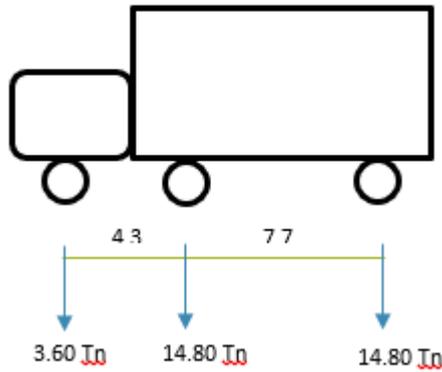
GRÁFICOS	MOMENTOS - VALORES	
IDEALIZACION	FRANJA INTERIOR (tablero)	FRANJA DE BORDE
	<u>CARGA MUERTA:</u> $M_{DC} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$ <ul style="list-style-type: none"> Mlosa= 25.92 T-m 	<u>CARGA MUERTA:</u> $M_{DC} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$ <ul style="list-style-type: none"> Mlosa= 35.64 T-m
	<u>CARGA DE RODADURA:</u> $M_{asf} = \frac{W_{asf} * L^2}{8}$ Masf= 2.03 T-m	<u>CARGA DE RODADURA:</u> $M_{DC} = \frac{W_{asf} * L^2}{8}$ Mlosa= 0.91 T-m
	<u>CARGA VIVA:</u> MLL+IM=99.23 Ancho crítico=3.26 $M_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{E}$ MLL+IM= 30.44 T-m/m	<u>CARGA VIVA:</u> $M_{LL+IM} = \left(\frac{M_{max.s/c}}{2} * 1.33 \right) + \left(M_{carril} * \left(\frac{S_{lp} + \frac{E_{borde}}{2}}{b_{carril}} \right) \right)$ $M_{LL+IM} = \left(\frac{\dots}{E_{borde}} \right)$ MLL+IM= 24.98 T-m

Fuente: Elaboración Propia

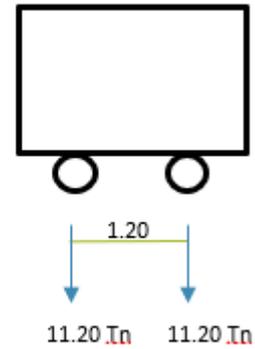
En el ítem 3.4 se mencionó las características del tándem y camión, ahora se procede a poner las cargas y espaciamiento del vehículo de diseño y posteriormente se realizará el análisis estructural para calcular los momentos últimos.

Carga del camión

*Veh. De diseño: Camión HL-93



* Tandem de diseño:



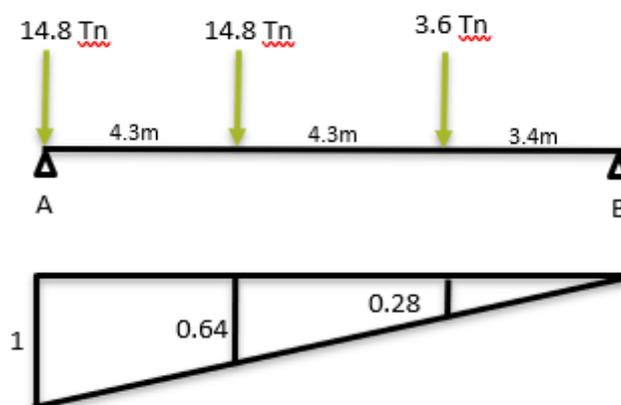
El peso total es la suma de las cargas del vehículo de diseño.

$$P_{total} = 33.20 \text{ Tn}$$

$$P_{total} = 22.40 \text{ Tn}$$

*Cálculo de cortante máximo: la cortante máxima según el gráfico de la línea de influencia se encuentra en el apoyo "A", donde se trabaja con la carga móvil unitaria que desciende proporcionalmente a la distancia, y la cortante máxima del vehículo o tándem de diseño se obtiene con la suma de los productos de la carga y la carga móvil unitaria.

Por vehículo de diseño

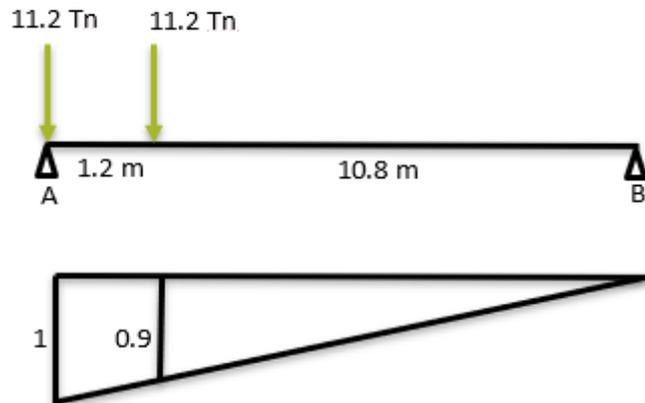


Va: fuerza cortante en A

$$V_a = 14.8 \text{ Tn} \cdot 1 + 14.8 \text{ Tn} \cdot 0.64 + 3.6 \text{ Tn} \cdot 0.28$$

$$V_a = 25.32 \text{ Tn}$$

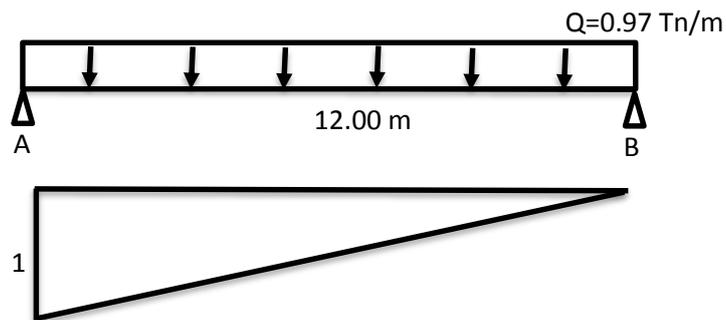
Por tándem de diseño



$$V_a = 11.2 \text{ Tn} \cdot 1 + 11.2 \text{ Tn} \cdot 0.9$$

$$V_a = 21.28 \text{ Tn}$$

Por carga de carril



La cortante es igual en ambos apoyos, y se obtiene del semi producto de la carga distribuida (0.97 Tn/m) y la longitud de la luz del puente (12m).

$$V_a = (0.97 \text{ Tn/m}) \cdot 12 \text{ m}$$

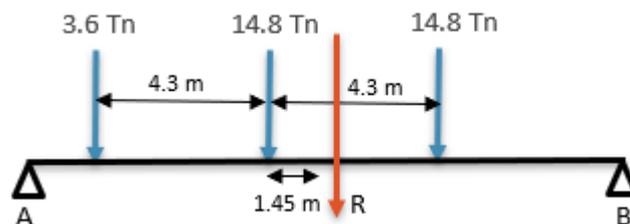
$$V_a = 5.82 \text{ Tn}$$

Por camión de diseño (Momento máximo)

*Cálculo de momento flector máximo: Se ubica el camión HL-93 a una distancia “x” el momento máximo se encuentra a una distancia “x”, y se calcula con la siguiente igualdad:

$$X*(3.6\text{Tn} + 14.8\text{ Tn} + 14.8\text{Tn}) = 4.3\text{m}*(14.8\text{ Tn}) + 8.60\text{m}*(3.6\text{ Tn})$$

$$X=2.85\text{ m}$$

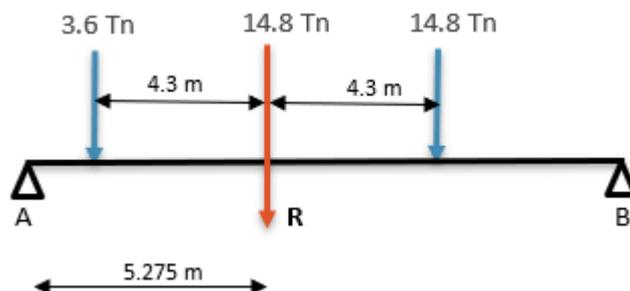


$$x = \frac{L - e}{2}$$

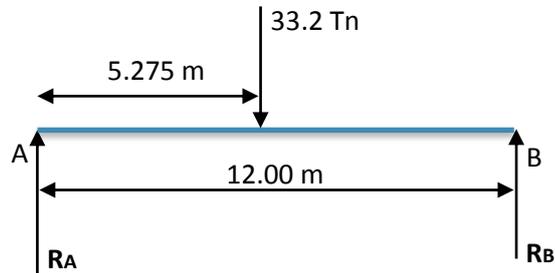
$$x = \frac{12 - 1.45}{2}$$

$$x = 5.275\text{ m}$$

Una vez obtenido la distancia donde se genera el momento máximo se procede a calcular dicho momento.



Cálculo de las reacciones en los apoyos “A” y “B”, se suman las tres reacciones de las ruedas del camión.



Se toma momento en “A”.

$$(33.2 \text{ Tn}) \cdot (5.275 \text{ m}) = R_B \cdot (12.00 \text{ m})$$

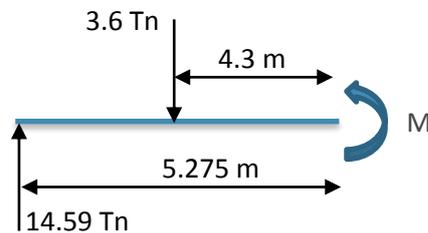
$$R_B = 18.61 \text{ Tn}$$

Igualdad de la suma de las fuerzas, y se reemplaza el valor de RB, en la siguiente ecuación:

$$R_A + R_B = 33.2 \text{ Tn}$$

$$R_A = 14.59 \text{ Tn}$$

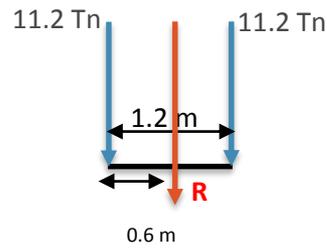
Luego se calcula el momento a la distancia 5.275 m



$$14.59 \cdot (5.275 \text{ m}) = (3.6 \text{ Tn}) \cdot (4.3 \text{ m}) + M$$

$$M = 61.48 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

Por tándem de diseño

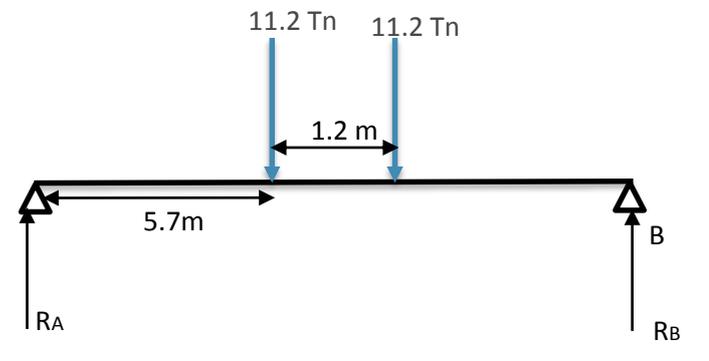


$$x = \frac{L - e}{2}$$

$$x = \frac{12 - 0.60}{2}$$

$$x = 5.7 \text{ m}$$

Ahora se ubica la carga a 5.7 m y se calcula las reacciones en los apoyos “A” y “B”, se suman las tres reacciones de las ruedas del camión.



Se toma momento en “A”.

$$(5.7\text{m}) \cdot (11.2 \text{ Tn}) + (5.7\text{m} + 1.2\text{m}) \cdot (11.2 \text{ Tn}) = R_B \cdot 12$$

$$R_B = 11.76 \text{ Tn}$$

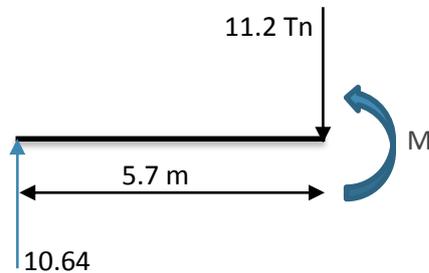
Igualdad de la suma de las fuerzas, y se reemplaza el valor de RB, en la siguiente ecuación

$$11.2 \text{ Tn} + 11.2 \text{ Tn} = R_A + R_B$$

$$11.2 \text{ Tn} + 11.2 \text{ Tn} = R_A + 11.76 \text{ Tn}$$

$$R_A = 10.64 \text{ Tn}$$

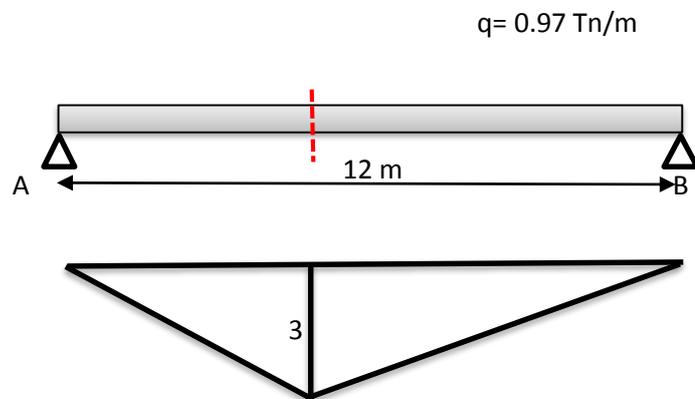
Luego se calcula el momento a la distancia 5.7 m, siendo el mayor momento.



$$10.64 * (5.7 \text{ m}) = M$$

$$M = 60.648 \text{ Tn} * \text{m}$$

Por carga de carril: el momento flector es igual en ambos apoyos, y se obtiene del producto de la carga distribuida (0.97Tn/m), la longitud de la luz del puente (12m) y el valor de la carga del móvil (3).



$$M_{\text{carril}} = 17.46 \text{ Tn} * \text{m}$$

Se elige el resultado del momento crítico (por ser conservador) entre el tándem de diseño y el camión de diseño sumado, que es afectado por el 33% de la fuerza de impacto sumado el momento del carril. Este momento será el mismo para ambos casos de puente.

$$MLL = (61.48 \text{ T}\cdot\text{m}) * 1.33 + 17.46 \text{ Tn}\cdot\text{m}$$

$$MLL = 99.23 \text{ T}\cdot\text{m}$$

CALCULO DEL ANCHO INTERIOR (E)

Antes de proceder al diseño es necesario conocer el ancho específico por carril o ancho efectivo que es la distancia reducida y afectada por la carga de la rueda del camión, en donde se asume que los esfuerzos longitudinales están uniformemente distribuidos y tienen por resultante la misma fuerza., para su cálculo se evalúa dos condiciones

Condición 1: Ancho efectivo para dos carriles, se ubicó en ambos carriles un tándem al mismo tiempo para poder saber cuánto es el ancho efectivo.

$$E = 2100 + 0.12 * \sqrt{L_1 W_1} \leq W/N_L$$

$$E = 2100 + 0.12 * \sqrt{12000 * 7800} \leq 7200/2$$

$$E = 3260.97 \text{ mm}$$

$$E = 3.26 \text{ m} \leq 3.90 \text{ m}$$

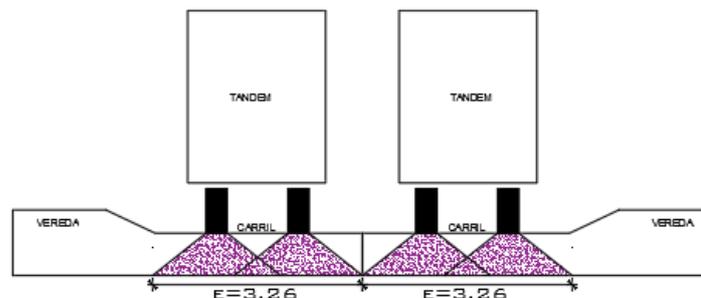


Figura 28. Ancho efectivo del tándem sobre la losa en dos carriles
Fuente: Elaboración propia

Condición 2: Ancho efectivo en el caso de un carril, se ubicó un tándem en un carril y el otro vacío para poder saber el ancho efectivo.

$$E = 250 + 0.42 * \sqrt{L_1 W_1}$$

$$E = 250 + 0.42 * \sqrt{12000 * 7800}$$

$$E = 4313.38 \text{ mm} = 4.31 \text{ m}$$

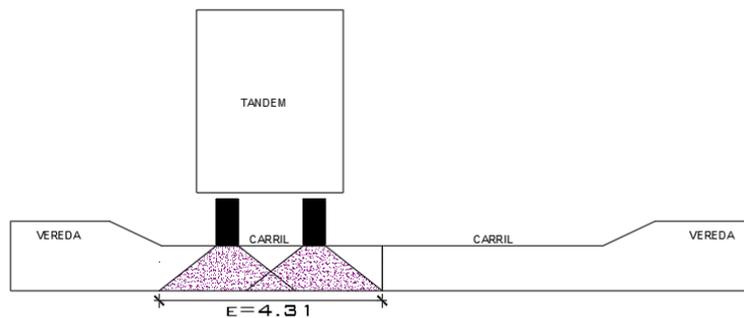


Figura 29. Ancho efectivo del tándem sobre la losa en un carril
Fuente: Elaboración propia

Se elige el ancho efectivo crítico (menor): $E = 3.26 \text{ m}$

ANCHO DE BORDE

$S_{TP} = 0.3$ depende del tipo de puente, para este caso puente losa

Tenemos:

$$E = 3.26 \text{ m}$$

$$E_{borde} = C_{ver} + S_{TP} + \frac{E/2}{2} \leq \frac{E}{2} \text{ ó } 1.80 \text{ como máximo.}$$

$$E_{borde} = 0.9 + 0.3 + \frac{3.26/2}{2} \leq \frac{3.26}{2} \text{ ó } 1.80 \text{ como máximo}$$

$$E = 2.02 \text{ m} \geq 1.63 \text{ m}$$

A continuación, se realiza las combinaciones de carga afectados por el factor de carga, de la granja interior y de borde, se muestra en la **tabla 7 y 8**.

Tabla 7.*Cuadro de resumen de momentos de franja interior*

CARGA	M(+) T-m	Yp (factor de carga)		
		Resist. I	Serv. I	Fatiga
DC	25.92	1.25	1.00	0.00
DW	2.03	1.50	1.00	0.00
LL+IM	30.43	1.75	1.00	0.75

Fuente: Elaboración Propia

$$M_u = 1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL+IM}$$

$$M_u = 88.69 \text{ T-m}$$

Tabla 8.*Cuadro de resumen de momentos de franja de borde*

CARGA	M(+) T-m	Yp		
		Resist. I	Serv. I	Fatiga
DC	32.54	1.25	1.00	0.00
DW	0.91	1.50	1.00	0.00
LL+IM	24.98	1.75	1.00	0.75

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo del acero

$$M_u = 1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL+IM}$$

$$M_u = 85.75 \text{ T-m}$$

4.9. Diseño de la Superestructura

Una vez que se obtienen los momentos últimos, se procede al diseño de acero.

DISEÑO DE UN PUENTE TIPO LOSA S/C=HL-93

DISEÑO DEL TABLERO

As. Principal paralelo al tráfico

Se utilizará $\phi 1"$, el recubrimiento 2.50 cm

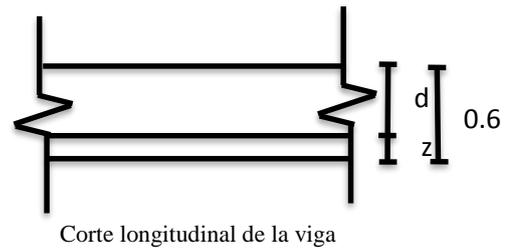
$$\Phi = 2.54 \text{ cm}$$

La suma del diámetro del acero y la mitad del recubrimiento (z)

$$z = \phi 1" + \frac{\phi 1"}{2}$$

$$z = 2.5\text{cm} + (2.54\text{cm}/2)$$

$$z = 3.77\text{cm}$$



Ahora se procede a calcular el peralte efectivo, siendo la diferencia entre el peralte total y “z”

$$d = 60\text{cm} - 3.77\text{cm}$$

$$d = 56.23 \text{ cm}$$

Luego se reemplaza los valores hallados y conocidos como: $f'y$, M_u y “d”.

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{99.23}{0.9 * f'y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = 49.2 \text{ cm}$$

A continuación, se reemplaza el valor obtenido en la siguiente ecuación.

$$a = \frac{A_s * f'y}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = 0.176 * A_s = 8.66 \text{ cm}$$

La separación será “S” para acero de 1”

$$1'' = 5.10 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = 0.10 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocará acero de 1” cada 10 cm

As. Máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $f'c > 280 * f'c / \text{cm}^2$, a continuación, se reemplaza el valor de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$, para cada ecuación.

$$* B_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{f'c * 280}{70}$$

$$B_1 = 0.85$$

$$* c \leq \frac{a}{B_1}$$

$$c = 10.19 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $c/de \leq 0.42$

$$c/de = 0.18 \leq 0.42 \quad \text{SI CUMPLE}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir al menos valor de 1.20 Mcr y 1.33 Mu.

$$f'r = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S \leq \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 60000.00 \text{ cm}^3$$

$$a) 1.20 * M_{cr} = 1.20 * f'r * S$$

$$f'r = 24.22 \text{ T-m}$$

$$b) 1.33 * Mu = 117.01 \text{ T-m}$$

As. De Distribución

Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

$$\%=15.98$$

$$\text{As. Repartido}=7.86 \text{ cm}^2$$

Se utilizará varillas de $\varnothing 5/8''$ separados:

$$A_{ac.} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S=0.25\text{m}$$

Por lo tanto, se colocará acero de $5/8''$ cada 25 cm

As. De temperatura

Para la losa del puente se coloca el acero de temperatura en una capa, si no cumple se podrá poner en dos capas para poder controlar los efectos de contracción y expansión del concreto mediante el acero de temperatura.

$$A_{T^\circ} = 0.0018 * A_g$$

$$A_{T^\circ} = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{T^\circ} * \text{capa} = 5.4 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Se utilizará varillas de $\varnothing 3/4''$ separados a:

$$A_{ac.} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = 0.52 \text{ cm} = 0.50 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 3 * t \quad \text{ó} \quad S_{\max} = 0.45$$

$$S_{\max} = 3 * 0.6 = 1.80$$

Por lo tanto $0.50 < 0.45$ NO CUMPLE, entonces elegimos el valor máximo permitido (0.45 m)

Por lo tanto, se elige por ser conservador el acero de 3/4" cada 30 cm

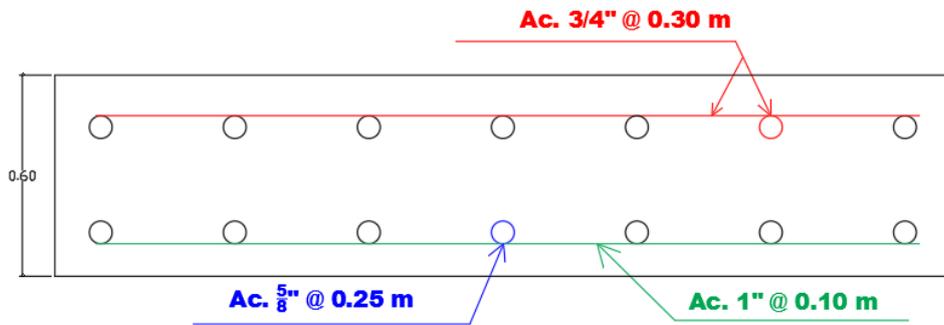


Figura 30. Corte longitudinal del tablero del puente tipo losa
Fuente: Elaboración propia

Control de fisuramiento mediante la distribución de acero

El código del medio ambiente ACI-350r-01, recomienda, verificar que el espaciamiento “s” de los aceros de refuerzo, no exceda del máximo especificado de acuerdo con las condiciones del medio ambiente.

Este espaciamiento se evalúa para el comportamiento de los muros, en etapa elástica bajo cargas de servicio y se estima un ancho de fisura y evitar la corrosión del acero

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60fy$$

Después de hallar "A", "z", reemplazamos en fsa

$$f_{sa} = \frac{30591.33}{(3.77 * 75.40)^{1/3}} \leq 0.60fy$$

$$f_{sa} = 4652.58 \text{ Kg/cm}^2$$

La suma del diámetro del acero y la mitad del recubrimiento (z)

$$z = \phi 1" + \frac{\phi 1"}{2}$$

$$z = 2.5 + \frac{2.54}{2}$$

$$z = 3.77 \text{ cm}$$

Reemplazamos el valor de “z” en la siguiente ecuación:

b: espacio del acero = 0.10 m y n_v : número de varillas = 1.00

$$A = \frac{(2z) * b}{n_v}$$

$$A = \frac{(2 * 3.77) * 0.10}{1.00}$$

$$A = 75.40 \text{ cm}^2$$

$$A = 75.40 \text{ cm}^2$$

Para parámetros relacionado con el ancho de fisuras “Z”, y para elementos en condición de exposición moderada

$$Z = 30000 \text{ N/mm}$$

Se realiza la conversión donde $1\text{N}=9.8067$; $1\text{MPa}=10.197 \text{ Kg/cm}^2$, obteniendo

$$Z = 30591.33 \text{ Kg/cm}$$

Ahora se calculará el esfuerzo del acero bajo las cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_s * c}{I}$$

$$M_s = (1 * MDC + 1 * MDW + 1 * MLL + IM)$$

$$M_s = (1 * 25.92 \text{ Tn-m} + 1 * 2.03 \text{ Tn-m} + 1 * 30.43 \text{ Tn-m})$$

$$M_s = 58.37 \text{ T-m}$$

Para un ancho tributario de 0.10m:

$$M_s = 58.37 * 0.10 = 5.84 \text{ T-m}$$

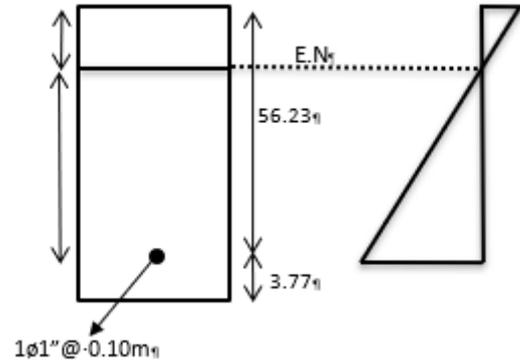
$$E_s = 200000 \text{ Mpa} = 2039400.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15344 * \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 256754.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 7.00$$



Área de acero transformada

$$A_{st} = \text{relación modular} * \text{Área de acero}$$

$$A_{st} = 35.7 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar “y”

$$10y(y/2) = 35.70 * (58.37 - y)$$

$$y = 17.15 \text{ cm}$$

$$c = 58.37 - y$$

$$c = 41.22 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisura

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I = 35.7 * 41.22^2 + \frac{(0.10)*(17.15)^3}{3}$$

$$I=77471.46 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{(M_s) * c}{I} * n$$

$$f_s = \frac{(58.37/10)*41.22}{77471.46} * 7$$

$$f_s=2173.9722 \text{ Kg/cm}^2 < 4652.58 \text{ Kg/cm}^2 \text{ SI CUMPLE}$$

A) DISEÑO DE FRANJA DE BORDE: El ancho de la losa sobre el cual actúa la carga de una rueda del camión.

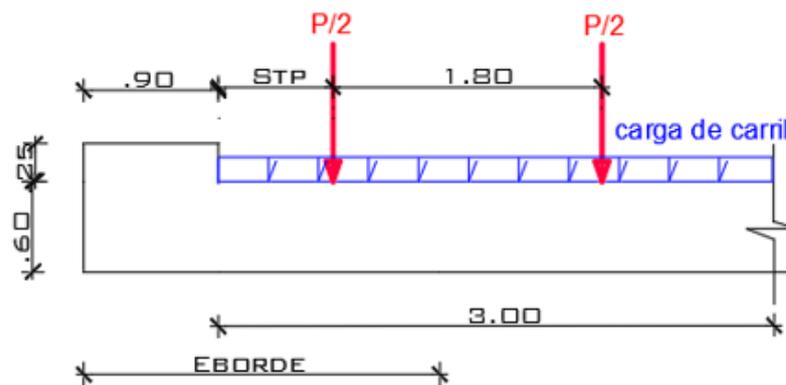


Figura 31. Franja de borde del puente losa
Fuente: Elaboración propia

Se utilizará ϕ 1", el recubrimiento 2.50 cm

Cálculo del acero

$$M_u = 1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1.25*(32.54 \text{ Tn-m}) + 1.50*(0.91 \text{ Tn-m}) + (1.75*24.98 \text{ Tn-m})$$

$$M_u = 85.75 \text{ T-m}$$

Se utilizará acero de ϕ 1", el recubrimiento 2.50 cm

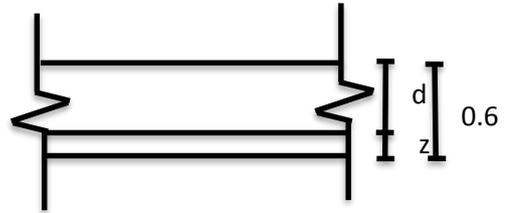
$$\phi = 2.54 \text{ cm}$$

La suma del diámetro del acero y la mitad del recubrimiento (z)

$$z = \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$z = 2.54 + 2.54/2$$

$$z = 3.77$$



Ahora se procede a calcular el peralte efectivo, siendo la diferencia entre el peralte total y “z”

$$d = 56.23 \text{ cm}$$

Luego se reemplaza los valores hallados y conocidos como: f'_y , M_u y “d”.

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f'_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{85.75 * 10^5}{0.9 * 4200 * (56.23 - \frac{0.176 * A_s}{2})}$$

$$A_s = 43.27 \text{ cm}$$

A continuación, se reemplaza el valor obtenido en la siguiente ecuación.

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 280 * 100}$$

$$a = 0.176 * A_s$$

$$a = 7.62 \text{ cm}$$

La separación será “S” para acero de 1”

$$1'' = 5.10 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = 0.11 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocará acero de 1'' cada 10 cm

Cálculo del esfuerzo del acero máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $f'c > 280 * f'c / \text{cm}^2$

$$B_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{f'c * 280}{70}$$

$$B_1 = 0.85$$

$$c \leq \frac{a}{B_1}$$

$$c \leq \frac{7.62}{0.85}$$

$$c = 8.96 \text{ cm}$$

Por lo tanto, $c/d_e \leq 0.42$

$$8.96/56.23 \leq 0.42$$

$$0.16 \leq 0.42 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Cálculo del esfuerzo del acero mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir al menos valor de 1.20 M_{cr} y 1.33 M_u.

$$f'r = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$a) 1.20 * M_{cr} = 1.20 * f'r * S$$

$$f'c = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'r = 24.22 \text{ T-m}$$

$$S \leq \frac{b * h^2}{6}$$

$$b) 1.33 * M_u = 114.05 \text{ T-m}$$

$$S = 60.00 \text{ cm}^3$$

El menor valor de acero es 24.22 T-m, la cantidad de acero calculada 43.27 cm²,
resiste Mu: 85.75 T-m > T-m 24.22 T-m

Cálculo del esfuerzo del acero de Distribución

Si la armadura principal es paralela al tráfico, se usará la siguiente ecuación:

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

$$\% = 15.98$$

$$\text{As. Repartido} = 7.55 \text{ cm}^2$$

Se utilizará las varillas \emptyset 5/8" separados:

$$\text{Aac.} = 2.00 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{S} = 0.26 = 0.25 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocará acero de 5/8" cada 25 cm

Cálculo del acero de temperatura

$$A_T = 0.0018 * A_g$$

$$A_T = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$A_T \times \text{capa} = 5.4 \text{ cm}^2$$

Se utilizará la varilla de \emptyset 3/4", la separación será:

$$\text{Aac.} = 2.86 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{S} = 0.52 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Smax} = 3t = 3 * (0.60) = 1.80 \text{ m}$$

$$\text{Smax} = 0.60 \text{ m}$$

Por lo tanto 0.50m < 0.60m SI CUMPLE

Por lo tanto, por ser conservador se colocará acero de 3/4" cada 30 cm

El Ac. De T° se colocó en la parte superior

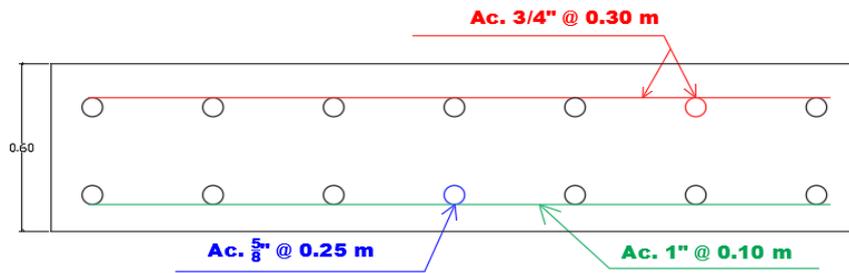


Figura 32. Corte longitudinal de la franja de borde
Fuente: Elaboración propia

Control y fisuramiento mediante la distribución de acero

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * f_y$$

Después de hallar “A”, “Z”, reemplazamos en fsa:

$$Fsa = 4652.58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z = \phi 1" + \frac{\phi 1"}{2}$$

$$z = 3.77 \text{ cm}$$

$$A = \frac{(2d_c) * b}{n_v} ; \quad b: \text{ esp. Del Ac} = 0.10\text{m} ; \quad n_v: \# \text{ de varillas} =$$

$$1.00$$

$$A = 75.40 \text{ cm}^2$$

$$z = 30591.33 \text{ kg/cm}$$

Ahora se calculará el esfuerzo del acero bajo las cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s * C}{1} * n$$

$$M_s = (1 * M_{DC} + 1 * M_{DW} + 1 * M_{LL+IM})$$

$$M_u = 1.00 \cdot (32.54 \text{ Tn-m}) + 1.00 \cdot (0.91 \text{ Tn-m}) + (1.00 \cdot 24.98 \text{ Tn-m})$$

$$M_s = 58.43 \text{ T-m}$$

Para un ancho tributario de: 0.10

$$M_s = 5.84 \text{ T-m}$$

Y como dato se tiene el valor de $E_s = 200000 \text{ Mpa}$ y convirtiendo a Kg/cm^2 , obtenemos

$$E_s = 2039422.03 \text{ Kg/cm}^2$$

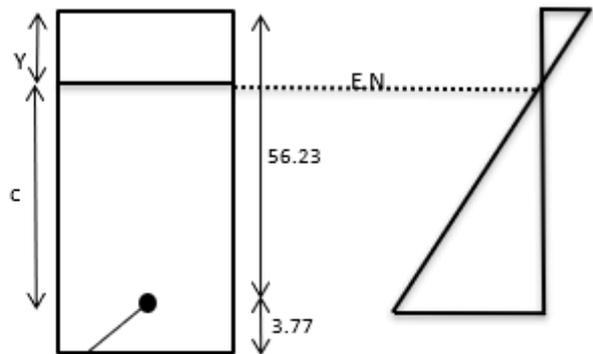
$$E_c = 15344 \cdot \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 256754.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 7$$

$1 \text{ } \varnothing 1'' \text{ @ } 0.10 \text{ m}$
 $A_{st} = 35.7 \text{ cm}^2$



Área de acero transformada

$A_{st} = \text{Relación modular} \cdot \text{área de acero}$

$$A_{st} = 35.70 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar “y”

$$10y(y/2) = 35.70 \cdot (56.23 - y)$$

a) $y = 16.78 \text{ cm}$

b) $c = 56.23 - y$

$$c = 39.45 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisurada

$$I = Ast * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I = 71309.06 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{(M_s) * C}{I} * n$$

$$f_s = \frac{(58.43) * 39.45}{71309.06} * 7$$

$$f_s < f_{sa}$$

$$2376.929 < 4652.58 \text{ SI CUMPLE}$$

FATIGA

A. CARGA DE FATIGA: Se verifica considerando un camión de diseño, con una separación entre ejes de 14.8 T

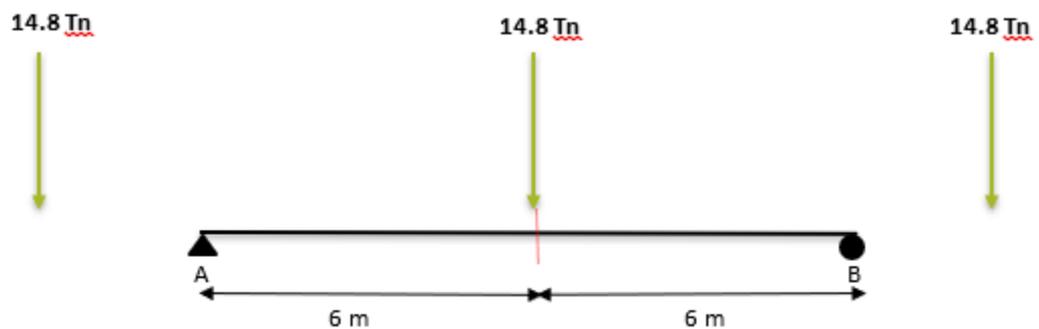


Figura 33. Idealización del camión sobre el puente losa
Fuente: Elaboración propia

El momento de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{S/C} = \frac{14.80Tn * 12m}{4}$$

$$M_{S/C} = \frac{P * L}{4}$$

$$M_{S/C} = 44.4 \text{ T-m}$$

Para el diseño por fatiga, se considera el ancho efectivo para una sola vía cargada,

$E = 3.26$ valor hallado anteriormente; el valor del factor de modificación de cargas será la unidad

$n = 1$, y el incremento por carga dinámica en el estado límite de fatiga $IM = 1.15$.

$$M_{fat} = \frac{n * (0.75 * M_S * I_M)}{E}$$

$$M_{fat} = 11.74 \text{ T-m/m}$$

A) SECCION FISURADA: Se utiliza si la suma de los esfuerzos debido a las cargas permanentes no mayor más 1.5 veces la carga de fatiga, resultado una tensión de tracción mayor que: $0.25 * \sqrt{f'c}$

$$f_{tracc} = 0.25 * \sqrt{f'c} \text{ MPa} = 0.80 * \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{tracc} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + 1.5 * M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 45.56 \text{ T - m}$$

$$f_{fat} = \frac{M'_{fat}}{S}$$

$$f_{fat} = 75.93 \text{ Kg/cm}^2$$

75.93 > 13.39 Por lo tanto se utilizará la sección agrietada

c) VERIFICACION DE ESFUERZOS

- Esfuerzos en el refuerzo debido a la carga viva (b=1.00)

$$I_{ag} = 77471.46 * (100\text{cm}/10 \text{ cm})$$

$$I_{ag} = 774715 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{fat} * C}{I_{ag}}$$

$$f_s = \frac{(11.74 * 10^5) * 41.22}{774715} * 7$$

$$f = 62.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Como

$$f = \frac{f_s}{n}$$

$$f_{ll} + f_s = 437.38$$

- Rango máximo de esfuerzo
- Momento por carga muerta por franja interior:

$$M_{DL} = M_{DC} + M_{DW}$$

$$MDL = 25.92 \text{ T-m} + 2.03 \text{ Tn-m}$$

$$MDL = 27.95 \text{ T-m}$$

- Momento por carga muerta

$$f_{DL} = \frac{n * M_{DL} * c}{I_{ag}}$$

$$f_{DL} = \frac{7 * 27.95 * 10^5 * 41.22}{774715}$$

$$f_{DL} = 1040.80 \text{ Kg/cm}^2$$

- Por ser simplemente apoyada el esfuerzo mínimo es:

$$f_{min} = 0 + f_{DL}$$

$$f_{min} = 1040.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{min} = 102.07 \text{ Mpa}$$

- El esfuerzo máximo es el esf. Por carga viva + esf. Por carga muerta

$$f_{max} = f_s + f_{min}$$

$$f_{max} = 437.38 \text{ Kg/cm}^2 + 1040.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{max} = 1478.18 \text{ Kg/cm}^2$$

- El rango de esfuerzos es:

$$f = f_{max} - f_{min}$$

$$f = 1478.18 \text{ Kg/cm}^2 - 1040.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = 437.38 \text{ Kg/cm}^2$$

- El rango límite es:

$$f \leq 145 - 0.33 * f_{min} + 55 * \frac{r}{h} \quad ; \quad r/h = 0.3$$

Es la relación entre el radio de base y la altura de las deformaciones transversales.

Si se desconoce podemos utilizar 0.3

$$f \leq 145 - 0.33 * 102.07 \text{ Mpa} + 55 * 0.3$$

$$F_{max} = 127.82 \text{ Mpa}$$

$$F_{max} = 1478.18 > 437.38 \quad \text{SI CUMPLE (Explicar la ecuación o el principio)}$$

4.10. Diseño de La Subestructura

DISEÑO DEL ESTRIBO

Cálculo del caudal

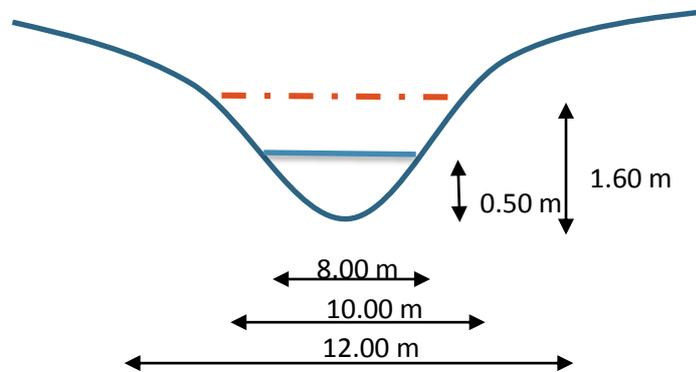


Figura 34. Sección transversal del río Aly
Fuente: Elaboración propia

$$Q = A * V$$

Q: caudal (m³/s)

A: área de la sección transversal del río (m²)

V: velocidad del flujo del río (m/s)

Datos obtenidos in situ

$$V = 1.4 \text{ m/s}$$

$$A = 2 \text{ m}^2$$

Reemplazando los datos en la ecuación

$$Q = (1.4 \text{ m/s}) * (2 \text{ m}^2)$$

$$Q = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

El registro o huella dejado por la máxima avenida es 1.50 metros de la base del río, en base a este dato se considera la altura del estribo.

A. PREDIMENSIONAMIENTO: es el cálculo aproximado de las medidas de los elementos de la estructura y se realizará en función de la altura del muro (H), de acuerdo con las recomendaciones propuesta en la **figura N° 38**, cabe resaltar que la selección de las dimensiones del estribo depende gran parte de la experiencia del diseñador.

$$\text{ALTURA: } H = 3.60 \text{ m}$$

DATOS

$$\sigma = 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 28^\circ \text{ (< de fricción int)}$$

$$P_u(\text{conc}) = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_u(\text{terr}) = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$u = 0.4$$

$$H = 3.6 \text{ m}$$

Anch.caja= 7.8 m

$\delta = 24$ (< de fricc. Suelo y muro)

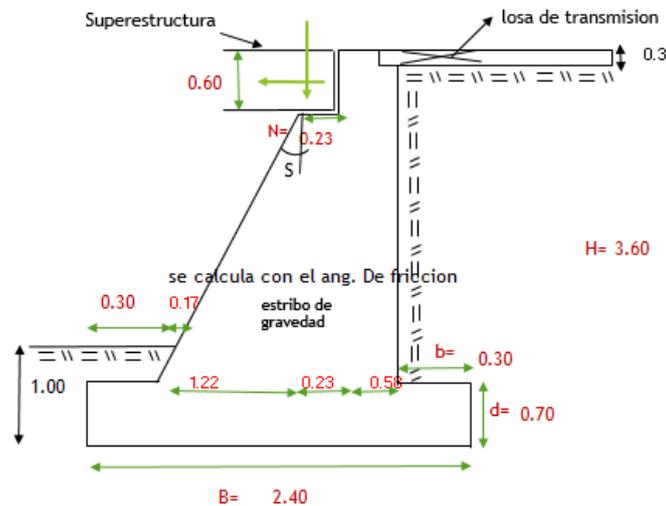


Figura 35. Estribo de gravedad
Fuente: Elaboración propia

PREDIMENSIONAMIENTO

H= 3.60

- B: Ancho del cimiento * a: long. De punta

$$B = \frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H$$

$$a = \frac{H}{12} \sim \frac{H}{6}$$

$$B = 1.80 \sim 2.40$$

$$a = 0.30 \sim 0.60$$

$$B = 2.40 \text{ m (elegimos)}$$

$$a = 0.30 \text{ m}$$

- d: altura del cimiento * b: long. Del talón

$$d = \frac{H}{6} \sim \frac{H}{8}$$

$$b = \frac{H}{12} \sim \frac{H}{6}$$

$$d = 0.60 \sim 0.45$$

$$b = 0.30 \sim 0.60$$

$$d = 0.70 \text{ m (elegimos)}$$

$$b = 0.30 \text{ m (elegimos)}$$

Utilizamos la ecuación recomendada por el Ing. ARTURO RODRÍGUEZ

$$N_{\min} = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H)(1 + 0.000125 * \sqrt{S})$$

$$N_{\min} = 0.23 \text{ m}$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$\Gamma = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta)}{\cos \delta}}\right)^2$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \delta)}{\Gamma \sin^2 \delta \sin(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = 3.72$$

$$K_a = 0.23$$

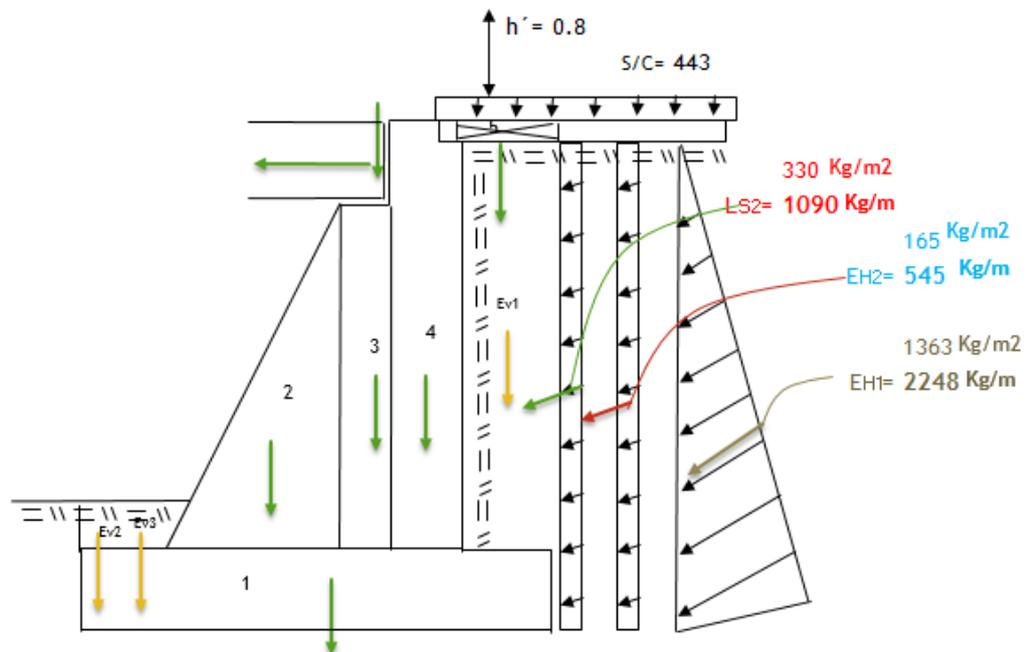


Figura 36. Estribo de gravedad sometida a cargas

Fuente: Elaboración propia

Cálculo del coeficiente de presión activa “Ca” que se considera el empuje del relleno en contacto con el estribo y el empuje pasivo “Ha” considerado el relleno sobre la punta.

EMPUJE ACTIVO (Ca):

$$Ca = \frac{1 - \text{sen}\phi}{1 + \text{sen}\phi}$$

$$Ca = 0.36 \text{ Kg-f}$$

EMPUJE PASIVO (Ha):

$$Ha = \frac{Ca * Pu * H^2}{2}$$

$$Ha = 4211.09 \text{ Kg-f}$$

MOMENTO DE VOLTEO / F. ACTUANTE

$$M_{vol} = Ha * \frac{H}{3}$$

$$M_{vol} = 5053.31 \text{ Tn-m}$$

CALCULAMOS LOS MOMENTOS RESISTENTES

Estas fuerzas se calculan respecto al punto A, para determinar el peso del muro y del relleno y a la vez el centro de gravedad, donde se dividió en 4 figuras geométricas conocidas que se muestran en la **tabla 9**.

Tabla 9.
Momentos resistentes

	elemento	fuerza(pn)	brazo(m)	momento(mn)
dc1	1	4032.00	1.20	4838.40
dc2	2	3375.29	1.12	3764.42
dc3	3	1268.26	1.64	2077.17
dc4	4	3185.42	2.04	6502.15
dc5	5	216.00	2.25	486.00
pdc6	6	7326.15	1.64	11998.85
pviva	7	4.19	1.64	6.86
pfre	8	0.21	3.60	0.75
ev1	9	1404.00	2.25	3159.00
ev2	10	162.00	0.15	24.30
ev3	11	45.90	0.36	16.37
eh1	12	2248.31	2.40	5395.94
eh2	13	545.04	2.40	1308.11
ls2	14	1090.09	2.40	2616.11
s/c	15	443.38	2.40	1064.11

Fuente: Elaboración Propia

$$\sum pn = 25346.24 \text{ Tn}$$

$$\sum mn = 43258.65 \text{ Tn-m}$$

B. VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

La estabilidad de cimentación del estribo se considera 1.2 m de altura, esta profundidad genera empuje pasivo en el estribo y mejora su estabilidad.

FUERZA DE VOLTEO Y DESLIZAMIENTO:

Con las dimensiones seleccionadas verificamos la estabilidad del muro al vuelco, deslizamiento y determinamos las presiones de contacto del suelo y estribo.

Factor de seguridad de volteo: > 2: Para poder contrarrestar la fuerza del volteo nos interesa obtener el momento opuesto y para ello se consigue el peso del suelo y la longitud del talón posterior, este factor garantiza la estabilidad del muro mínima de 2.

$$F_{s.volteo} = \frac{\sum Mn}{M_{vol}}$$

$$F_{s.volteo} = 8.56 > 2 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Factor de deslizamiento: > 1.50: El factor de seguridad para contrarrestar el deslizamiento debe ser mayor a 1.50.

$$F_{s.desl.} = \frac{\sum P_n}{Ha}$$

$$F_{s.desl.} = 2.41 > 1.50 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Si consideramos el empuje pasivo

$$C_a = \frac{1 + \operatorname{sen} \theta}{1 - \operatorname{sen} \theta}$$

$$C_a = 2.77 \text{ Kg-f}$$

$$H_p = \frac{C_a * W * d^2}{2}$$

$$H_p = 1221.49 \text{ Kg-f}$$

Factor de deslizamiento: > 1.50

$$F_{desl.} = \frac{(u * \sum P_n) + Hp}{H_a}$$

Fs.desl.= 2.70 > 1.50 SI CUMPLE

Mr > Mv

Verificamos la resultante para por el núcleo central

$$x = \frac{M_n - M_v}{P_n}$$

x= 1.51 m

Por ser triangular:

$$c(g) = B/3$$

$$c(g) = 0.80 \text{ m}$$

El valor obtenido de 1.51 se encuentra dentro del núcleo trapezoidal de la base del estribo

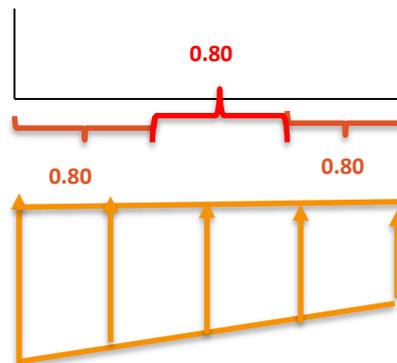


Figura 37. Distribución de presiones del suelo de esta tesis
Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - x < B/6$$

$$e = 0.31\text{m} < 0.40\text{m OK}$$

CALCULO DE LAS PRESIONES: Debido que la resultante de fuerzas actúa dentro del núcleo central, la distribución de las presiones en la cimentación es trapezoidal.

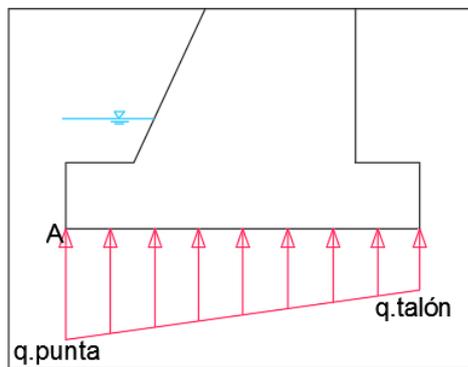


Figura 38. Distribución de presiones del suelo
Fuente: Elaboración propia

Para 1.00

$$\sigma_{punta} = \frac{P_n}{A_{zap}} + \frac{6 * P_n * e}{B^2}$$

$$\sigma_{punta} = \frac{25346.24}{2.40 * 1.00} + \frac{6 * 25346.24 * 0.31}{2.40^2 * 1.00}$$

$$\sigma_{punta} = 18675.36 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{punta} = 18.68 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{punta} = 1.87 \text{ Kg/cm}^2 < 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{talón} = \frac{P_n}{A_{zap}} - \frac{6 * P_n * e}{B^2}$$

$$\sigma_{punta} = \frac{25346.24}{2.40 * 1.00} - \frac{6 * 25346.24 * 0.31}{2.40^2 * 1.00}$$

$$\sigma_{talón} = 2446.12$$

$$\sigma_{talón} = 2.45 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{talón} = 0.24 \text{ Kg/cm}^2 < 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

CAPITULO V

DISEÑO DEL PUENTE VIGA LOSA

5.1. Consideraciones de Diseño (Geometría)

A continuación, se da a conocer las características geométricas del puente viga losa.

- Longitud del puente (L) : 12.00 m
- N° de vías : 2
- Ancho de vereda : 0.90

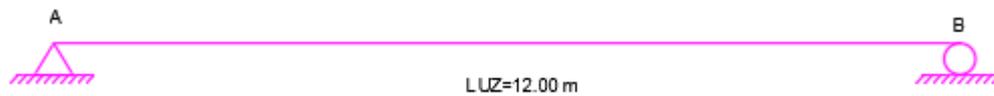


Figura 39. Idealización del puente
Fuente: Elaboración propia

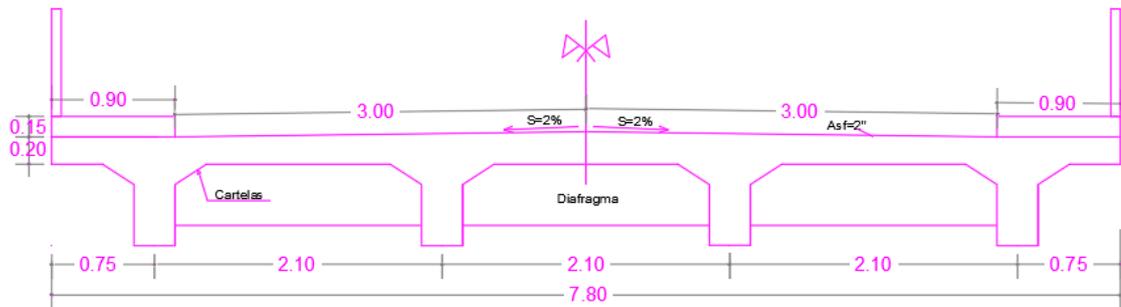


Figura 40. Idealización del corte transversal del puente viga losa
Fuente: Elaboración propia

5.2. Materiales

Los materiales para utilizar tienen las siguientes propiedades mecánicas del acero y el concreto

$f'c$: 280 Kg/cm²

$f'y$: 4200 Kg/cm²

E carp. Asf. : 0.05 m

Módulo de elasticidad (E_c) : 20000 MPa

5.3. Diseño de la Subestructura

5.3.1. Ancho de Viga

La fórmula para calcular el ancho de viga es

$$b = 0.0157 * \sqrt{S'} * L$$

$$b = 0.0157 * \sqrt{2.1} * 12$$

$$b = 0.27 \text{ m}$$

$b = 0.30 \text{ m}$ (redondeando elegimos)

$$h_{min} = 0.07 * L$$

$$h_{\min} = 0.84 \text{ m}$$

$$h_{\min} = 0.85 \text{ m (redondeando elegimos)}$$

5.3.2. Ancho de Losa

Para pre-dimensionar el espesor de la losa se emplean tres criterios, según sea el caso se elige uno de los siguientes criterios:

- i. En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$t_{\min} = 0.175 \quad \text{debe ser } > 0 = \text{a este valor}$$

- ii. Aunque el acero principal es perpendicular al tráfico es posible tomar es fórmula como versiones anteriores

$$t_{\min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

$$t_{\min} = 160$$

$$t_{\min} = 165 \text{ (se toma este valor)}$$

- iii. Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa utilizaremos

$$t_{\min} = 0.20 \text{ m (siendo conservador)}$$

Por lo tanto, siendo conservador optamos por un espesor de losa de 0.20 m.

5.4. Metrado de Cargas

Las cargas que actúan sobre la losa son cargas de tipo: CM, CV, C.imp; como se explicó en el marco teórico, el puente losa posee dos componentes en la superestructura: como el tablero y el ancho de borde del puente, que tienen el

comportamiento de una losa maciza unidireccional el metrado de cargas se realizara para una longitud de 1m, y los cálculos se describe en la **tabla 10**.

Tabla 10.

Resumen de metrado de la franja interior y viga principal

DISEÑO DE LA FRANJA INTERIOR (tablero):	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL:
CARGA MUERTA	CARGA MUERTA (DC)
$W_{losa} = 0.20m * 1m * 2.4T/m^3 = 480 \text{ Kg/m}$	$W_{losa} = 0.20m * 2.1m * 2400Kg/m^3 = 1008 \text{ Kg/m}$
$W_{borde} = 0.2m * 0.825m * 1m * 2400Kg/m^3 = 396 \text{ Kg/m}$	$W_{viga} = 0.65m * 0.30 * 2400Kg/m^3 = 468 \text{ Kg/m}$
$W_{asf} = 0.05m * 1m * 2250Kg/m^3 = 113 \text{ Kg/m}$	$W_{cartelas} = 2 * (0.50 * 0.15 * 0.23) * 2400Kg/m^3 = 83 \text{ Kg/m}$
	CARGAS PUNTUALES (Pdiaf.)
	$P_{diaf.} = (0.85 - 0.2 - 0.15) * (2.10 - 0.3) * 0.25 * 2400 = 540Kg = 0.54 \text{ Tn}$
	CARGA POR SUPERFICIE DE
	RODADURA(DW):
	$W_{asf} = 0.05m * 2250Kg/m^3 * 2.10m = 236.25 \text{ Kg/m} = 0.236T-m$

Fuente: (Elaboración propia)

5.5. Análisis Estructural

El objetivo de un análisis estructural es la obtención de DMF y DFC con la finalidad del cálculo de acero.

En el caso del puente losa, el comportamiento será como una losa maciza unidireccional, su idealización será de la siguiente forma, esta idealización es una estructura isostática, y para el cálculo de los momentos flectores y fuerzas cortantes será necesario la ecuación de equilibrio, en la **tabla 11** se muestra los resultados de los momentos:

Tabla 11.
Resumen de metrado de la franja interior y viga principal

Gráficos	Momentos – valores-	
IDEALIZACION	DISEÑO DE LA FRANJA INTERIOR (tablero):	DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL:
	<u>CARGA MUERTA</u> CARGA LOSA -MDC1= -0.18 T-m (eje B) -MDC1.izq.= -0.12 T-m (cara izq. B) -MDC1.der.= -0.12 T-m (cara der. B) PESO DE BORDE: -MDC2= 0.07 T-m (eje B) -MDC1.izq.= 0.04 T-m (cara izq. B) -MDC1.der.= 0.07 T-m (cara der. B)	<u>CARGA MUERTA:</u> $M_{DC1} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$ MDC1= 28.06 T-m CARGA DE PUNTUALES: $M_{DC2} = \frac{P_{diaf} * L^2}{4}$ Mlosa= 1.62 T-m TOTAL: 28.06 + 1.62= 29.68 T-m
	<u>SUPERFICIE DE RODADURA(DW):</u> -MDW= -0.05 T-m (eje B) -MDW.izq.= -0.03 T-m (cara izq. B) -MDW.der.= -0.03 T-m (cara der. B)	<u>SUPERFICIE DE RODADURA(DW):</u> $M_{DW} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$ Mlosa= 4.25 T-m CARGA VIVA (LL+IM): Anteriormente calculado MLL+IM= 97.72, afectado por el factor de dist.(g) más crítico siendo para dos carriles: MLL+IM= 97.72* 0.61=59.61 T-m

Fuente Elaboración propia

A. CARGA MUERTA DE LA LOSA

CRITERIOS DE LA LRFD

RESISTENCIA I : $U = (1.25 \text{ ó } 0.90)DC + (1.50 \text{ ó } 0.65)DW + 1.75(LL+IM)$

SERVICIO : $U = 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL+IM)$

Tabla 12.
Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar solo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	yTG	ySE	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	yTG	ySE	No es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto en vigas múltiples			
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.5/1.20	yTG	ySE				
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.5/1.20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.5/1.20	yTG	ySE	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	yTG	ySE	-	-	-	-
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	yTG	ySE	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-
Fatiga – Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Manual de puentes de la MTC

Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total.

Tabla 13.
Factores de carga permanentes

TIPO DE CARGA	Factor de Cargas Permanentes	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90
DC: Sólo Resistencia IV	1.50	0.90
DD: Fricción negativa: Pilotes, método Tomlinson Pilotes, Método λ Ejes perforados, Método O'Neill and Rease (1999)	1.40	0.25
	1.05	0.30
	1.25	0.35
DW: Superficies de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal de tierra * Activa * En reposo	1.50	0.90
	1.35	0.90
Ev: Presión vertical de tierra • Estabilidad global • Estructuras de retención • Estructuras rígidas empotradas • Pórticos rígidos • Estructuras flexibles empotrados excepto alcantarillas metálicas. • Alcantarillas metálicas	1.35	N/A
	1.35	1.00
	1.30	0.90
	1.35	0.90
	1.95	0.90
	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75

No es necesario investigar el estado de fatiga en tableros

Fuente: Manual de Puentes de la MTC

A. MOMENTOS DE FLEXIÓN POR CARGAS

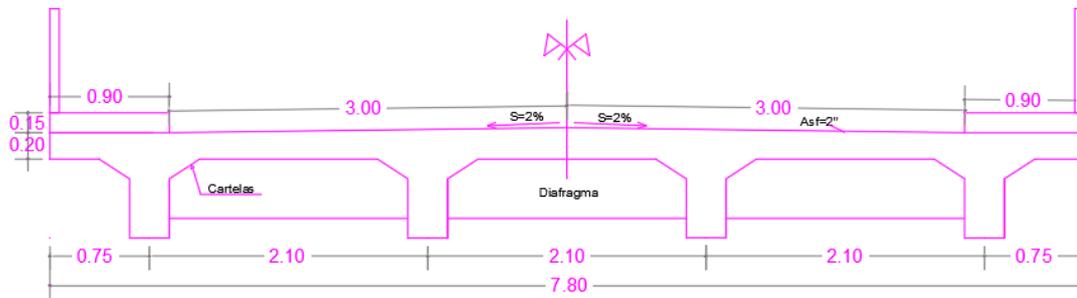


Figura 41. Sección transversal del puente tipo viga losa

Fuente: Elaboración propia

MOMENTOS NEGATIVO DE DISEÑO

LL+IM : CARGA SIGNIFICATIVA

DC y DW : CARGAS MENORES

Por lo tanto, se calculará el $M(-)$ en el apoyo interior en B para franja de losa= 1

i) Carga Muerta (DC)

▪ Peso propio de la losa

$$Pp. \text{ Losa } (W_{\text{losa}}) = t_{\text{min}} * 1.00\text{m} * 2400\text{Kg/cm}^3$$

$$Pp. \text{ losa} = 480 \text{ Kg/m}$$

Con el apoyo de la calculadora HP de una losa continua de cuatro apoyos tenemos:



Figura 42. Carga distribución del peso propio de la losa

Fuente: Programa SAP

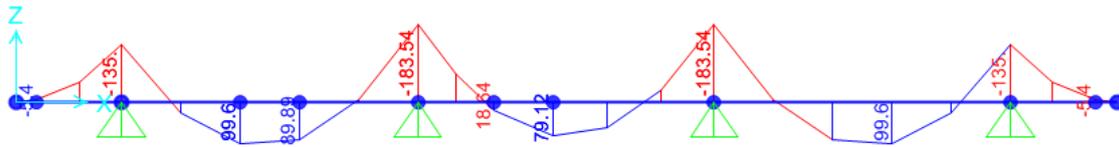


Figura 43. Diagrama del momento del peso propio de la losa
Fuente: Programa SAP

Se calculará los momentos negativos en apoyo B y en las caras

Carga de losa

$$\text{MDC1} = -183.54 = -0.18 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$\text{MDCI.Izq} = -119.59 = -0.12 \text{ T-m (cara izquierda de B)}$$

$$\text{MDCI.Der} = -117.66 = -0.12 \text{ T-m (cara derecha de B)}$$

- **Peso de barandas:**

$$\text{Pp. baranda} = 0.100 \text{ m}^2 \cdot 1.00\text{m} \cdot 2400\text{Kg/m}^3$$

$$\text{Pp. baranda} = 240 \text{ Kg/m}$$

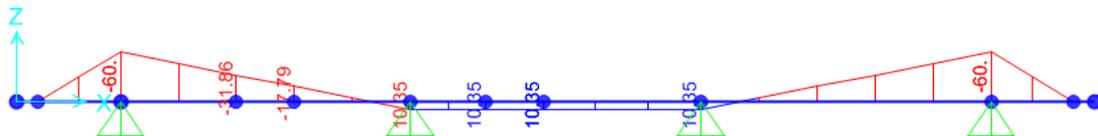


Figura 44. Diagrama de momento por carga de vereda
Fuente: Programa SAP 2000

$$\text{MDC2} = 10.35 = 0.01 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$\text{MDCI.Izq} = 5.32 = 0.005 \text{ T-m (cara izquierda de B)}$$

$$\text{MDCI.Der} = 10.35 = 0.01 \text{ T-m (cara derecha de B)}$$

ii) Carga por superficie de rodadura (DW)

$$Asf2'' = 0.05 * 1.00 * 2250 = 112.5 \text{ Kg/m}$$

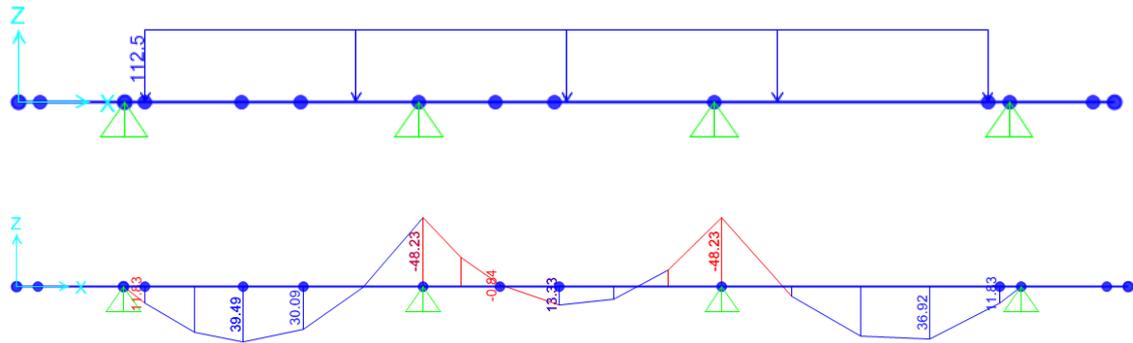


Figura 45. Diagrama de momentos por carga de rodadura (DW)
Fuente: Programa SAP 2000

Se considera momentos en eje y en las caras de la viga.

$$MDW = -48.23 = -0.05 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$MDW.Izq = -30.70 = -0.03 \text{ T-m (cara izquierda de B)}$$

$$MDW.Der = -32.79 = -0.03 \text{ T-m (cara derecha de B)}$$

iii) Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Conociendo la posición de cargas que genera el máximo momento negativo en “B” y también en las caras.

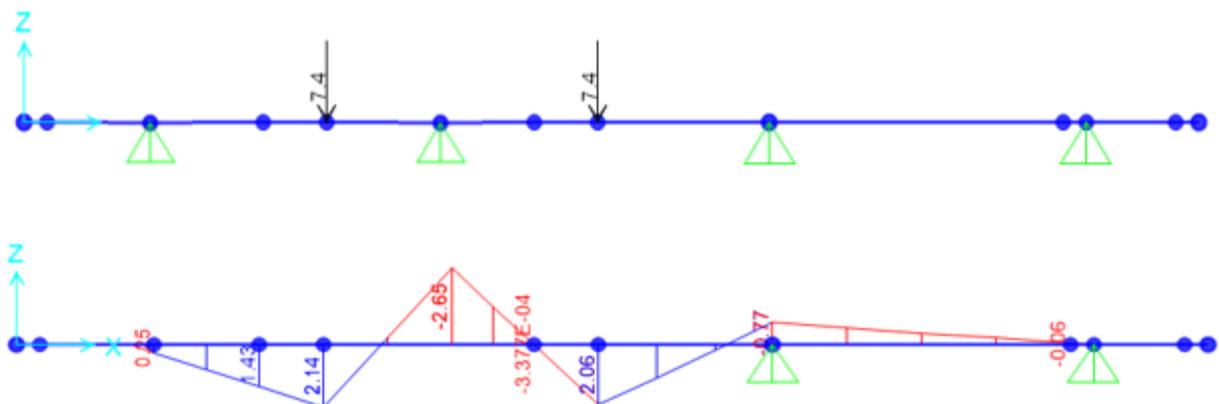


Figura 46. Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica
Fuente: Programa SAP 2000

De donde se tiene:

Ancho de franja que se distribuye es:

$$E(-) = 1220 + 0.25 * S'$$

$$E(-) = 1745 \text{ mm}$$

$$E(-) = 1.75 \text{ m}$$

Para el cálculo de la carga Viva

$$M_{(-)LL+IM} = \frac{M_{(-)} + \text{facto. pres}}{E_{(-)}} * 1.33$$

$$M_{(-)LL+IM} = -2.65 \text{ T-m (en el eje B)}$$

$$M_{(-)LL+IM.izq} = -1.80 \text{ T-m (cara izquierda de B)}$$

$$M_{(-)LL+IM.der} = -1.91 \text{ T-m (cara derecha de B)}$$

Resultados:

$$M_{(-)LL+IM} = -2.65 * \frac{1.2 * 1.33}{1.75} = -2.41 \text{ (en el eje B)}$$

$$M_{(-)LL+IM.izq} = -1.80 * \frac{1.2 * 1.33}{1.75} = -1.64 \text{ (cara izquierda de B)}$$

$$M_{(-)LL+IM.der} = -1.91 * \frac{1.2 * 1.33}{1.75} = -1.74 \text{ (cara derecha de B)}$$

A) METODO B, Uso de la tabla siguiente:

Para determinar los máximos momentos por sobrecarga de diseño en losa de tablero, se puede utilizar la **tabla N° 14**, los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores sea por lo menos 4.20 m. Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica. Para distancias diferentes a las listadas, es posible interpolar.

Tabla 14.*Momentos Negativos según la luz del puente*

S (mm)	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección						
		0.0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5010	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080

Fuente: Ing. Arturo Serquén

Para $S = 2.10 \text{ m} = 2100 \text{ mm}$

se ubica en la tabla N° 12 para el cálculo de los momentos

1Kg-cm.....98.07 N-mm

En el eje B $= 26780 \text{ Nmm/mm} = - 2.73 \text{ Tm/m}$ En la cara de viga a 15 cm $= -2.00 \text{ Nmm/mm} = -2.00 \text{ Tm/m}$

RESULTADOS: Una vez obtenidos los resultados de ambos métodos se puede optar por cualquier método, en esta oportunidad se optará por el método “A”, que se muestra en la **tabla N° 15**.

Tabla 15.*Resultados de ambos métodos*

COMPARACIÓN	M(-)LL+IM.izq.	M(-)LL+IM.eje.B	M(-)LL+IM.der.
METODO “A”	-1.65	-2.42	-1.74
METODO “B”	-2.00	-2.73	-2.00

Fuente: Elaboración propia

Los resultados obtenidos por el método “A” se consideran como la carga viva para el cálculo del momento último como se observa en la **tabla N° 16**.

Tabla 16.
Resumen de momentos negativos por carga en “B”

<i>CARGA</i>	<i>TIPO</i>	<i>M(-).IZQ</i>	<i>M(-).EJE</i>	<i>M(-).DER</i>	<i>γ (RESISTENCIA I)</i>
<i>LOSA</i>	<i>DC1</i>	-0.12	-0.18	-0.12	1.25
<i>VEREDA</i>	<i>DC2</i>	0.005	0.10	0.10	0.9
<i>ASFALTO</i>	<i>DW</i>	-0.03	-0.05	-0.03	1.50
CARGA VIVA	LL+IM	-1.65	-2.42	-1.74	1.75

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño por estado límite de Resistencia I

$$M_u = (1.25 \text{ ó } 0.9) M_{DC} + (1.50 \text{ ó } 0.65) M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}$$

En el eje B

$$M_u = -4.54 \text{ T-m}$$

En la cara izquierda

$$M_{u.izq} = -3.07 \text{ T-m}$$

En la cara izquierda

$$M_{u.izq} = -3.23 \text{ T-m}$$

Se elige el mayor valor de ambas caras

MOMENTOS POSITIVO DE DISEÑO

Con la LINEAS DE INFLUENCIA y cargas que actúan en la losa se calculará los momentos positivos

i) Carga Muerta (DC):

$$M_{DC} = 99.60 \text{ Kg-m} \quad \text{En el diagrama de momentos en losa por (Pp)}$$

$$M_{DC} = 0.10 \text{ T-m}$$

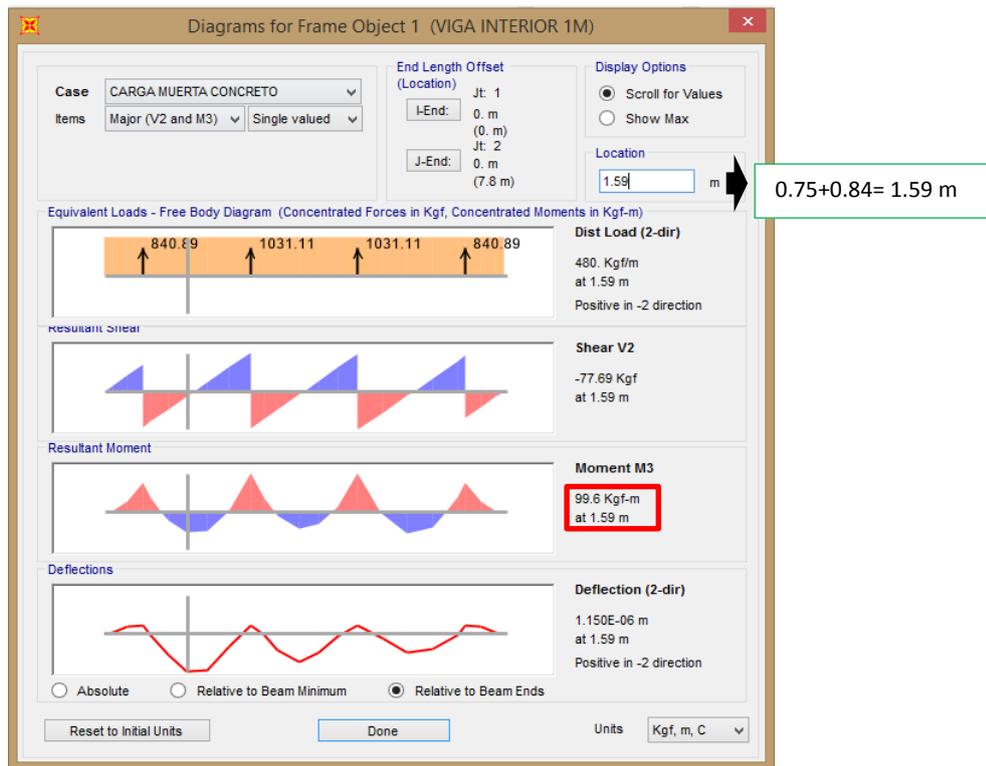


Figura 47. Momento de la carga muerta de la losa a 1.59 m
 Fuente: Programa SAP 2000

Para baranda:

MDC.bar= -31.86 Kg-m En el diagrama en losa por carga de baranda

MDC.bar= -0.03 Tn-m

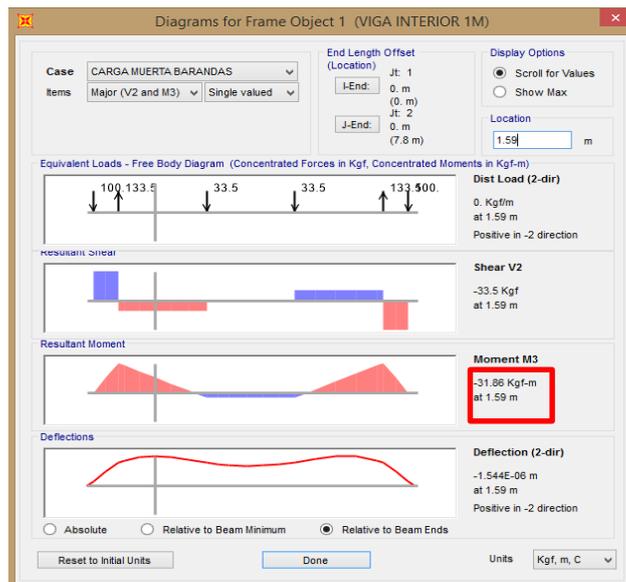


Figura 48. Momento de la carga muerta de banda a 1.59 m.
 Fuente: Programa SAP 2000

ii) Carga por superficie de rodadura (DW):

MDW= 39.49 Kg-m

MDW= 0.04 T-m

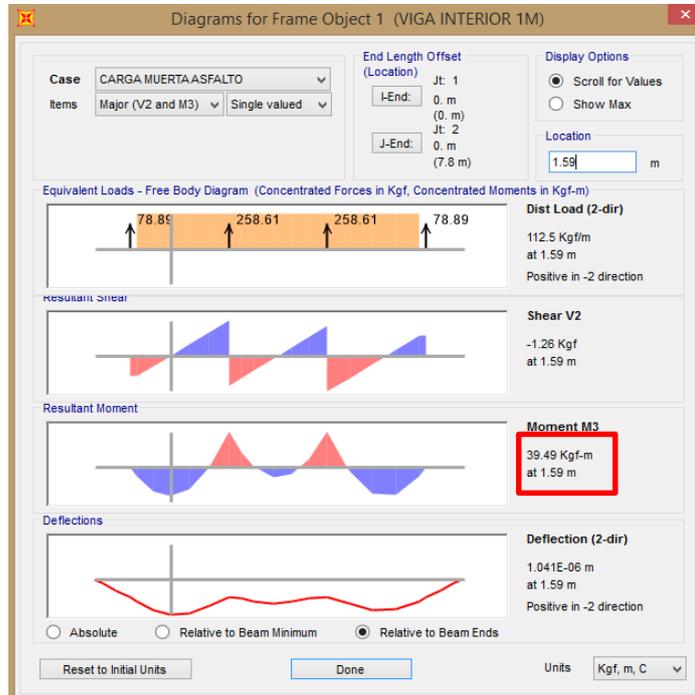


Figura 49. Momento de la carga muerta de asfalto 1.59 m
Fuente: Programa SAP 2000

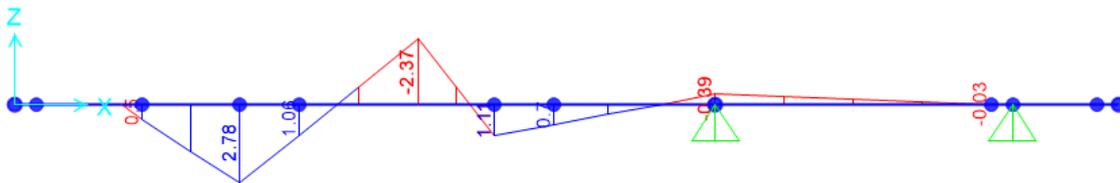


Figura 50. Momento flector de la carga viva
Fuente: Programa SAP 2000

iii) Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+M)

METODO B: Uso de la siguiente tabla

Los momentos calculados por el Ingeniero Serquén para luces de 1300 y 2100 metros y a la cara de las vigas se muestra en la tabla N° 17.

Tabla 17.
Momentos negativos

S (mm)	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección						
		0.0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21130	11720	10270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21010	14140	12210	10340	8940	7670	5960	5120
1500	21050	16320	14030	11720	9980	8240	5820	5250
1600	21190	18400	15780	13160	11030	8970	5010	4290
1700	21440	20140	17290	14450	12010	9710	6060	4510
1800	21790	21690	18660	15630	12930	10440	6270	4790
1900	22240	23050	19880	16710	13780	11130	6650	5130
2000	22780	24260	20960	17670	14550	11770	7030	5570
2100	23380	26780	23190	19580	16060	12870	7410	6080

Fuente: Diseño de puentes (2010), Capítulo 2 – Apéndice II-B

Resultados

Tabla 18.
Cuadro de resultados de ambos métodos

COMPARACION	M(+).LL+IM.izq.
METODO "A"	2.78
METODO "B"	-2.38

Fuente: Elaboración propia

Se optará por el método más conservador: EL METODO "A"

RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGAS EN "B"

Tabla 19.
Resumen negativos por cargas en B

CARGA	TIPO	M(+).LL+IM	γ (RESISTENCIA I)
LOSA	DC1	0.10	1.25
BORDE	DC2	-0.03	0.9
ASFALTO	DW	0.04	1.5
CARGA VIVA	LL+IM	2.78	1.75

Fuente: Elaboración propia

Para el diseño por estado límite de Resistencia I

$$M_u = (1.25 \text{ ó } 0.9)MDC + (1.50 \text{ ó } 0.65)*MDW + 1.75M(LL+IM)$$

$$M_u = 5.02 \text{ T-m}$$

II. VIGA PRINCIPAL

- A) **PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA:** Para el predimensionamiento del peralte de la losa se utiliza la siguiente ecuación

$$h_{min} = 0.07 * L$$

$h_{min} = 0.84$ m, por la facilidad al momento de la construcción se elige

$h_{min} = 0.85$ m, diafragma = 0.25 m

B) MOMENTO DE FLEXION POR CARGAS (viva interior)

Considerando vigas diafragmas y en el centro de luz

CARGA MUERTA (DC):

Cargas distribuidas

$$W_{losa} = 0.20m * 2.10m * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 1008 \text{ Kg/m}$$

$$W_{viga} = 0.65m * 0.30m * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 468 \text{ Kg/m}$$

$$W_{vereda} = 2 * (0.5 * 0.15m * 0.23m) * 2400 \text{ Kg/m}^3 = 83 \text{ Kg/m}$$

$$WDC1 = 1559 \text{ Kg/m}$$

A continuación, se reemplaza la suma de la carga muerta en la siguiente ecuación:

$$* W_{DC1} = \frac{W_{DC} * L^2}{8}$$

$$WDC1 = (1.559 \text{ Kg/m} * 12m^2) / 8$$

$$WDC1 = 28058.40 \text{ Kg-m}$$

$$WDC1 = 28.06 \text{ T-m}$$

Cargas puntuales

$$P_{diaf} = (0.85m - 0.2m - 0.15m) * (2.10m - 0.30m) * 0.25m * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_{diaf} = 540 \text{ Kg}$$

$$P_{diaf} = 0.54 \text{ Tn}$$

A continuación, se reemplaza la suma de la carga muerta en la siguiente ecuación:

$$* W_{DC2} = \frac{P_{diaf} * L}{4}$$

$$WDC2 = (0.54Tn * 12m) / 4$$

$$WDC2 = 1.62 \text{ Tn-m}$$

Luego:

$$WDC1 + WDC2 = 28.06 + 1.62$$

$$WDC1 + WDC2 = 29.68 \text{ T-m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

$$* \text{Wasf.2}'' = 0.05 * 2250 * 210$$

$$\text{Wasf.2}'' = 236.25 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Wasf.2}'' = 0.236 \text{ T-m}$$

$$* W_{DW} = \frac{W_{DW} * L^2}{8}$$

$$WDW = (0.236 * 12^2)$$

$$WDW = 4.25 \text{ T-m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Se considera el momento de la carga dinámica calculada anteriormente

$$MLL+IM = 99.23 \text{ T-m}$$

% de momento "g" que se distribuye a una viga interior es:

g: factor de distribución

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3}\right)^{0.1}$$

Luego se calcula la inercia de la viga, la distancia entre los centros de la losa y viga (eg), el área de la viga:

$$* I_{viga} = \frac{b * h_{viga}^3}{12}$$

$$* eg = (65/2) + (20/2)$$

$$I_{viga} = (30 * 65^3) / 12$$

$$eg = 42.5 \text{ cm}$$

$$I_{viga} = 686562.50 \text{ cm}^4$$

$$* A_{viga} = b * h_{viga}$$

$$* K_g = n(I_{viga} + A_{viga} * e_g^2)$$

$$A_{viga} = 0.30 \text{ m} * 0.65 \text{ m}$$

$$K_g = 1 * (686563 + 1950 * 42.5^2)$$

$$A_{viga} = 0.1950 \text{ cm}^2$$

$$K_g = 4208750 \text{ cm}^4$$

Luego reemplazamos los valores obtenidos en la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{K_g}{L * t_s^3} \right)^{0.1} = 0.921$$

Obtenemos:

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.470$$

Para el caso de dos carriles

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L * t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$g = 0.610$$

Entonces:

$$MLL + IM = 0.61 * 99.23$$

$$MLL + IM = 60.57 \text{ T-m}$$

A) RESUMEN DE MOMENTOS FLECTORES Y CRITERIOS LRFD

Ahora se presenta los resultados de la carga muerta, rodadura y carga viva

Tabla 20.

Resumen de momentos flectores

CARGA	M(+) T-m	γ (cargas permanentes)		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	29.68	1.25	1.00	0.00
DW	4.25	1.50	1.00	0.00
LL+IM	60.57	1.75	1.00	0.75

Fuente: Elaboración propia

5.6. Diseño de la Superestructura

DISEÑO DE UN PUENTE TIPO VIGA LOSA S/C=HL-93 (METODO: AASHTO – LRFD)

DATOS:

Luz (L) : 12 m

Nº de vías : 2

s/c : HL-93

S : 2.1 m

S : 1.8 m

Ecarp. Asf. : 0.05 m

F'c : 280 Kg/cm²

F'c : 2400 Kg/cm²

C) MOMENTOS DE FLEXIÓN POR CARGAS

D.1) ACERO NEGATIVO (perpendicular al tráfico)

$$M_u = -3.23 \text{ T-m} ; \quad r = 5 \text{ cm}$$

A continuación, se muestra en la **tabla N° 21**, el espesor del recubrimiento dependiendo el tipo de suelo donde se encuentra expuesto el elemento estructural.

Tabla 21.

Cuadro de recubrimiento según el tipo de exposición

SITUACION	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros co tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	40
- Hasta barras N° 36	50
- Barras N° 43 y N° 57	

Fuente: RNE E.060 (2018), Capítulo 07

Se utiliza el acero $\phi 1/2''$ y recubrimiento

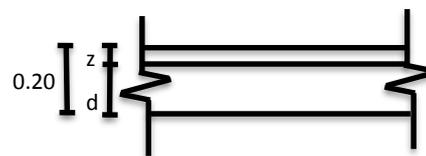
$$* z = r + \frac{\phi_{1/2}}{2}$$

$$z = 5 + (1.27/2)$$

$$z = 5.64 \text{ cm}$$

$$* d = 20 - 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 14.37 \text{ cm}$$



Corte longitudinal de la viga

$$* A_s = \frac{M_u}{0.90 * (d - \frac{a}{2})}$$

$A_s = 6.5$ (obtenemos en la calculadora)

$$* a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = (A_s * 4200) / (0.85 * 280 * 100)$$

$$a = 0.1765 * A_s$$

$$a = 1.15 \text{ cm}$$

Se utiliza varillas $\varnothing \frac{1}{2}$ ", la separación (S) será:

$$\frac{1}{2}" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

Acero de $\frac{1}{2}$ " @ 0.20 m

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$* \beta_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{f'_c - 280}{70}$$

$$* C \leq \frac{a}{\beta_1}$$

$$B_1 = 0.85$$

$$C \leq 1.35$$

$$* \frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$0.09 \leq 0.42$$

SI CUMPLE

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.20 Mcr y 1.33 Mu

$$* f'r = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$f'r = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* S \leq \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S = 6666.67 \text{ cm}^3$$

$$A) 1.20 \cdot M_{cr} = 1.20 \cdot F'r \cdot S$$

$$f'r = 2.69$$

$$B) 1.33 \cdot M_u = 4.53 \text{ T-m}$$



El menor valor de acero es 2.69 T-m, la cantidad de acero calculada 6.50 cm²,
resiste > 2.69 T-m

D.2) ACERO POSITIVO (perpendicular al tráfico)

$$M_u = 5.02 \text{ T-m}$$

Se utilizará acero de $\phi \frac{1}{2}$ " y recubrimiento $r=2.5$

$$* z = r + \frac{\phi_{1/2}}{2}$$

$$z = 2.5 + (1.27/2)$$

$$z = 3.14 \text{ cm}$$

$$* d = 20 - 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

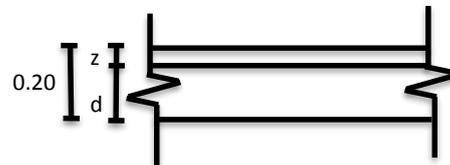
$$* A_s = \frac{M_u}{0.90 * (d - \frac{a}{2})}$$

$A_s = 6.78$ (obtenemos en la calculadora)

$$* a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'c * b}$$

$$a = (A_s * 4200 \text{ Kg/m}^3) / (0.85 * 280 \text{ Kg/m}^2 * 100)$$

$$a = 0.1765 * A_s$$



Corte longitudinal de la viga

$$a = 1.20 \text{ cm}$$

Se utiliza varillas $\phi \frac{1}{2}$ ", la separación (S) será:

$$\frac{1}{2}" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

Acero de $\frac{1}{2}" @ 0.20 \text{ m}$

Se utiliza varillas de $\phi \frac{1}{2}"$, la separación (S) será:

$$\frac{1}{2}" = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.19 \text{ m}$$

Acero de $\frac{1}{2}" @ 0.19 \text{ m} \approx 0.175 \text{ m}$ (redondeando como mínimo)

As máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$* \beta_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{f'c - 280}{70}$$

$$* C \leq \frac{a}{\beta_1}$$

$$B1 = 0.85$$

$$C \leq 1.41$$

$$* \frac{c}{de} \leq 0.42$$

$$0.08 \leq 0.42$$

SI CUMPLE

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de

1.20 Mcr y 1.33 Mu

$$* f'r = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$f'r = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* S \leq \frac{b \cdot h^2}{6}$$

$$S = 6666.67 \text{ cm}^3$$

$$A) 1.20 * M_{cr} = 1.20 * F'r * S$$

$$f'r = 2.69$$

$$B) 1.33 * M_u = 6.68 \text{ T-m}$$

El menor valor de acero es 2.69 T-m, la cantidad de acero calculada 6.78 cm²,
resiste > 2.69 T-m

D.3) ACERO DE TEMPERATURA (T°)

$$A_{T^\circ} = 0.0018 * A_g$$

$$A_{T^\circ} = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{T^\circ} * \text{capa} = 1.8 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Se usará varilla $\varnothing 3/8''$, la separación será:

$$* A_{ac.} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad ; \quad * s = 0.39 \text{ m}$$

$$* S_{max} = 3t \quad ; \quad * S_{max} = 0.45$$

$$S_{max} = 3 * 0.20 = 0.60$$

Por lo tanto: $0.39 < 0.45$ SI CUMPLE

Ac. T° 3/8'' @ 0.39 \approx 0.30 m (se elige)

D.4) ACERO DE DISTRIBUCIÓN

En la parte inferior de la losa se colocará armadura en la dirección secundaria en un porcentaje de acero POSITIVO igual a:

$$* \% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

*S: distancia entre cara de vigas

$$\% = 90.51 \geq 67\%$$

$$S = 1.8$$

$$A_s \text{ a repartir} = 4.54 \text{ cm}^2$$

Se usará varilla $\phi 1/2''$, la separación será:

$$A_{ac} = 1.29$$

$$s = 0.28 \text{ m}$$

Acero de $1/2'' @ 0.25 \text{ m}$ (redondeando)

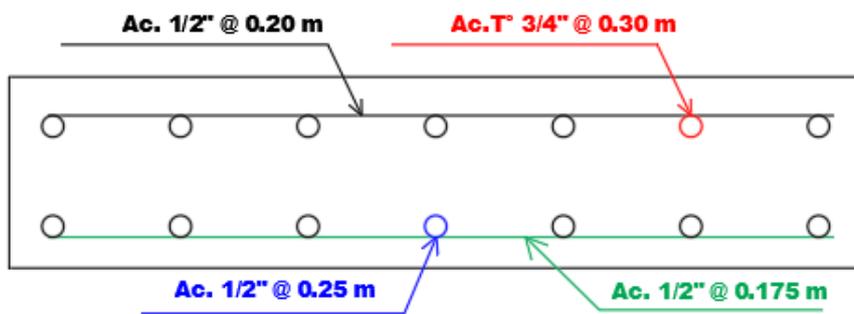


Figura 51. Losa longitudinal con los respectivos aceros calculados
Fuente: Elaboración propia

D) REVISION DE FIDURACION POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

E.1) ACERO NEGATIVO

Esfuerzo máximo del acero

$$* f_{sa} = \frac{z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$$

*d: espacio de acero

$$* d_c = r + \frac{\phi 1/2''}{2}$$

$$d = 20 \text{ cm}$$

$$d_c = 5 + 1.27/2$$

$$* n_v = 1$$

$$d_c = 5.64 \text{ cm}$$

$$* A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$$

$$A = (2 * 5.64) * 20 \text{ cm} / 1$$

$$A = 225.40 \text{ cm}^2$$

$$*Z = 30000 \text{ N/mm}$$

$$Z = 30591.33 \text{ Kg/cm} ; \quad 1 \text{ Kgf} = 9.8067 \text{ N}$$

$$\text{Luego: } f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}}$$

$$f_{sa} = (30591 \text{ Kg/cm}^2) / (5.64 * 225.40)^{1/3}$$

$$f_{sa} = 2825 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6 * 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisurada

$$f_s = \frac{(M_s) * C}{I} * n$$

$$M_s = (1 * MDC + 1 * MDW + 1 * MLL + IM)$$

$$M_s = -1.95 \text{ T-m} \quad \text{Para un metro de franja}$$

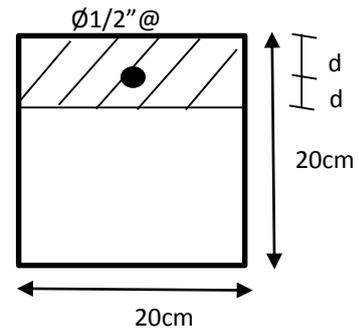
Luego: Para un ancho tributario de 1.00 m

$$*M_s = M_s * b$$

$$*E_c = 200000 \text{ Mpa}$$

$$M_s = -0.39 \text{ T-m}$$

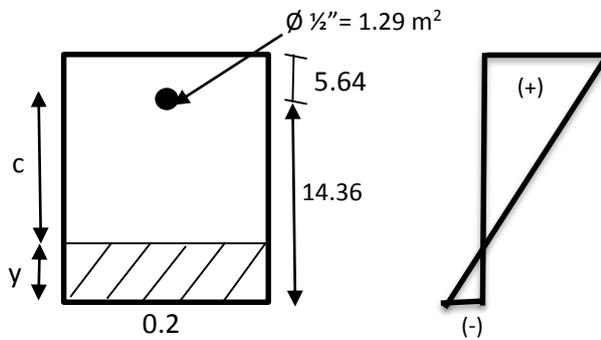
$$E_c = 2039422.03 \text{ Kg/cm}^2$$



$$* E_c = 15344 * \sqrt{f'_c}$$

$$* n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 256754.23 \text{ Kg/cm}^2 \quad n = 8.00$$



Calculo del área de acero transformada

$A_{st} = \text{Relación modular} * \text{Área de acero}$

$$A_{st} = (8 * 1.29) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10.32 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar “y”

$$20y(y/2) = 10.32 * (14.36 - y)$$

$$y = 3.37 \text{ cm}$$

$$c = 10.99 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisurada

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I = 1502 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luego: } f_s = \frac{(Ms) * c}{I} * n$$

$$f_s < f_{sa}$$

$$f_s = 2199.65 < 2520 \quad \text{SI CUMPLE!}$$

E.2) ACERO POSITIVO

$$* f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.6 * f_y$$

Se calcula la distancia del centro del acero más el recubrimiento

$$* d_c = r + \frac{\phi 1/2''}{2} \qquad d = 20 \text{ cm}$$

$$d_c = 2.5 + 1.27/2 \qquad * n_v = 1$$

Para el cálculo del área, se reemplazará los valores obtenidos en la siguiente ecuación

$$* A = \frac{(2d_c)b}{n_v}$$

$$A = (2 * 3.14) * 20 \text{ cm} / 1$$

$$A = 124.44 \text{ cm}^2$$

Por dato se tiene, “Z”

$$* Z = 30000 \text{ N/mm}$$

$$Z = 30591.33 \text{ Kg/cm} \quad ; \quad 1 \text{ Kg} = 9.8067 \text{ N}$$

$$\text{Luego: } f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}}$$

$$f_{sa} = (30591 \text{ Kg/cm}^2) / (3.14 * 225.40)^{1/3}$$

$$f_{sa} = 4187 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6 * 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisurada

$$f_s = \frac{(M_s) * C}{I} * n$$

$$M_s = (1 * M_{DC} + 1 * M_{DW} + 1 * M_{LL} + IM)$$

$$M_s = 2.89 \text{ T-m} \quad \text{Para un metro de franja}$$

Luego se calcula para un ancho tributario de 1.00 m

$$*M_s = M_s * b$$

$$*E_c = 200000 \text{ Mpa}$$

$$M_s = -0.55 \text{ T-m}$$

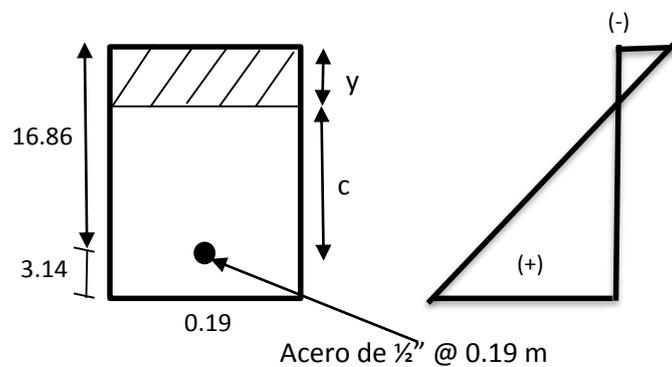
$$E_c = 2039422.03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* E_c = 15344 * \sqrt{f'_c}$$

$$* n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$E_c = 256754.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 8.00$$



Área de acero transformada

$A_{st} = \text{Relación modular} * \text{Área de acero}$

$$A_{st} = (8 * 1.29) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 10.32 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto al eje neutro para determinar “y”

$$19y(y/2) = 10.32 * (16.86 - y)$$

$$y = 3.77 \text{ cm}$$

$$c = 13.09 \text{ cm}$$

Inercia respecto al eje neutro de secc. Transformada fisurada

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I = 2108 \text{ cm}^4$$

$$\text{Luego: } f_s = \frac{(M_s) * c}{I} * n$$

$$f_s < f_{sa}$$

$$f_s = 2228.80 < 2520 \quad \text{SI CUMPLE}$$

I) DISEÑO DE LA VIGA PRINCIPAL INTERIOR

A) CALCULO DEL ACERO PRINCIPAL (Viga T)

Para el cálculo del momento último el momento de la carga muerta, carga de rodadura y la carga viva son afectadas por un factor de carga permanente.

$$M_u = 1.25 * M_{DC} + 1.50 * M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}$$

$$M_u = 1.25 * 29.68 \text{ T-m} + 1.50 * 4.25 \text{ T-m} + 1.75 * 60.57 \text{ T-n}$$

$$M_u = 149.48 \text{ T-m}$$

Ancho efectivo:

$$* L/4 = 12/4 = 3$$

$$* 12t_f + t_w = 12 * 0.20 + 0.30 = 2.7$$

$$* S = 2.1$$

Suponiendo: $c = t = 0.20$

$$a = 0.85c = 0.17$$

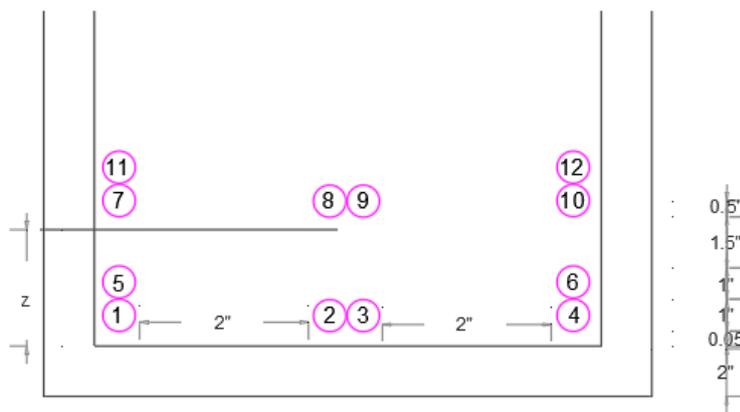


Figura 52. Acero en la parte comprimida de la viga transversal
Fuente: Elaboración propia

Cálculo de “z”, la cantidad del número de acero será igual a la cantidad de acero que se encuentra horizontalmente multiplicado por la distancia del borde inferior de la viga al finalizar el diámetro del acero

$$A = 5.10$$

$$* (12A)z = (4A)(3.5'') + (4A)(7'') + (2A)(3'') + (2A)(6.5'')$$

$$z = 5.083''$$

$$z = 12.91 \text{ cm}$$

$$* d = 85\text{cm} - 12.91\text{cm}$$

$$d = 72.00 \text{ cm}$$

$$* A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{149.48 * 10^5}{0.9 * 4200 * (72 - \frac{A_s}{2})}$$

$$A_s = 59.22 \text{ cm}^2$$

$$* \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = 59.22 / (210 * 72)$$

$$\rho = 0.00412$$

$$* c = 1.18 * \frac{\rho * f_y * d}{0.85 * f'_c}$$

$$c = 1.18 * \frac{0.00412 * 4200 * 72}{0.85 * 280}$$

$$c = 6.18 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

Se diseñará como una viga rectangular

$$A_s = \text{con } 12\phi 1'' = 61.2 \text{ cm}^2, \text{ para } b: 210 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$a = 0.084 * A_s$$

$$a = 4.97 \text{ cm (cálculo posterior a hallar } A_s)$$

Ahora se reemplaza “a” en “As”, y con la ayuda de la calculadora se halla el acero:

$$A_s = \frac{148.326 * 10^5}{0.9 * 4200 * (72 - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = 59.22 \text{ cm}^2$$

As. Máximo

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/de \leq 0.42$

$$* \beta_1 = 0.85 - 0.05 * \frac{f'c - 280}{70}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$* c \leq \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = 5.85$$

$$* \frac{c}{de} \leq 0.42$$

$$c/de = 0.09 \leq 0.42$$

As. Mínimo

La cantidad de acero proporciona debe ser capaz de resistir el menor valor de 1.20

Mcr y 1.33 Mu.

$$* f'r = 2.01 * \sqrt{f'c}$$

$$f'c = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* S \leq \frac{b * h^2}{6}$$

$$S = 252875.00 \text{ m}^3$$

$$a) 1.20 * M_{cr} = 1.20 * f'_{r} * S$$

$$f'_{r} = 102.06 \text{ T-m}$$

$$b) 1.33 * M_u = 198.80 \text{ T-m}$$

El menor valor de acero es 102.06 T-m, la cantidad de acero calculada 59.22 cm².

Resiste 159.22 T-m > 102.06 T-m

Usar 12 \emptyset 1"

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

En el alma de la viga T

$$A_{T^{\circ}} = 0.0018 * A_g$$

$$A_{T^{\circ}} = 0.0018 * 30 * (85 - 20)$$

$$A_{T^{\circ}} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{sT^{\circ}} \times \text{capa} = 1.76 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

Usaremos 1 \emptyset de 5/8" A = 2.00 cm²

$$* S_{max} = 3t$$

$$* S_{max} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3 * 30$$

$$S_{max} = 90 \text{ cm}$$

B) REVISION DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

Esfuerzo Máximo del acero

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60fy$$

Antes se hallará "A". "Z", para reemplazar en fsa

$$* d_e = recub + \varnothing_{estribo} + \frac{\varnothing}{2} \quad * bw = \text{ancho del alma}$$

$$dc = 5 + 1.27 + 6.64$$

$$bw = 30 \text{ cm}$$

$$dc = 11.64 \text{ cm}$$

$$* A = \frac{(2 * d_c) * b}{n_v}$$

$$* n_v = 12$$

$$* A = \frac{2 * (11.64) * 30}{12}$$

$$A = 58.20 \text{ cm}^2$$

$$* Z = 30000 \text{ N/mm}$$

$$1N = 9.8067$$

$$1MPa = 10.197 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = 30591.33 \text{ Kg/cm}$$

$$* f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60fy$$

$$f_{sa} = 3483.16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6 * (4200 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_s \leq 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$f_s = \frac{M_s * c}{I}$$

Antes se calcula

$$*M_s = (1 * MDC + 1 * MDW + 1 * MLL + IM)$$

$$M_s = 93.58 \text{ T-m}$$

$$*E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_s = 2039400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (convirtiendo)}$$

$$*E_c = 15344 * \sqrt{f'c}$$

$$E_c = 256754 \text{ Kg/cm}^2$$

A continuación, se reemplaza en la siguiente ecuación:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 8$$

Luego se calcula el área de la sección transversal con la siguiente ecuación:

$$A_{st} = \text{relación modular} * \text{área del acero}$$

$$A_{st} = 8 * 61.20$$

$$A_{st} = 489.60 \text{ cm}$$

Momento respecto al eje neutro (E.N)

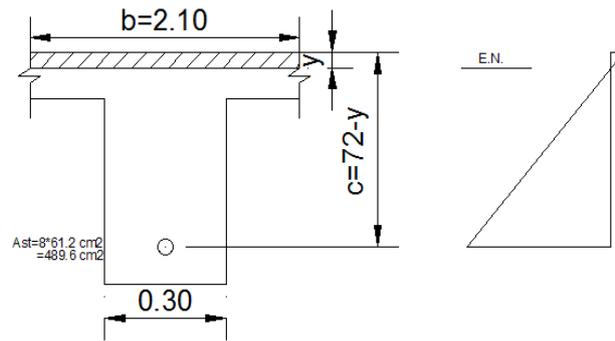


Figura 53. Área del acero transformada la sección transversal de la viga
Fuente: Elaboración propia

$$210y = 489.6 * (72 - y)$$

$$y = 16.14 \text{ cm}$$

Se calcula la inercia del eje neutro (E.N) de la sección transformada

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I = 1822031 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{(M_s) * C}{I} * n$$

$$f_s = \frac{(94.50 * 10^5 \text{ T - m}) * 55.86}{1822031} * 8$$

$$f_s = 2318 < 2520 \text{SI CUMPLE}$$

C) FATIGA

CARGA DE FATIGA

$$M_{fat} = n(0.75 * M_{LL+IM})$$

Se calcula con un camión de diseño, con una separación constante de 9m entre los ejes de 14.8 T (no se aplica el factor de presencia múltiple)

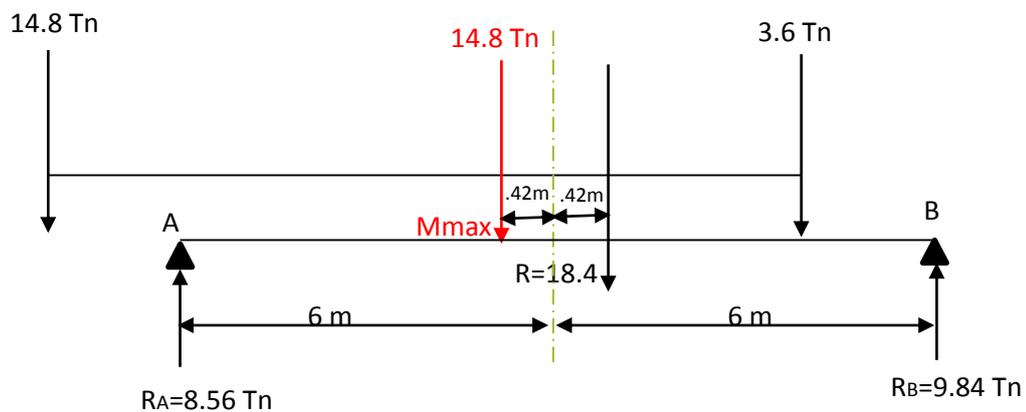


Figura 54. Camión de diseño con una separación constante de 9m entre los ejes de 14.8 T
Fuente: Elaboración propia

$$MLL = 8.56 \text{ Tn} * (6\text{m} - 0.422\text{m})$$

$$MLL = 47.76 \text{ T-m}$$

Se considera la distribución “g” de sobrecargada para un solo carril y se elimina el factor de distribución

$$*g_{FAT} = 0.47/1.2$$

$$*MLL+IM = 47.76 * 0.392$$

$$g_{FAT} = 0.392$$

$$MLL+IM = 18.70$$

Luego para el diseño por fatiga con IM= 0.15

$$MFAT= 1*(0.75*1.15*18.72)$$

$$MFAT= 16.13 \text{ T-m}$$

SECCION FISURADA

Se utiliza la secc. Fisurada si la suma de esf. Debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga da por resultado una tensión de tracción mayor que:

$$0.25 * \sqrt{f'c}$$

- $M'fat=1*MDC+1*MDW+1.5*Mfat$
- $M'fat=1*29.68+1*4.25+1.5*16.13$
- $M'fat= 58.13 \text{ T-m}$

$$f_{fat} = 0.80 * \sqrt{f'c} \text{ Kg/cm}^2$$

- $ffat= 13.39 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_{tracc} = \frac{M'fat}{S}$$

$$* f_{tracc} = \frac{58.13*10^5}{252875}$$

$$f_{tracc}= 23 \text{ Kg/cm}^2 > 13.39 \text{ Kg/cm}^2$$

Se usará sección agrietada

VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

Esfuerzos en el refuerzo debido a la carga viva, el valor de “c” y “I” se obtuvo con anterioridad

$$*c = 55.86 \text{ cm} \quad * I = 1822031 \text{ cm}^4$$

$$*f = \frac{M_{fat}}{I_{ag}} * c$$

$$f = \frac{16.13 * 10^5 * 55.86}{1822031}$$

$$f = 49.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$*f = f_s/n$$

$$f_s = f * n$$

$$f_{LL} = f_s = 8(49.45)$$

$$f_{LL} = f_s = 395.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Rango de máximo de esfuerzo: el esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínima combinado con el esfuerzo por carga permanente.

Momento por carga muerta para la viga interior es:

$$MDL = MDC + MDW$$

$$MDL = 29.68 + 4.25$$

$$MDL = 33.93 \text{ T-m}$$

Momento por carga permanente es:

$$*f_{DL} = \frac{n * M_{DL} * c}{I_{ag}}$$

$$f_{DL} = \frac{8 * 33.93 * 10^5 * 55.86}{1822031}$$

$$f_{DL} = 832.21 \text{ Kg/cm}^2$$

Por ser viga simplemente apoyada, el esfuerzo por carga viva mínima es cero

$$f_{max} = 396 \text{ Kg/cm}^2 + 832 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{max} = 1228 \text{ Kg/cm}^2$$

El rango de esfuerzo es:

$$f = f_{max} - f_{min}$$

$$f = 396 \text{ Kg/cm}^2$$

$$* f \leq 145 - 0.33 * f_{min} + 55 * \left(\frac{r}{h}\right)$$

$$r/h = 0.3$$

$$f_{max} = 145 - 0.33 + f_{min} + 55 + 0.3$$

$$f_{max} = 134.57$$

$$f_{max} = 1372 \text{ Kg/cm}^2 > 396 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

DISEÑO POR CORTE (Viga Interior)

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

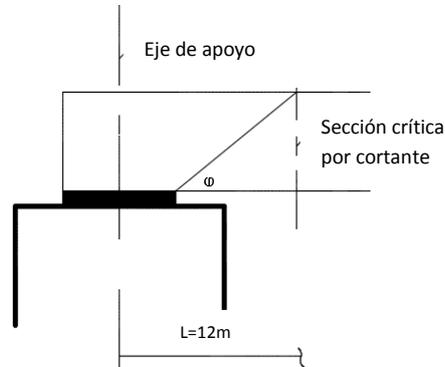


Figura 55. Diseño por corte de la viga interior
Fuente: Ing. Arturo Serquén

$$\phi = 45^\circ$$

d_v = peralte efectivo

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

$$d_v = 72 - 4.97/2$$

$$d_v = 69.51 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.9d_e = 0.9(72\text{cm}) = 64.8 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72(85\text{cm}) = 61.2 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{no menor que} \\ \text{mayor valor que} \end{array}$$

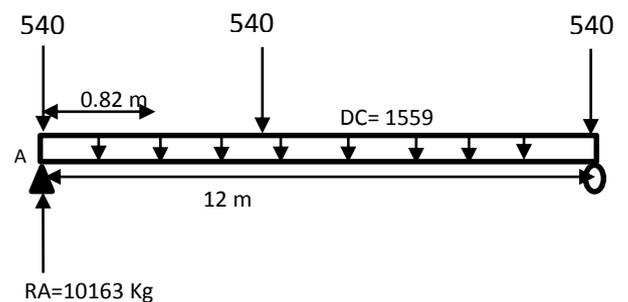
La sección por corte se ubica desde el eje de apoyo en:

$$0.125 + 0.6962 = 0.82$$

Carga Muerta (DC)

$$WDC = 1559$$

$$P_{\text{diaf}} = 540$$



$$VDC = (10163 - 540) - 0.82 + 1559$$

$$VDC = 8345 \text{ Kg}$$

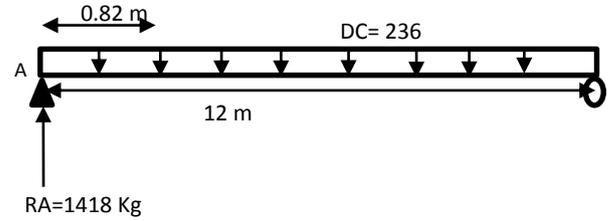
Carga Rodadura (DW)

$$WDW = 236$$

$$VDW = 1418 - 0.82 + 236$$

$$VDW = 1224 \text{ Kg}$$

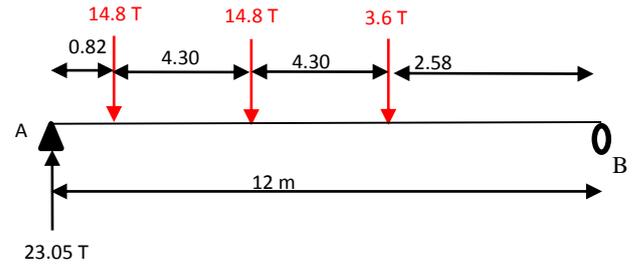
$$VDW = 1.22 \text{ Tn}$$



Carga Viva (LL)

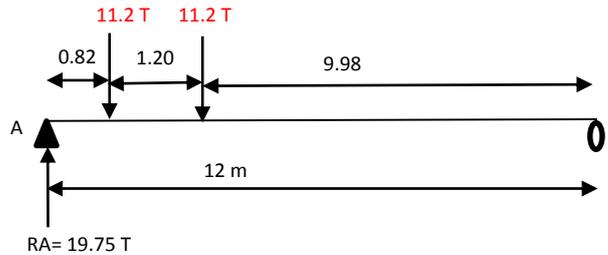
Camión de diseño

$$V = 23.05 \text{ T}$$



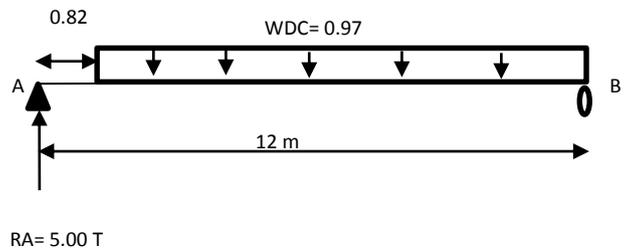
Tándem:

$$V = 19.75 \text{ T}$$



Carga de carril

$$V = 5.00 \text{ T}$$



Luego:

$$VLL+IM= 23.05*1.33+5$$

$$VLL+IM= 36.08$$

Distribución en viga interior

Caso de un carril cargado se utilizará la siguiente ecuación:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g= 0.36+(2100/7600)$$

$$g=0.636$$

Caso de dos carriles cargado se utilizará la siguiente ecuación:

$$* g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g= 0.2+(2100/3600)-(2100/10700) ^2$$

$$g=0.745... \text{ CRÍTICA}$$

$$*VLL+IM= 0.745*36.02$$

$$VLL+IM= 26.87 \text{ Tn}$$

$$VLL+IM= 26870 \text{ Kg}$$

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I

$$V_u= 1.25*VDC+1.5*VDW+1.5(LL+IM)$$

$$V_u= 1.25*8345+1.5*1224+1.75*26870$$

$$V_u= 59289 \text{ Kg}$$

Cortante actuante

$$V_u = \phi * V_n$$

$$V_u = 0.9$$

Siendo

$$V_n \text{ (el menor)} \left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V \\ V_n = 0.25 * f_c * b_v * d_v + V \end{array} \right.$$

Donde

Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.083 \beta * \sqrt{f'c} * b_v * d_v \quad (\text{N})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v \quad (\text{Kg})$$

Cortante de acero

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot \theta + \cot \alpha) \text{ sen } \alpha}{S}$$

$$\text{Con } \left\{ \begin{array}{l} \theta = 45^\circ \\ \alpha = (\text{ang. De inclin. Del estribo}) \end{array} \right\} V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S}$$

Cortante resistente del concreto (V_c)

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 69.51$$

$$V_c = 18494 \text{ Kg}$$

Cortante resistente del acero (V_s)

Se propone estribos ½” espaciadas a cada 15 cm

$A_v = 2 * 1.29 \text{ m}^2 = 2.58 \text{ m}^2$ Asumiendo en dos capas

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}\alpha}{s}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s}$$

$$V_s = (2.58 \text{ m}^2 * 4200 \text{ Kg/cm}^2 * 69.51 \text{ cm}) / 15$$

$$V_s = 50216 \text{ Kg}$$

Componente fuerza pretensada $V_p = 0$

Cortante Nominal Resistente

El menor valor de

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 18494 + 50216 + 0 = 68710 \text{ Kg} \\ V_n = 0.25 * 280 * 30 * 69.51 + 0 = 145977 \text{ Kg} \end{array} \right.$$

Luego:

$$V_n = 68710 \text{ Kg}$$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 0.9 * 68710$$

$$V_r = 61839 > 59289 \quad \text{OK!}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{280} * \frac{b_v * s}{f_y}$$

$$A_v = 0.48 < 2.58 \quad \text{OK}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi * b_v * d_v}$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi * b_v * d_v}$$

$$V_u = \frac{59289}{0.9 * 30 * 69.51}$$

$$V_u = 31.59 \text{ Kg/cm}^2$$

También:

$$\text{Si: } V_u < 0.125 * f'_c \quad S_{\max} = 0.8 * d_v \leq 60$$

$$\text{Si: } V_u > 0.125 * f'_c \quad S_{\max} = 0.4 * d_v \leq 30$$

Como: $31.59 \text{ Kg/cm}^2 < 0.125 * 280 = 35 \text{ Kg/cm}^2$

$$S_{\max} = 0.8 * d_c = 0.8 * 69.51 = 55.61 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 60 \text{ cm}$$

Luego: $15 < S_{\max} = 55.61 \text{ cm} \quad \text{OK}$

A una distancia 0.82 del apoyo (secc. Crítica por cortante), usar estribos de ½”

@ 0.15

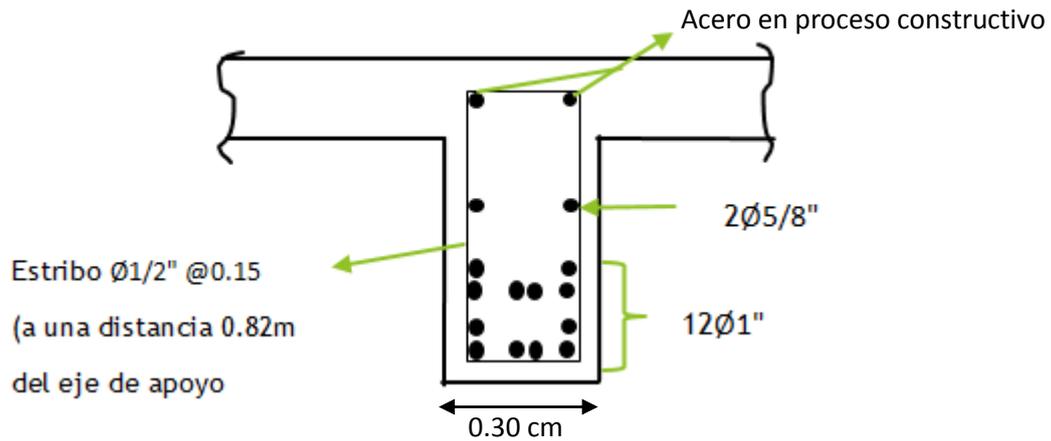


Figura 56. Sección transversal del diseño de viga
Fuente: Elaboración propia

5.7. Diseño de la Subestructura

DISEÑO DEL ESTRIBO

ALTURA: $H = 3.80 \text{ m}$

DATOS

$$\sigma = 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 28^\circ \text{ (< de fricción int)}$$

$$P_u(\text{conc}) = 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$P_u(\text{terr}) = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

$$u = 0.4$$

$$H = 3.8 \text{ m}$$

$$\text{Ancho de caja} = 7.8 \text{ m}$$

$$\delta = 24 \text{ (< de fricc. Suelo y muro)}$$

En la **figura N° 54** se muestra el predimensionamiento del estribo de gravedad.

$$\theta = 90^\circ$$

$$\Gamma = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta)}{\cos \phi}}\right)^2$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\Gamma \sin^2 \phi \sin(\theta - \delta)}$$

$$\Gamma = 3.72$$

$$K_a = 0.23$$

En la **figura N° 55** se muestra el estribo de gravedad siendo afectada por el empuje activo y pasivo.

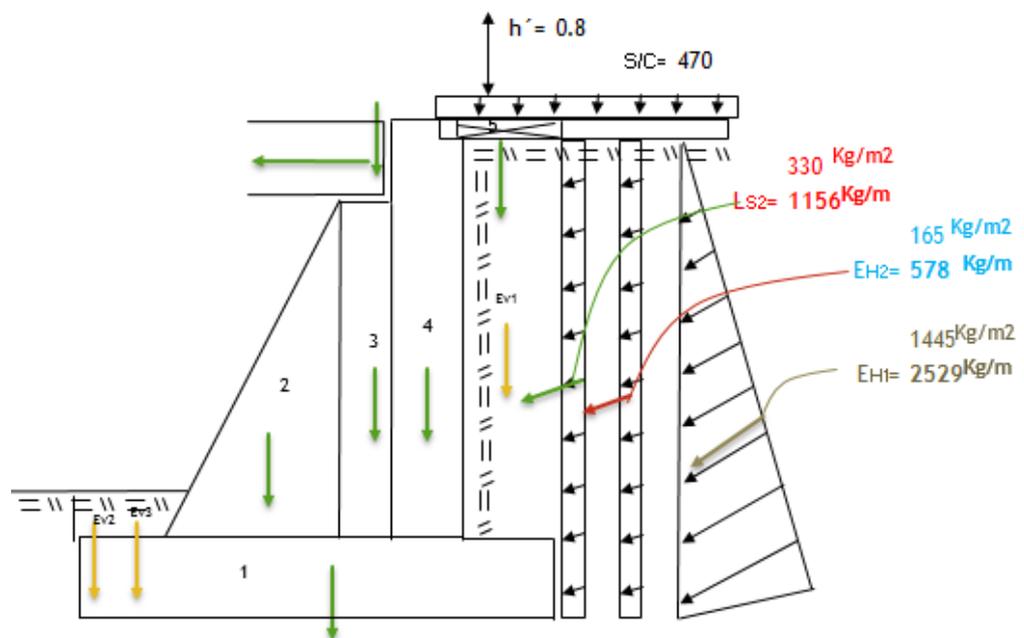


Figura 58. Cargas del estribo de gravedad
Fuente: Elaboración propia

Cálculo del coeficiente de presión activa “Ca” y pasiva “Ha”

EMPUJE ACTIVO (Ca):

EMPUJE PASIVO (Ha):

$$C_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$H_a = \frac{C_a * P_u * H^2}{2}$$

$$C_a = 0.36$$

$$H_a = 4691.99 \text{ Kg-f}$$

MOMENTO DE VOLTEO / F. ACTUANTE

$$M_{vol} = Ha * \frac{H}{3}$$

$$M_{vol} = 5943.19 \text{ T-m}$$

CALCULO DE MOMENTOS RESISTENTES

Estas fuerzas se calculan respecto al punto A, para determinar el peso del muro y del relleno y a la vez el centro de gravedad, donde se dividió en 4 figuras geométricas conocidas que se muestran en la **tabla N° 22**.

Tabla 22.
Resumen de momentos y fuerzas afectadas al estribo

	ELEMENTO	FUERZA(Pn)	BRAZO(m)	MOMENTO(Mn)
DC1	1	3600.00	1.25	4500.00
DC2	2	3523.64	1.13	3992.32
DC3	3	1295.83	1.66	2156.78
DC4	4	3668.72	2.10	7720.89
DC5	5	216.00	2.35	507.60
PDC	6	4750.77	1.66	7907.16
Pviva	7	4.19	1.66	6.97
Pfre	8	0.21	3.80	0.80
Ev1	9	1566.00	2.35	3680.10
Ev2	10	216.00	0.15	32.40
Ev3	11	61.20	0.36	21.83
EH1	12	2529.09	2.50	6322.73
EH2	13	578.08	2.50	1445.19
LS2	14	1156.16	2.50	2890.39
S/C	15	470.25	2.50	1175.63

Fuente: Elaboración Propia

$$\sum P_n = 23636.14$$

$$\sum M_n = 42360.78$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL MURO

La estabilidad de cimentación del estribo se considera 1.2 m de altura, esta profundidad genera empuje pasivo en el estribo y mejora su estabilidad.

FUERZA DE VOLTEO Y DESLIZAMIENTO

Con las dimensiones seleccionadas verificamos la estabilidad del muro al vuelco, deslizamiento y determinamos las presiones de contacto del suelo y estribo.

Factor de seguridad de volteo > 2: Para poder contrarrestar la fuerza del volteo nos interesa obtener el momento opuesto y para ello se consigue el peso del suelo y la longitud del talón posterior, este factor garantiza la estabilidad del muro mínima de 2.

$$F_{s.volteo} = \frac{\sum Mn}{M_{vol}}$$

$$F_{s.volteo} = 7.13 > 2 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Factor de deslizamiento > 1.50: El factor de seguridad para contrarrestar el deslizamiento debe ser mayor a 1.50.

$$F_{s.desl.} = \frac{\sum P_n}{Ha}$$

$$F_{s.desl.} = 2.02 > 1.50 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Si consideramos el empuje pasivo

$$C_a = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta}$$

$$C_a = 2.77 \text{ Kg-f}$$

$$H_p = \frac{C_a * W * d^2}{2}$$

$$H_p = 897.42 \text{ Kg-f}$$

Factor de deslizamiento > 1.50

$$F_{desl.} = \frac{(u * \sum P_n) + Hp}{H_a}$$

$$F_{s.desl.} = 2.21 > 1.50 \text{ SI CUMPLE}$$

$$M_r > M_v$$

Se verifica la resultante para por el núcleo central

$$x = \frac{M_n - M_v}{P_n}$$

$$x = 1.54 \text{ m}$$

Por ser triangular:

$$c(g) = B/3$$

$$c(g) = 0.83 \text{ m}$$

CALCULO DE LAS PRESIONES: Debido que la resultante de fuerzas actúa dentro del núcleo central, la distribución de las presiones en la cimentación es trapezoidal
1.54 m, se encuentra dentro del núcleo trapezoidal de la base del estribo

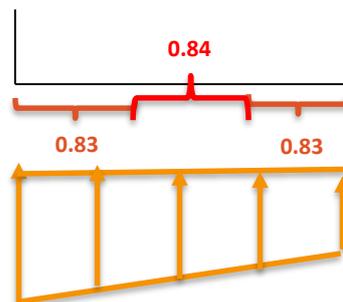


Figura 59. Carga distribuida y afectada por el suelo a la base del estribo
Fuente: Elaboración propia

Cálculo de la excentricidad

$$e = \frac{B}{2} - x < B/6$$

$$e = -0.29 < 0.42 \text{ OK}$$

Para 1.00

$$\sigma_{punta} = \frac{P_n}{A_{zap}} + \frac{6 * P_n * e}{B^2}$$

$$\sigma_{punta} = 2856.93 \text{ Kg/m}^2$$

$$\sigma_{punta} = 2.86 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{punta} = 0.29 \text{ Kg/cm}^2 < 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{talón} = \frac{P_n}{A_{zap}} - \frac{6 * P_n * e}{B^2}$$

$$\sigma_{talón} = 16051.98$$

$$\sigma_{talón} = 16.05 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{talón} = 1.61 \text{ Kg/cm}^2 < 1.94 \text{ Kg/cm}^2$$

5.8. Simulación con el Programa SAP 2000

El método empleado en el de modelamiento es de elementos finitos modela las losas con elementos tipo Shell.

SIMULACION DEL PUENTE

En la actualidad, existen muchos programas de análisis y diseño estructural, y uno de ellos que más herramientas y facilidades de trabajo brinda es el programa SAP 2000.

El diseño con el programa SAP 2000 permite un diseño con facilidades, velocidad y el modelamiento de diferentes tipos de estructura, entre ellos el puente de acero y hormigón.

El modelador paramétrico permite al usuario construir modelos de puentes simples o complejos y realiza cambios de manera eficiente, manteniendo el control total sobre el proceso de diseño. (ING. Cesar Alvarado Calderon, 2010 pág. 08).

Los resultados calculados del diseño estructural fueron comparados con los resultados obtenidos del programa SAP, corroborando el correcto diseño.

MODELACION CON EL PROGRAMA SAP 2000

Para la elaboración del modelo del puente viga se tomaron en cuenta varios aspectos como por ejemplo el peso propio de la losa, peso propio de las vigas interiores y exteriores, peso propio de la vereda (elementos de la superestructura), las que trabajaron con las cargas últimas y se consideró también la fuerza del frenado, siendo un 5% de la carga viva.

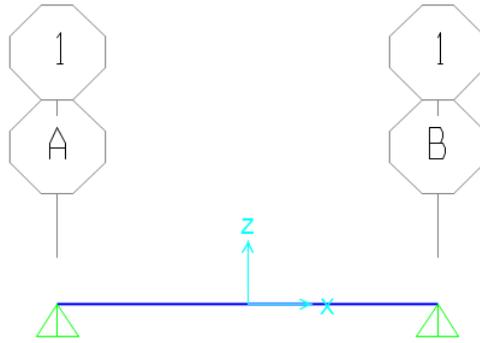


Figura 60. Idealización del puente en proyecto
Fuente: Programa SAP2000

Se inicia dando la longitud que tendrá la luz del puente, para después empezar a poner las medidas consignadas a cada elemento estructural, y sí poder visualizar la estructura del tablero y las vigas como se muestra en la figura N° 61.

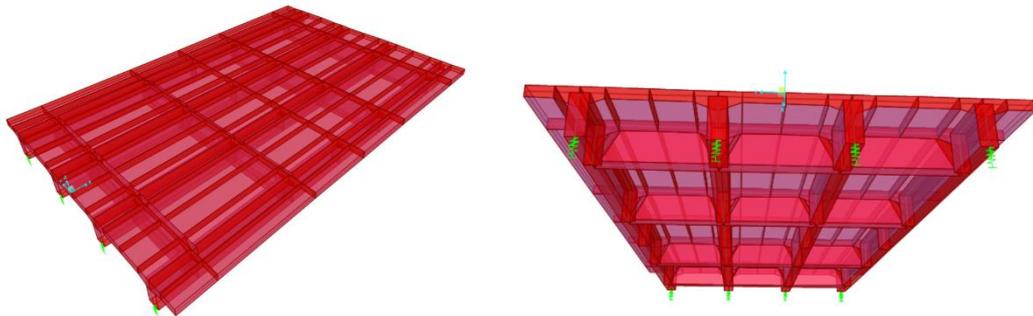


Figura 61. Vista isométrica sobre y debajo del puente viga losa
Fuente: Programa SAP 2000

Una vez que se visualice cómo va quedando la estructura del puente se procede a asignar diferentes cargas que va a soportar la estructura, por ejemplo, la carga del asfalto, la carga de borde, vereda la carga de la baranda y luego se realiza el modelamiento, como se muestra en la figura N° 62 y 63:

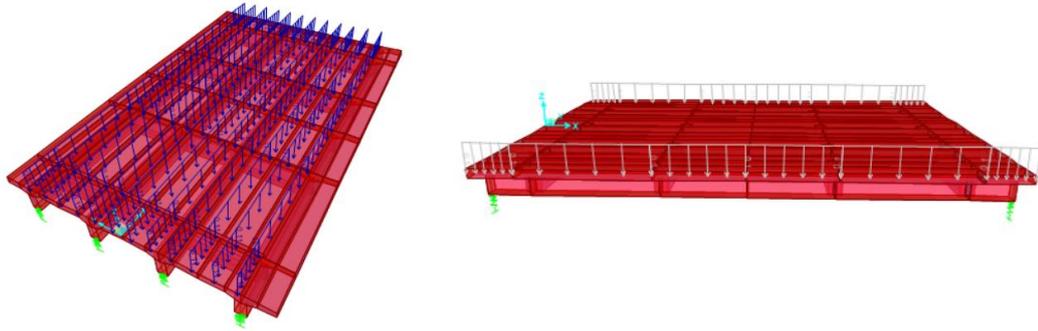


Figura 62. Carga de la calzada y carga de la baranda del puente viga losa
Fuente: Programa SAP 2000

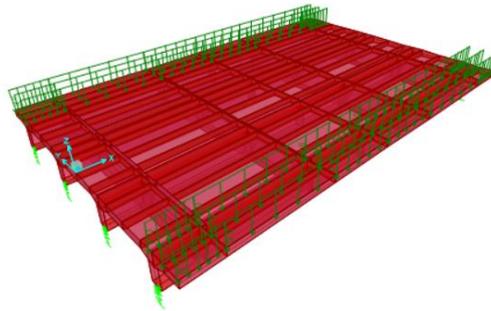


Figura 63. Carga de la vereda del puente viga losa
Fuente: Programa SAP 2000

Al culminar de agregar las cargas que soporta la estructura se elige un vehículo de diseño “HL-93”, que es convencional y al finalizar se puede observar las deflexiones en un punto crítico (parte central del puente), para el puente tipo losa.

CAPITULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Estos resultados aplican para ambos tipos de puente visto en la presente tesis.

6.1. Comparativo Análisis Manual y con el Programa SAP Puente Losa

A continuación, se expone la **tabla N° 23 y 24**, donde se presenta la diferencia entre momentos flectores obtenidos del análisis manual y del programa SAP-2000, donde las diferencias son mínimas por realizar un correcto diseño basándose en el manual de puentes y recomendaciones de algunos ingenieros.

Tabla 23.

Cuadro de resumen de momentos del puente losa

MOMENTOS			
PUENTE LOSA	Análisis manual	SAP	diferencia
tándem de diseño	60.48	60.65	0.17
camión de diseño	61.04	60.04	1.00
Carga de carril	17.28	17.46	0.18

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24.
Cuadro de resumen de deflexión del puente losa

DEFLEXION - SAP	
Tandem de diseño	2.04 cm
Camión de diseño	2.26 cm
Carga de carril	0.67 cm

Fuente: Elaboración propia

6.2. Comparativo Análisis Manual y con el Programa SAP Puente Viga Losa

Para el puente viga losa también se utiliza el mismo tipo de vehículo por lo tanto los momentos son iguales, siendo diferente las deflexiones.

Tabla 25.
Cuadro de resumen de momentos del puente viga losa

MOMENTOS (Tn-m)			
PUENTE LOSA	Análisis manual	SAP	diferencia
tandem de diseño	60.648	60.65	0.002
camión de diseño	61.48	60.04	1.44
Carga de carril	17.46	17.46	0.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26.
Cuadro de resumen de deflexión del puente viga losa

DEFLEXION – SAP (cm)	
Tandem de diseño	2.04
Camión de diseño	2.26
Carga de carril	0.67

Fuente: Elaboración propia

6.3. Comparativo de Dimensiones del Puente Losa y Viga Losa

Tabla 27.
Cuadro de medidas de la superestructura del puente losa

SUPERESTRUCTURA		
	Losa	Viga losa
Espesor de losa (tmin)	0.60 m	0.20 m
Base de viga (b)	----	0.30 m
Altura de viga (h)	---	0.85 m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28.

Cuadro de medidas de la subestructura del puente losa

SUBESTRUCTURA		
	Losa	Viga losa
Ancho del cimiento (B)	2.40 m	2.50 m
Peralte del cimiento (d)	0.70 m	0.60 m
Ancho de la punta (a)	0.30 m	0.30 m
Ancho del talón (b)	0.30 m	0.30 m
Altura total del estribo (H)	3.60 m	3.80 m
Altura de la cajuela	0.625 m	0.225 m

Fuente: Elaboración propia

6.4. Comparativo entre Momentos Últimos del Puente Losa y Puente Viga Losa**Tabla 29.**

Cuadro de momentos últimos del puente losa

PUENTE LOSA – MOMENTOS ÚLTIMOS	
Franja Interior	85.75 T-m
Franja de borde	85.75 T-m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30.

Cuadro de momentos últimos del puente losa

PUENTE VIGA LOSA – MOMENTOS ÚLTIMOS	
Diseño de losa	
Acero negativo	3.23 T-m
Acero positivo	5.02 T-m
Diseño de la viga principal	149.48 T-m

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

- El Manual de diseño de puentes del MTC no presenta procedimiento detallado de cálculo, por lo tanto, se logró realizar el procedimiento de diseño de un puente losa y viga losa que conecta los barrios botadero 1 y botadero 2 en el Distrito de Chilca, de manera detallada y didáctica; siendo viable y generando una guía de diseño para estudiantes y/o profesionales.
- La metodología adecuada del análisis y diseño del puente losa consiste en realizar el proceso de forma detallada aplicando las normativas vigentes, iniciando con el diseño de la superestructura seguido de la subestructura. El proceso que se desarrolló en la presente investigación consta de las siguientes fases: 1) Predimensionamiento del tablero, 2) análisis estructural del tablero y la vereda y 3) diseño del tablero y la vereda. Los resultados finales que se obtuvieron fueron los siguientes: 1) En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales se tiene: espesor de la losa 0.60 m, ancho de la vía 7.8m, ancho de la vereda 0.90m, dimensiones del estribo (ancho de cimiento con 2.40 m, peralte del cimiento con 0.70 m, ancho de punta y talón con 0.30 m, altura de estribo con 3.60 m); 2) referente a los cálculos de los momentos flectores del tablero se realizaron manualmente y se verificaron con el programa SAP 2000 donde se obtuvo los siguientes datos: momento último del tándem de diseño calculado manualmente $M_u=60.48$ Tn, con el programa SAP $M_u=60.65$ Tn. Momento último del camión de diseño calculado manualmente $M_u= 61.04$ Tn, con el programa SAP $M_u= 60.04$ Tn. Momento último de carga de carril calculado manualmente $M_u= 17.28$ Tn, con el programa SAP $M_u= 17.46$ Tn, en todos los cálculos la máxima variación de valores es menor al 1%.y 3) En el diseño, los aceros en la zona más crítica que es la parte central de tablero se reforzaron con aceros principal paralelo al tráfico de 1” @ 0.10 m, acero de distribución de 5/8” @ 0.25 m y acero de temperatura de 3/4 @ 0.30 m.

- La metodología adecuada del análisis y diseño del puente viga losa consiste en realizar el proceso de forma detallada aplicando las normativas vigentes, iniciando con el diseño de la superestructura seguido de la subestructura. El proceso que se desarrolló en la presente investigación consta de las siguientes fases: 1) Predimensionamiento del tablero y vigas, 2) análisis estructural del tablero, vigas y la vereda y 3) diseño del tablero, vigas y la vereda. Los resultados finales que se obtuvieron fueron los siguientes: 1) En cuanto a las dimensiones de los elementos estructurales se tiene: espesor de la losa 0.20m, ancho de la vía 7.8m, ancho de la vereda 0.90m, dimensiones del estribo (ancho de cimiento con 2.50 m, peralte del cimiento con 0.60 m, ancho de punta y talón con 0.30 m, altura de estribo con 3.80 m); 2) referente a los cálculos de los momentos flectores del tablero se realizaron manualmente y se verificaron con el programa SAP 2000 donde se obtuvo los siguientes datos: momento último del tándem de diseño calculado manualmente $M_u=60.648$ Tn, con el programa SAP $M_u=60.65$ Tn. Momento último del camión de diseño calculado manualmente $M_u= 61.48$ Tn, con el programa SAP $M_u= 60.04$ Tn. Momento último de carga de carril calculado manualmente $M_u= 17.46$ Tn, con el programa SAP $M_u= 17.46$ Tn, en todos los cálculos la máxima variación de valores es menor al 1%.y 3) En el diseño, los aceros en la zona más crítica que es la parte central de tablero se reforzaron con aceros principal paralelo al tráfico de 1/2" @ 0.25 m, acero de distribución de 1/2" @ 0.175 m, acero de temperatura de 3/4 @ 0.30 m y 12 aceros de 1" en la viga

RECOMENDACIONES

- En la presente tesis se realizó el diseño de acero del puente losa y viga losa, por lo tanto, se recomienda a futuro realizar el presupuesto de ambos puentes.
- A raíz de la elaboración del diseño del puente losa y viga losa, se recomienda realizar guías de procedimiento de diseño de diferentes tipos de puentes para estudiantes de la carrera y a fines.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

RODRIGUEZ, ARTURO. DISEÑO DE PUENTES CON AASHTO LRFD. 5ta ed. [s.n], [Lima], 2010.

BELMONTE, HUGO (1990). DISEÑO DE PUENTES AASHTO. 4ta ed. [s.n], [Bolivia], 1990

BOSIO LUIS, VELÁSQUEZ JACK, GALIO EDUARDO, PASTOR MANUEL, LOZADA PEDRO. PUENTES ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN, [s.n], (Lima), 1994.

HARMSSEN, TEODORO. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. 4ta ed. Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima), 2005

APAZA, PABLO. PUENTES INTRODUCCIÓN AL DISEÑO DE PUENTES EN CONCRETO. Ed. D'LUIS (Lima), 1996

ARANIS, CÉSAR. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO, MÉTODO AASHTO – LRFD. Ed. Estudiantes ACI de la UNI (Lima), 2006.

ING. JOSÉ MERUVIA. APOYO DIDÁCTICO EN LA ENSEÑANZA – APRENDIZAJE DE PUENTES. [s.n], (Bolivia), 2004.

OTTAZZI, GIANFRANCO. MATERIAL DE APOYO PARA LA ENSEÑANZA DE LOS CURSOS DE DISEÑO Y COMPORTAMIENTO DE CONCRETO ARMADO. 12 ava Ed. [s.n], (Lima), 2004.

INGENIERÍA Y GESTIÓN. MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES. Ed. Macro EIRL (Lima), 2000.

ALVA, JORGE. DISEÑO DE CIMENTACIONES. Ed. ICG [S.I], 2007.

MEHDI, MOHAMEN. DISEÑO DE PUENTES DE CONCRETO ARMADO. 2da Ed. (Huancayo), 2003.

JUAREZ BADILLO – RICO RODRIGUEZ. MECÁNICA DE SUELOS-FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS. Ed. Limusa (México), 1998.

MORALES, ROBERTO (2000). DISEÑO EN CONCRETO ARMADO. Ed. ICG. [S.I], 2000.

PAZ, MARIO. DINÁMICA ESTRUCTURAL. Ed. Reverté. (Madrid), 2000.

CAPECO. Reglamento Nacional de Edificaciones. 12 ava, Ed. Megabyte, (Lima),2018.

HIBELER, RAUSSELL. ANÁLISIS ESTRUCTURAL. 4 ta, Ed. Pearson, (México),2010.

NORMA AASHTO (2005). ESPECIFICACIONES AASHTO PARA EL DISEÑO DE PUENTES POR EL MÉTODO LRFD. 2da Ed. [s.n], [S.I], 1998.

BUSTAMANTE, CESAR. CARRETERAS FERROCARRILES CANALES. 3ra Ed. América, [Lima], 1997.

MINISTERIO DE COMERCIO EXTERIOR Y TURISMO. GUIA DE ORIENTACIÓN AL USUARIO DEL TRANSPORTE TERRESTRE. 3ra Ed. [s.n], [Lima], 2015.

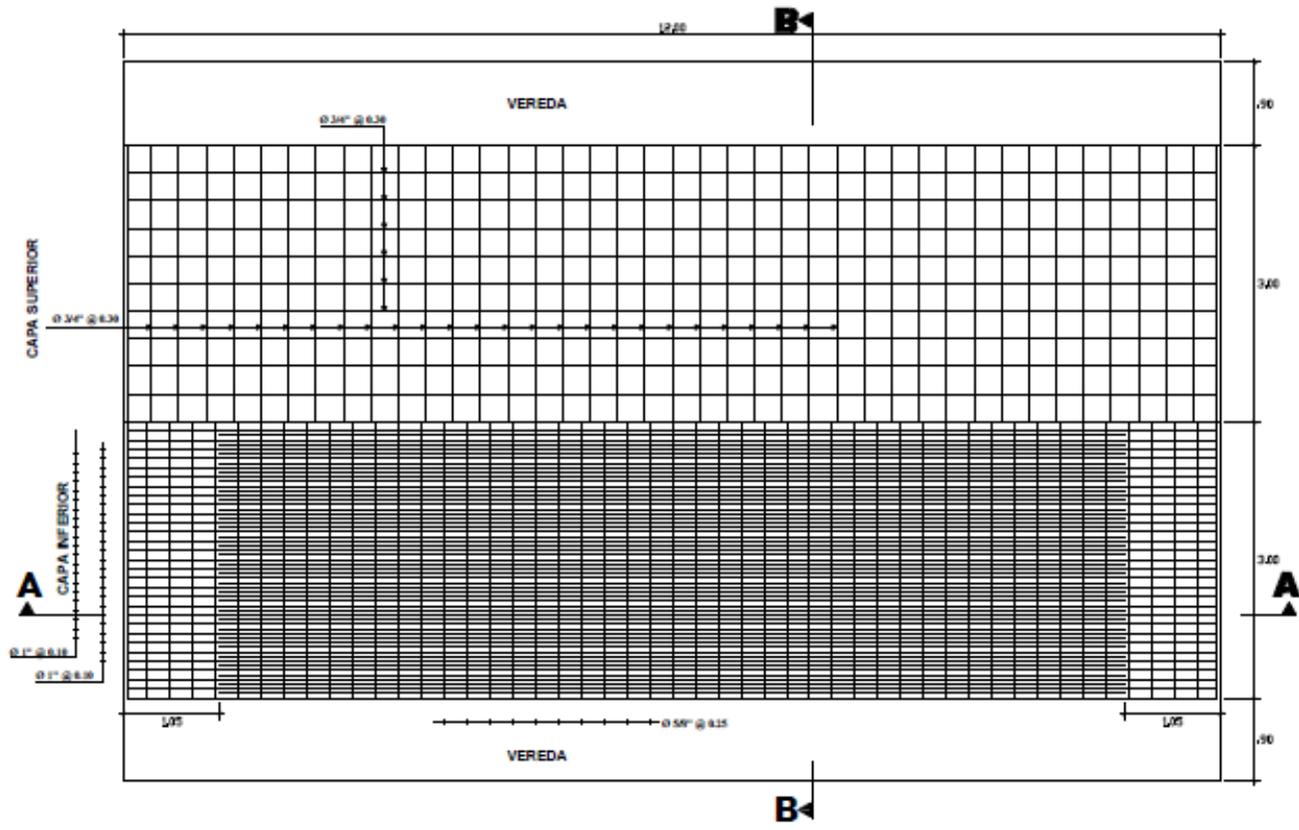
MERRITT FREDERICK, LOFTIN KENT, RICKETTS JONATHAN. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL. 4ta Ed. Hill Interamericana editores, [México], 1999.

ABAD, JORGE. El Niño: 242 PUENTES SE CAYERON Y EL 70% POR ESTAR MAL DISEÑADO. Seminario de defensa rivereñas y control de inundaciones. San Isidro, 2017.

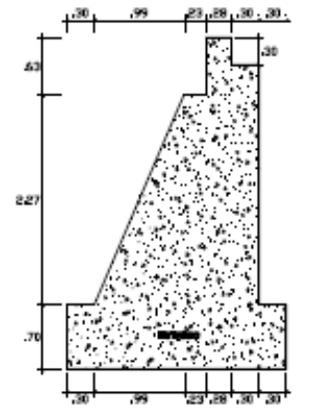
Disponible en <https://redaccion.lamula.pe/2017/04/28/el-nino-242-puentes-se-cayeron-y-el-70-por-estar-mal-disenados/greciadelta/>

ANEXOS



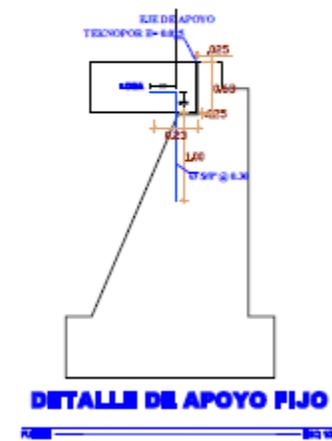
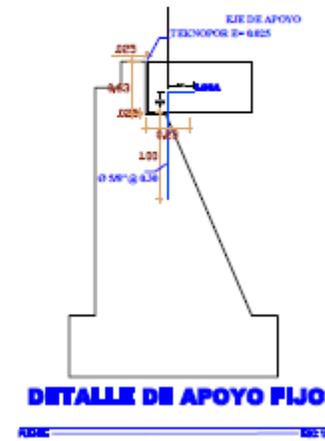
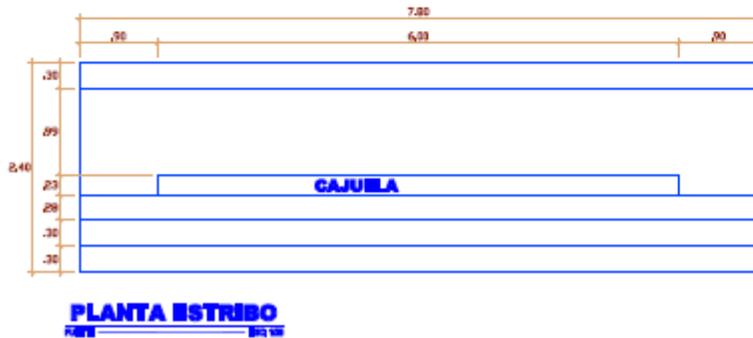
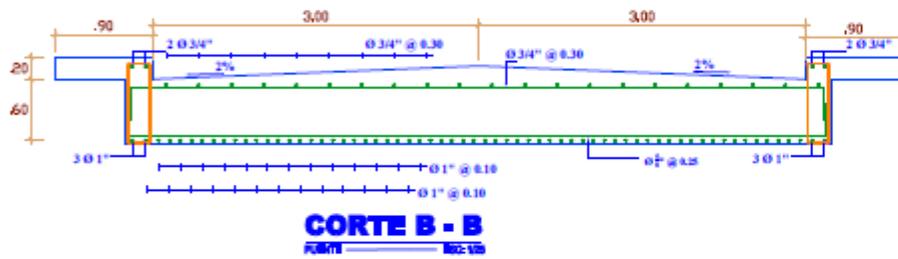
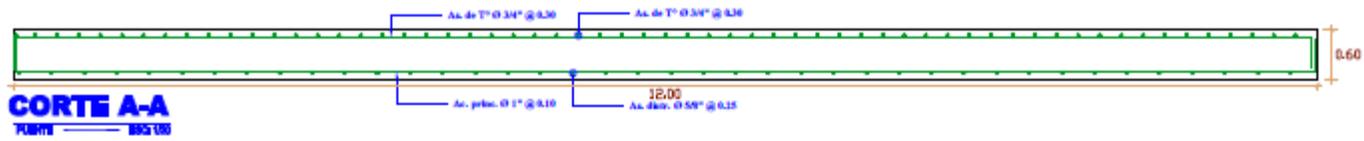


ARMADURA LOSA
FIG. 10 100

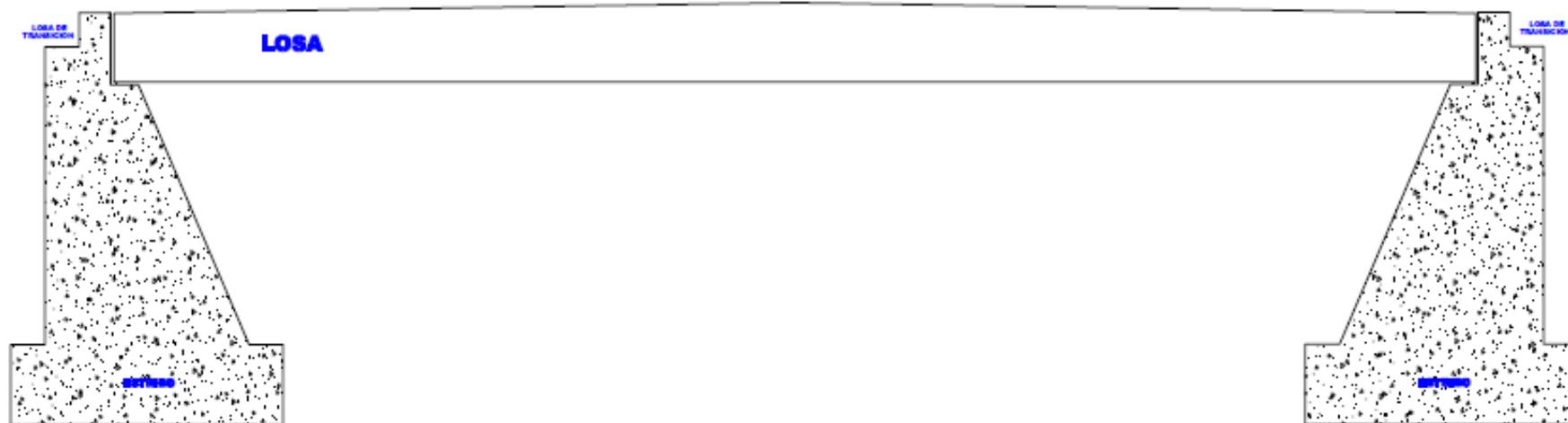


SECCION DE ESTRIBO
FIG. 11 100

	Fecha:	
	Tipo: ARMADURA LOSA	
	Escala: 1:100	
	Autor: ING. J. J. GARCIA	
Proyecto: PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCION DE LA ESCUELA N.º 100		Hoja: 100
Ejecutor: ING. J. J. GARCIA		Fecha: 10/10/10

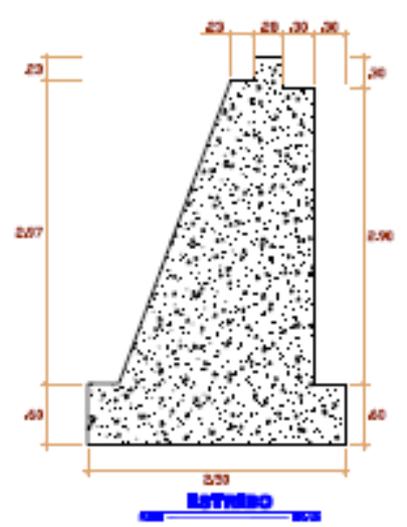
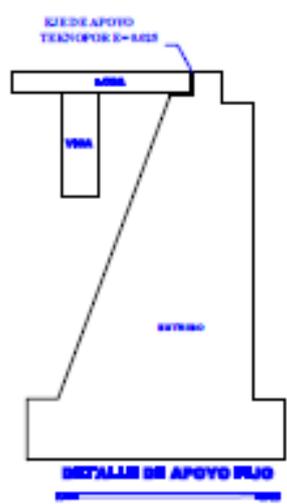
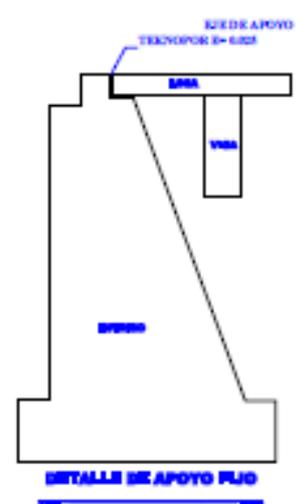
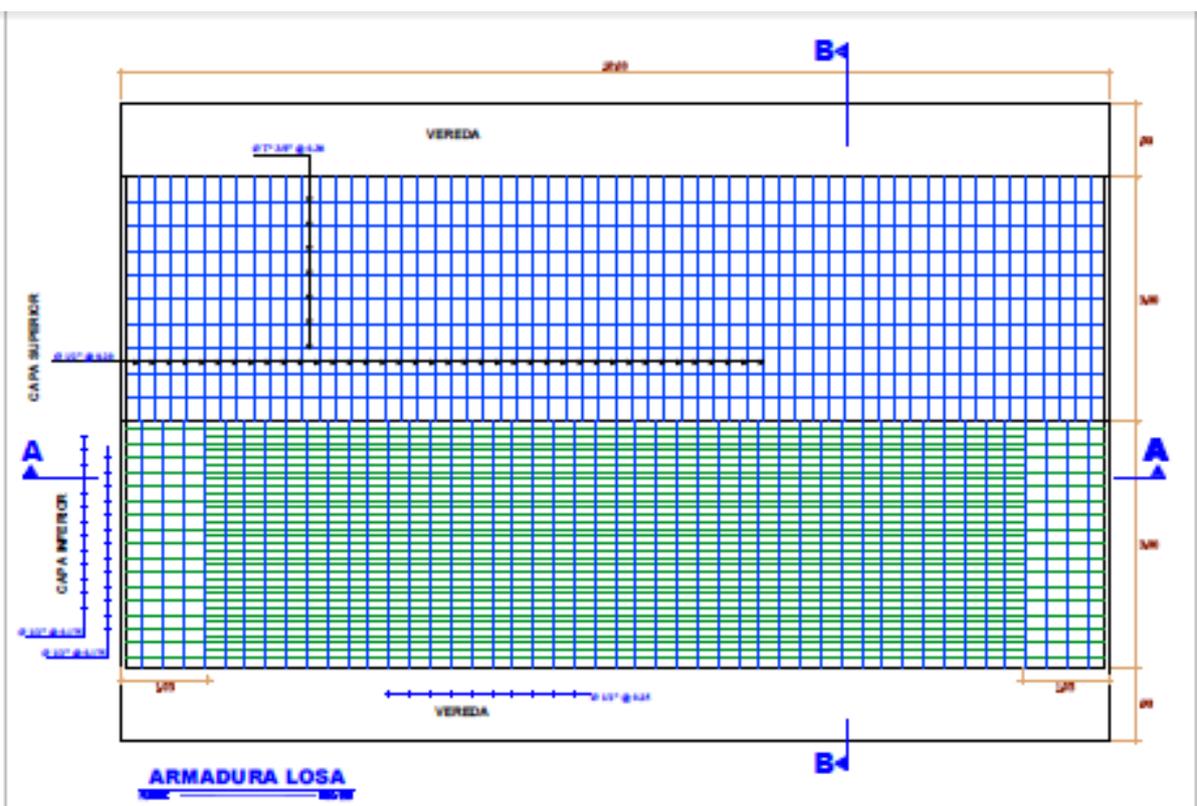


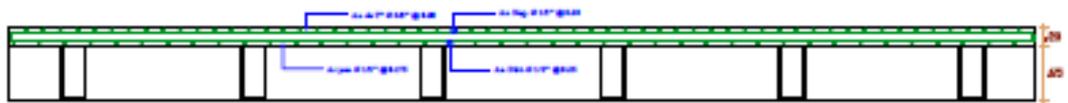
	Fecha:	
	Título:	ANILAJA DE PROYECTO DE RECONSTRUCCIÓN
	Proyecto:	RECONSTRUCCIÓN DE LA ESCUELA N.º 10000
	Escalera:	1:50



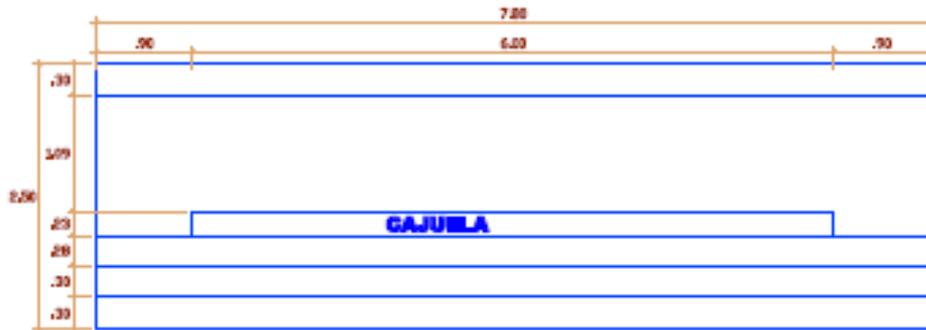
DETALLE LONGITUDINAL DEL PUENTE LOSA
PIERNO LOSA DE TRANSICION

<small>PROYECTO</small> <small>ESTUDIO PRELIMINAR</small> <small>ESTRUCTURAL</small>	Proyecto			
	Financiamiento			
	Proyecto			
	Proyecto			
	Fecha	Escala	Modo	Fecha
			Jun 2017	

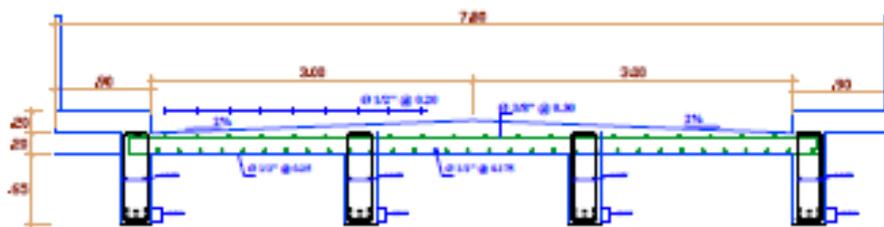




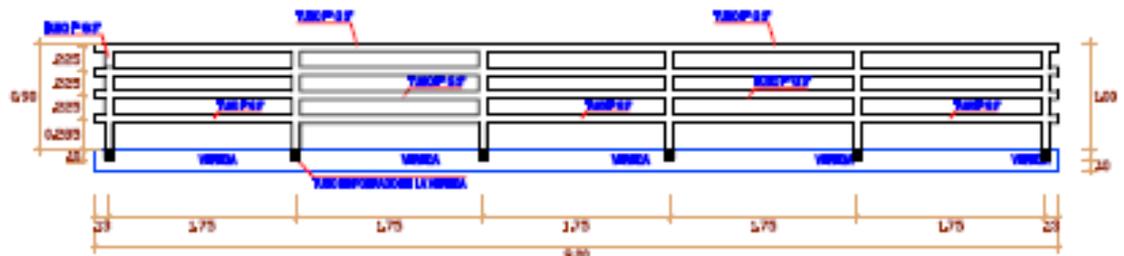
CORTE A-A
FORMA METROS



PLANTA ESTRIBO
FORMA METROS

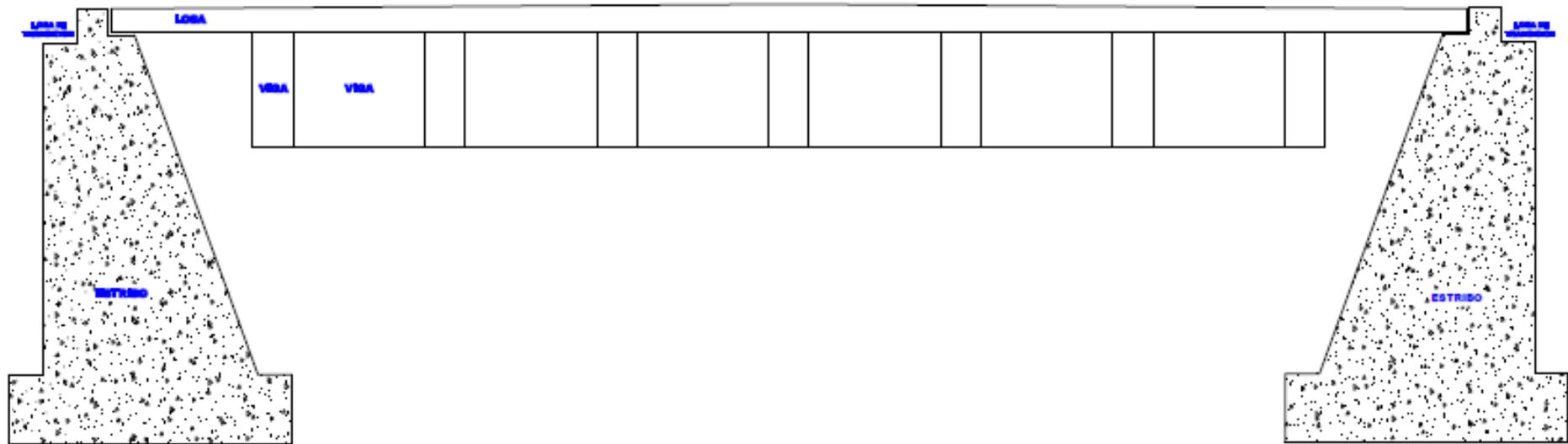


CORTE B - B
FORMA METROS



DETALLE DE BARANDA EN VEREDA DE PUENTE
FORMA METROS





DETALLE LONGITUDINAL DEL PUNTE VIGA LOSA
PUNTE ESC: 1/25

INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO	Proyecto:	
	Título: MARLA KATYA RODRIGUEZ HINOJOSA	
	Módulo: PROYECTO DE VIGA LOSA Y PUNTE	
	Asignatura: ESTRUCTURAS DE ACERO	
Fecha:	Del:	Hasta:
	2018	2018
		2018
		2018
		2018



INFORME DE ENSAYO N° 00208-18/LB-GZ

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

PETICIONARIO	: BACH. MARILIA KATTIA RODRIGUEZ HINOSTROZA
ATENCIÓN	: BACH. MARILIA KATTIA RODRIGUEZ HINOSTROZA
PROYECTO	: "DISEÑO DE UN PUEBLO TIPO LOSA Y UN PUEBLO VIGA LOSA HASTA 20 M. DE LUZ, EN EL DISTRITO DE CHILCA - 2017"
UBICACIÓN	: SOBRE EL RIO ALY Y JR. TORRE TAGLE - DISTRITO DE CHILCA - HUANCAYO - JUNÍN
RESPONSABLE	: TÈC. NÈLIDA COLLACHAGUA VICENTE

DATOS DE LA MUESTRA			
CALICATA	: C-01	ESTADO	: Natural
PROF.	: 2.50 m.	NIVEL FREÁTICO	: Si se encontró
ESTRUCTURA	: Puento (12 m. de luz)	FECHA	: 12-02-18

TEORÍA DE TERZAGHI

$$q_u = 0.867CN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Datos:

C	=	0.01	kg/cm ²
g	=	1.80	gr/cm ³
D _f	=	2.50	m
f	=	28.00°	f' = 19.52° (ángulo de fricción interna corregido)

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA CORREGIDOS (falla por corte local): dependen de f' (Ángulo de fricción interna corregido)

N _c '	=	17.132
N _q '	=	7.073
N _γ '	=	3.290

FS = 3

B (m)	D _f (m)	q _u (kg/cm ²)	q _{ADM} (kg/cm ²)
0.50	3.60	4.85	1.62
1.00	3.60	4.97	1.66
1.50	3.60	5.09	1.70
2.00	3.60	5.21	1.74
2.50	3.60	5.32	1.77
0.50	3.80	5.10	1.70
1.00	3.80	5.22	1.74
1.50	3.80	5.34	1.78
2.00	3.80	5.46	1.82
2.50	3.80	5.58	1.86
0.50	4.00	5.36	1.79
1.00	4.00	5.48	1.83
1.50	4.00	5.60	1.87
2.00	4.00	5.71	1.90
2.50	4.00	5.83	1.94

FS = 3.5

B (m)	D _f (m)	q _u (kg/cm ²)	q _{ADM} (kg/cm ²)
0.50	3.60	4.85	1.39
1.00	3.60	4.97	1.42
1.50	3.60	5.09	1.45
2.00	3.60	5.21	1.49
2.50	3.60	5.32	1.52
0.50	3.80	5.10	1.46
1.00	3.80	5.22	1.49
1.50	3.80	5.34	1.53
2.00	3.80	5.46	1.56
2.50	3.80	5.58	1.59
0.50	4.00	5.36	1.53
1.00	4.00	5.48	1.57
1.50	4.00	5.60	1.60
2.00	4.00	5.71	1.63
2.50	4.00	5.83	1.67


Técnico de Laboratorio de Suelos
Nélida V. Collachagua Vicente


Especialista en Geotécnica
Ing. Tomas S. Paraz Hueco
Reg. CIP N° 99467

Este documento expresa los resultados de la(s) muestra(s) ensayada(s), no pudiendo extenderse los resultados a ninguna otra muestra que no haya sido analizada. Los resultados no deben ser utilizados como una certificación de conformidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Queda prohibida la reproducción total o parcial de este documento sin autorización escrita del laboratorio GEOZU S.A.C.

"PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO"



- Laboratorio de suelos
- Laboratorio de asfalto
- Laboratorio de agregados
- Estudios de geotécnica
- Laboratorio de concreto
- Inspección de control de calidad / pruebas in situ



INFORME DE ENSAYO N° 00205-A-18/LB-GZ
PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PETICIONARIO	: BACH. MARILIA KATTIA RODRIGUEZ HINOSTROZA
ATENCIÓN	: BACH. MARILIA KATTIA RODRIGUEZ HINOSTROZA
PROYECTO	: "DISEÑO DE UN PUENTE TIPO LOSA Y UN PUENTE VIGA LOSA HASTA 20 M. DE LUZ, EN EL DISTRITO DE CHILCA - 2017"
UBICACIÓN	: SOBRE EL RIO ALY Y JR. TORRE TAGLE - DISTRITO DE CHILCA - HUANCAYO - JUNÍN
RESPONSABLE	: TÉC. NÉLIDA COLLACHAGUA VICENTE
FECHA	: 11/02/2018

REGISTRO DE EXCAVACION			
CALICATA	: C-01	ESTRUCTURA	: Puente (12 m. de Luz)
PROF. (m)	: 2.50 m.	NIVEL FREÁTICO	: Si se encontró
ESTADO	: Natural	TAMAÑO DE EXCAVACIÓN	: 1.00 x 1.50 x 2.50 m.

PROFUNDIDAD (m)	CLASIFICACIÓN		CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DEL MATERIAL : COLOR, HUMEDAD NATURAL, PLASTICIDAD, ESTADO NATURAL DE COMPACTACIÓN, FORMA DE LAS PARTICULAS, TAMAÑO MÁXIMO DE PIEDRAS, PRESENCIA DE MATERIA ORGÁNICA, ETC.
	SÍMBOLOS	GRÁFICO		
0.05	SM	[Vertical lines]	9.90	(Limo arenoso - arcilloso). De color marrón claro - beige, resistencia media, de cementación media, plasticidad media, estado húmedo y tamaño máximo de grava 3/8".
0.10				
0.15				
0.20				
0.25				
0.30				
0.35				
0.40				
0.45				
0.50				
0.55				
0.60				
0.65				
0.70				
0.75				
0.80				
0.85				
0.90				
0.95				
1.00				
1.05				
1.10				
1.15				
1.20				
1.25				
1.30				
1.35				
1.40				
1.45				
1.50				
1.55				
1.60				
1.65				
1.70				
1.75				
1.80				
1.85				
1.90				
1.95				
2.00				
2.05	NFA	[Horizontal lines]		NIVEL FREÁTICO DE AGUA
2.10				
2.15				
2.20				
2.25				
2.30				
2.35				
2.40				
2.45				
2.50				

IDENTIFICACION DE MUESTRAS

Re: Material de relleno
S/M: Sin muestra
M-01: Muestra alterada N°01

OBSERVACIONES:
Muestra seleccionada e identificada en campo

NOTA:
Calicata efectuada a ciclo abierto

Técnico de Laboratorio de Suelos
Néilda V. Collachagua Vicente

Especialista en Geotecnia
Ing. Tomás C. Pareda

Este documento expresa los resultados de la(s) muestra(s) ensayada(s), no pudiendo extenderse los resultados a ninguna otra muestra que no haya sido analizada. Los resultados no deben ser utilizados para fines de control de calidad con normas de producto o como certificado del sistema de calidad de la entidad que lo produce. Queda prohibida la reproducción total o parcial de este documento sin autorización escrita del laboratorio GEOZU S.A.C.

"PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL DE ESTE DOCUMENTO"