



Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión

Facultad de Ingeniería Civil

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**Diseño del puente Huaroc mediante el manual de puentes del MTC y el método
AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan - Huaura, 2023**

Tesis

Para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor

Alex Jordi Susuki Manrique

Asesor

Mg. Cristian Milton Mendoza Flores

Huacho – Perú

2024



Reconocimiento - No Comercial – Sin Derivadas - Sin restricciones adicionales

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>

Reconocimiento: Debe otorgar el crédito correspondiente, proporcionar un enlace a la licencia e indicar si se realizaron cambios. Puede hacerlo de cualquier manera razonable, pero no de ninguna manera que sugiera que el licenciante lo respalda a usted o su uso. **No Comercial:** No puede utilizar el material con fines comerciales. **Sin Derivadas:** Si remezcla, transforma o construye sobre el material, no puede distribuir el material modificado. **Sin restricciones adicionales:** No puede aplicar términos legales o medidas tecnológicas que restrinjan legalmente a otros de hacer cualquier cosa que permita la licencia.



UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN

LICENCIADA

(Resolución de Consejo Directivo N° 012-2020-SUNEDU/CD de fecha 27/01/2020)

Facultad de Ingeniería Civil

METADATOS

DATOS DEL AUTOR (ES):		
APELLIDOS Y NOMBRES	DNI	FECHA DE SUSTENTACIÓN
Susuki Manrique, Alex Jordi	70385912	29/10/2024
DATOS DEL ASESOR:		
APELLIDOS Y NOMBRES	DNI	CÓDIGO ORCID
Mendoza Flores, Cristian Milton	16711622	0000-0002-2298-6224
DATOS DE LOS MIEMBROS DE JURADOS – PREGRADO/POSGRADO-MAESTRÍA-DOCTORADO:		
APELLIDOS Y NOMBRES	DNI	CÓDIGO ORCID
Valencia Bardales, Julio Cesar	15608608	0000-0002-7069-551X
Sebastian Cruz, Pedro Luis	32948649	0000-0001-7160-5822
Ferrer Ventocilla, Mirtha Soledad	45588716	0000-0002-7061-9410

Alex Jordi Susuki Manrique Exp. 2024-069313

DISEÑO DEL PUENTE HUAROC MEDIANTE EL MANUAL DE PUENTES DEL MTC Y EL MÉTODO AASHTO-LRFD, CENTRO PO...

-  Quick Submit
-  Quick Submit
-  Facultad de Ingeniería Civil

Detalles del documento

Identificador de la entrega

trn:oid:::1:3020086209

Fecha de entrega

25 sep 2024, 8:04 a.m. GMT-5

Fecha de descarga

25 sep 2024, 8:11 a.m. GMT-5

Nombre de archivo

BORRADOR_DE_TESIS-_SUSUKI_MANRIQUE_ALEX_-_LTIMO_OK_3.0.pdf

Tamaño de archivo

4.1 MB

143 Páginas

26,629 Palabras

135,124 Caracteres




15% Similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para ca...

Filtrado desde el informe

- ▶ Coincidencias menores (menos de 10 palabras)

Fuentes principales

- 15%  Fuentes de Internet
- 1%  Publicaciones
- 8%  Trabajos entregados (trabajos del estudiante)

Marcas de integridad

N.º de alertas de integridad para revisión

No se han detectado manipulaciones de texto sospechosas.

Los algoritmos de nuestro sistema analizan un documento en profundidad para buscar inconsistencias que permitirían distinguirlo de una entrega normal. Si advertimos algo extraño, lo marcamos como una alerta para que pueda revisarlo.

Una marca de alerta no es necesariamente un indicador de problemas. Sin embargo, recomendamos que preste atención y la revise.

DEDICATORIA

Dedico la investigación a toda mi familia, ya que debido a su respaldo absoluto hicieron posible que pueda enfrentar las adversidades que se presentaron a lo largo de esta etapa académica, en la cual logré superarme tanto personal como profesionalmente.

Susuki Manrique Alex Jordi

AGRADECIMIENTO

Agradezco a toda mi familia ya que siempre me brindó fortaleza para poder continuar con mis metas y tener confianza en cada decisión que he tomado en esta importante etapa académica de mi vida.

Agradecer especialmente a mis padres, hermanos y docentes que gracias a su perseverancia en enseñarme que todo lo valioso en esta vida, en sus diferentes aspectos, se alcanza mediante esfuerzos constante y disciplina.

Susuki Manrique Alex Jordi

ÍNDICE

RESUMEN	16
ABSTRACT	17
INTRODUCCIÓN	18
CAPÍTULO I.....	20
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	20
1.1. Descripción de la realidad problemática.....	20
1.2. Formulación del problema	23
1.2.1. Problema general.....	23
1.2.2. Problemas específicos.....	23
1.3. Objetivos de la investigación	23
1.3.1. Objetivo general	23
1.3.2. Objetivos específicos.....	23
1.4. Justificación de la investigación	24
1.5. Delimitaciones del estudio	24
CAPÍTULO II.....	26
MARCO TEÓRICO	26
2.1. Antecedentes de la investigación	26
2.1.1. Antecedentes internacionales	26
2.1.2. Antecedentes nacionales	28
2.2. Bases teóricas	31
2.3. Bases filosóficas.....	66
2.4. Definición de términos básicos	66
2.5. Operacionalización de las variables.....	69
CAPÍTULO III	70
METODOLOGÍA.....	70

3.1	Diseño metodológico.....	70
3.2	Población y muestra	72
3.2.1	Población	72
3.2.2	Muestra	72
3.3	Técnicas de recolección de datos.....	72
3.4	Técnicas para el procesamiento de la información	73
CAPÍTULO IV.....		74
RESULTADOS		74
4.1	Análisis de resultados.....	74
CAPÍTULO V		84
DISCUSIÓN.....		84
5.1	Discusión de resultados	84
CAPÍTULO VI.....		89
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		89
6.1	Conclusiones	89
6.2	Recomendaciones	90
CAPÍTULO VII.....		91
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		91
7.1	Fuentes documentales	91
7.2	Fuentes bibliográficas	92
ANEXOS		94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Factores de carga para cargas permanentes, γ_s	57
Tabla 2 Combinaciones de carga y factores de carga.	57
Tabla 3 Estado límite de resistencia factores de resistencia para muros de contención permanentes.	58
Tabla 4 Peso propio de materiales según AASHTO y Esp. Japonesas.....	104
Tabla 5 Cálculo de Inercia del perfil propuesto.....	111
Tabla 6 Cálculo de Inercia del perfil compuesto $n=10$	112
Tabla 7 Cálculo de Inercia del perfil compuesto $n=30$	114
Tabla 8 Cálculo de Inercia del perfil compuesto $n=30$	138
Tabla 9 Sobrecarga viva (l_s).	139
Tabla 10 Empuje por sobre carga viva.....	139

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Puente Huacán, Huaura.	33
Figura 2 Puente de Acero Bailey, Perú.	33
Figura 3 Puente Madera peatonal en Zapallar, Chile.	34
Figura 4 Puente de Viga Pre-esforzada sobre el Río Titihuapa, El Salvador.	34
Figura 5 Puente Mampostería Alcántara, España.	35
Figura 6 Puente en Concreto vereda Villanueva Caño Azul, Colombia.	35
Figura 7 Puente Carretero sobre el Río Papaloapan, México.	36
Figura 8 Puente Ferroviario de Ñuble, Chile.	36
Figura 9 Puente peatonal Escardó, Lima.	37
Figura 10 Puente Lake Pontchartrain Causeway, Luisiana.	37
Figura 11 Puente Losa en Liria, Valencia.	38
Figura 12 Puente Continuo sobre el Río Potomac, Estados Unidos.	38
Figura 13 Puente Hell Gate en Arco, New York.	39
Figura 14 Puente Gut en Armadura, Canadá.	39
Figura 15 Puente Atirantado Río Antirio, Grecia.	40
Figura 16 Puente Ferroviario de Forth, Escocia.	40
Figura 17 Puente Bolsheokhtinsky levadizo, Rusia.	41
Figura 18 Puente Colgante del Río Yangsigang Yangtze, China.	41
Figura 19 Partes de un puente.	42
Figura 20 Ubicación de Losa de transición.	43
Figura 21 Barrera de Concreto.	43
Figura 22 Vigas de puente.	44
Figura 23 Baranda en puente.	45
Figura 24 Diafragma de puente.	46
Figura 25 Pilares de puente.	46
Figura 26 Estribo de puente.	47
Figura 27 Muro en Voladizo.	48

Figura 28 Muro con contrafuerte.....	48
Figura 29 Muro de Gravedad.....	48
Figura 30 Elementos del estribo gravedad.....	49
Figura 31 Falla por Deslizamiento.....	50
Figura 32 Falla por Volteo.....	50
Figura 33 Falla por Presiones en la Base.....	50
Figura 34 Erosión por avenidas, Puente Provisional, Av. Universitaria.....	51
Figura 35 Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.....	51
Figura 36 Partes del puente tipo losa.....	52
Figura 37 Vista isométrica de puente losa.....	52
Figura 38 Comportamiento estructural puente tipo losa.....	53
Figura 39 Partes del puente tipo viga-losa.....	54
Figura 40 Comportamiento estructural del puente tipo viga-losa.....	54
Figura 41 Línea de Influencia.....	55
Figura 42 Estado Límite de servicio de un puente.....	59
Figura 43 Puente Tacoma y su comportamiento por efecto del viento.....	60
Figura 44 Estado último en el que produce grietas.....	61
Figura 45 Puente Tambo Río, colapso debido a la crecida de río.....	62
Figura 46 Encofrado de estribo en el puente Pachitea, Huánuco.....	64
Figura 47 Vaceado de losa en el puente Pachitea, Huánuco.....	65
Figura 48 Verificación de perfil propuesto.....	75
Figura 49 Armado de losa.....	77
Figura 50 Armado de vereda en losa en voladizo.....	79
Figura 51 Sección transversal del puente.....	79
Figura 52 Perfil propuesto de viga diafragma.....	80
Figura 53 Distribución de pernos (conectores).....	81
Figura 54 Refuerzo de la Cimentación.....	82
Figura 55 Refuerzo en el fondo de zapata.....	83

Figura 56 Refuerzo en estribo.....	83
Figura 57 Detalles de los camiones M.....	106
Figura 58 Detalle para el camión tipo HS-25 y su respectiva carga.....	107
Figura 59 Detalle para el eje tándem.	107
Figura 60 Perfil propuesto.	109
Figura 61 Propiedades de la sección compuesta n=10.	112
Figura 62 Propiedades de la sección compuesta n=30.	113
Figura 63 Momento por carga viva (camión de diseño hl-93).	115
Figura 64 Aplicando Baret para momento por carga viva.....	116
Figura 65 Aplicando momentos por carga viva.....	116
Figura 66 Tándem de diseño.....	117
Figura 67 Aplicando Baret en Tándem de diseño.....	118
Figura 68 Aplicando momentos con respecto al \emptyset	118
Figura 69 Verificación de perfil propuesto.....	120
Figura 70 Armado de losa.....	126
Figura 71 Armado de vereda en losa en voladizo.....	133
Figura 72 Sección transversal del puente.	133
Figura 73 Perfil propuesto de viga diafragma.	135
Figura 74 Distribución de pernos (conectores).....	136
Figura 75 Dimensionamiento de Estribos.....	137
Figura 76 Refuerzo de la Cimentación.	143
Figura 77 Refuerzo en el fondo de zapata.	146
Figura 78 Refuerzo en estribo.....	147

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Matriz de consistencia.....	94
Anexo 2 Resumen de las condiciones de cimentación en base al estudio de mecánica de suelos (EMS).....	95
Anexo 3 Plano de ubicación y localización.....	96
Anexo 4 Plano de arquitectura.....	97
Anexo 5 Plano de planta y corte longitudinal.....	98
Anexo 6 Detalle de puente.....	99
Anexo 7 Fotografías para estudio de tráfico.....	100
Anexo 8 Plano planta topográfico	101
Anexo 9 Cálculo de proyección del tráfico	102
Anexo 10 Sustentacion de resultados	103

RESUMEN

En el distrito de Sayán, C.P. Cerro Blanco, existen deficientes vías para unir poblaciones divididas por el paso de caudales de agua. El trabajo tiene el objetivo de realizar el diseño del Puente Huaroc, mediante el cálculo de la Superestructura y la Subestructura del Puente Huaroc. La metodología que se empleó según el tipo de investigación es aplicada, el nivel de la investigación es descriptivo, el diseño específico de la investigación es no experimental y el enfoque de la investigación es cuantitativo. La población es el área del terreno sobre la cual se construirá el Puente Huaroc y la muestra es la misma área de terreno sobre la cual se construirá el Puente Huaroc.

Para iniciar el diseño del Puente Huaroc, se realiza el cálculo de la Superestructura que consta de la viga metálica, losa o tablero, tramo voladizo y viga diafragma luego se culmina con el cálculo de la Subestructura que consta de los estribos. Los resultados muestran una estructura mixta que consta de concreto y acero, una sola vía de 5.40 m y donde el ancho de calzada es de 3.50 m, un ancho de vereda de 0.95 m, 2 vigas metálicas principales y 7 vigas metálicas diafragmas. Se concluye que sí resulta factible el diseño del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el método AASHTO – LRFD.

Palabras claves: Superestructura, Subestructura, Manual de Puentes del MTC, método AASHTO – LRFD.

ABSTRACT

In the district of Sayán, C.P. Cerro Blanco, there are poor roads to unite populations divided by the passage of water flows. The objective of this research work is to carry out the design of the Huaroc Bridge, through the calculation of the Superstructure and Substructure of the Huaroc Bridge. The methodology used according to the type of research is applied, the level of research is descriptive, the specific research design is non-experimental and the research approach is quantitative. The population is the area of land on which the Huaroc Bridge will be built and the sample is the same area of land on which the Huaroc Bridge will be built.

To begin the design of the Huaroc Bridge, the calculation of the Superstructure is carried out, which consists of the metal beam, slab or deck, cantilever section and diaphragm beam, then it is completed with the calculation of the Substructure, which consists of the abutments. The results show a mixed structure that consists of concrete and steel, a single road of 5.40 m and where the road width is 3.50 m, a sidewalk width of 0.95 m, 2 main metal beams and 7 metal diaphragm beams. The conclusion is that the design of the Huaroc Bridge is feasible based on the MTC Bridge Manual and the AASHTO – LRFD method.

Keywords: Superstructure, Substructure, MTC Bridge Manual, AASHTO – LRFD method.

INTRODUCCIÓN

En todo país la infraestructura es un tema muy importante, esta se entiende como las construcciones de túneles, edificaciones, puentes, presas, entre otros que se realizan en una ciudad, todas las infraestructuras mencionadas se desarrollan para cumplir la finalidad de brindar solución a diversas necesidades y de igual manera afectar de forma positiva en la calidad de vida de las personas, por este motivo la investigación engloba el análisis y diseño de puentes, los cuales resultan ser estructuras que tienen la finalidad de conectar pueblos, con el propósito que estos pueblos realicen diversas actividades sociales como también económicas.

En el Perú existe un documento que tiene el propósito de guiar y normar el diseño de elementos estructurales que constituyen a los puentes, este documento es el Manual de Diseño de Puentes, documento que también presenta pautas básicas para desarrollar el diseño de puentes ya sea peatonales o carreteros, adicionalmente este Manual de Diseño de Puentes se encuentra bajo la norma de la American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO).

El distrito de Sayan está camino a poder ser considerado como desarrollado, además el aumento demográfico, percibe que la necesidad de unir los distintos centros poblados sea de suma urgencia, es por ello que es importante el diseño del Puente Huaroc que une el Centro Poblado Cerro Blanco con el centro de la ciudad de Sayan.

El estudio busca servir o contribuir como fuente de información en diseños de puentes que hacen uso del método AASHTO – LRFD y el Manual de Puentes del MTC, resaltar que el método LRFD ya está incorporado dentro del Manual de Puentes del MTC.

El trabajo está estructurado en siete capítulos, los cuales se encuentran ordenados de forma secuencial, el capítulo I muestra el planteamiento del estudio, las justificaciones, los objetivos y delimitaciones del estudio.

El capítulo II presenta el marco teórico del diseño del Puente Huaroc el cual se enfoca en su clasificación, su definición, el proceso constructivo y los métodos de diseño AASHTO y el Manual de Puentes del MTC.

El capítulo III muestra la metodología usada, el diseño metodológico, la elección de la población y muestra, también las técnicas de recolección de datos y las técnicas para el procesamiento de la información.

El capítulo IV muestra el análisis de los resultados de diseño del Puente Huaroc, resultados de cálculos de la Superestructura y Subestructura, donde para cada elemento de la Superestructura y Subestructura se muestra un gráfico general de distribución y dimensiones estructurales.

En el capítulo V se expone la discusión de los resultados alcanzados y en el capítulo VI se exponen las conclusiones y recomendaciones.

Para finalizar, en el capítulo VII se exponen las referencias bibliográficas usadas en la investigación y por último se exponen los anexos donde se muestran los estudios básicos y también el procedimiento de cálculo estructural el cual se basa en el dimensionamiento, el metrado de cargas, momentos y elección de acero para los elementos de la Superestructura y Subestructura que conforman el Puente Huaroc

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción de la realidad problemática

La ingeniería tiene una especialidad llamada Ingeniería Civil, la cual se enfoca en la solución de problemas, el desarrollo y mejora en la calidad de vida de la población, iniciando con la fundación de las nacientes urbes, la evaluación y el diseño estructural han sido una rama común de la ingeniería civil, la cual desarrolla el diseño y cálculos del lado estructural en los edificios, presas, puentes, entre otros. Enfocándonos en el diseño de puentes, se establecen requisitos mínimos para hacer viable un proyecto, es decir se toman en cuenta la resistencia de los materiales que se usarán, las variaciones en las dimensiones de los materiales, también se analizan las cargas que se aplicarán a la estructura y las formas de análisis con la finalidad de evaluar el comportamiento con la mayor seguridad y estabilidad durante el tiempo de vida útil, y de esta manera poder realizar los diseños de puentes correctamente. Por otra parte la realidad es otra y los incorrectos diseños de puentes se pueden observar en nuestro continente, por ejemplo el caso del puente Chirajara en Colombia, este puente se dividió en tres tramos, y a pesar de haber recibido premios por la magnitud e innovación que representaba este puente mostró deficiencias en la estructura central de su plataforma o como bien lo dice López, Bedoya y Jiménez (2019), las fallas presentadas fueron por “incumplimiento técnico en el trazado y construcción de la pila B; puesto que, el diseño del tabique y la losa cabezal, de la columna, tuvo errores con respecto a la resistencia a cargas proporcionadas por el mismo tabique”, o como menciona la empresa consultora estadounidense MODJESKI & MASTERS, las causas del colapso que presentó el puente fue un error de diseño del tabique y la losa de cabeza.

De igual manera en nuestro País, en los últimos años los puentes que se construyeron han colapsado a consecuencia de un diseño incorrecto los cuales se basaban en el manual de puentes del MTC y el método AASHTO-LRFD, el cual es el problema en el que está enfocado el trabajo. Jorge Abad, un ingeniero reconocido en nuestro territorio, nos indica 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 diseñado y el resto por falta de mantenimiento” (Abad, 2017, p.1). Los errores que presentan los diseños se dan a consecuencia de incorrectos estudios de suelos, malos estudios hidráulicos y levantamientos topográficos que no están acorde a la realidad o un mal uso de las normas previamente mencionadas. Siendo específicos la norma es clara al mencionar lo siguiente: el diseño de los puentes dependerá de la luz que presenten, de 0 hasta 12 metros se hará uso del puente tipo losa, a partir de 12 hasta 25 metros se hará uso del puente tipo viga losa. (Seminario Manrique, 2004, p.13). Ejemplificando se puede hablar de fallas en las zonas de subestructura en el puente de uso peatonal la “Solidaridad”, esta presenta una luz de 65 metros, su construcción se ejecutó en el 2010, se encuentra localizado sobre el río Rímac. Según el Ingeniero Civil Fernando Sirumbal Z. el colapso que presentó el puente se debió a tres motivos: 1) Un incorrecto estudio hidráulico, 2) La cimentación de los estribos se tuvo que considerar por la parte inferior del cauce del río y no tan solo a los 5 metros como se presentó en campo, siendo entonces una cimentación superficial la que se usó y por la cual falló, 3) El puente presentaba un mal diseño que resultaba en una figura asimétrica, la cual hace fallar el estribo y genera inestabilidad en la estructura lo cual resultó en su colapso general.

En la Provincia de Huaura se localizan diversos puentes de tipo losa y viga - losa a través del caudal de los ríos. En tiempos de precipitaciones se presenta un aumento de caudal, lo cual genera fallas en los elementos estructurales debido a un incorrecto diseño, así como se presenta en el puente Huaura, el cual es un puente de concreto que tiene dos carriles y tiene un largo de 184 metros, este se encuentra ubicado en la Panamericana Norte en el kilómetro 153.50, este puente presenta un riesgo de colapso debido a un incremento de lluvias (Dirección Desconcentrada del Instituto Nacional de Defensa Civil 2017).

El puente Huaroc ubicado en la comunidad de Cerro Blanco, distrito Sayan, materia del estudio, es un puente que en la actualidad se encuentra construido de forma rudimentaria con material de madera el cual se encuentra en mal estado, perjudica y deja incomunicadas a las poblaciones, ocasionando pérdida de tiempo y gasto excesivo en pasajes debido al incremento del recorrido por rutas alternas.

El estudio que se realiza sobre el puente Huaroc, se espera tenga aceptación de la población de la comunidad de Cerro Blanco y que tengan la seguridad que existe preocupación por nuestra sociedad, especialmente en este caso querer afectar de forma positiva en la calidad de vida de la población que se encuentra cercana y hará uso de la estructura del puente Huaroc una vez ejecutada la obra. Además, se espera que la comunicación sea de manera más rápida, mejorar la fluidez del comercio y la economía de las poblaciones contiguas al puente.

Resaltar que los métodos de diseños descritos se eligen porque el Manual de Puentes del MTC nos ayuda a realizar la clasificación de los puentes que se usan en nuestro territorio nacional y en el caso del método AASHTO-LRFD se elige porque considera la forma variable de las cargas y resistencias, además alcanza uniformemente un nivel de seguridad en los distintos tipos de puentes y estados límites sin necesidad de aplicar complejos análisis y por último ofrece un diseño considerablemente consistente y racional. De esta manera con el trabajo daremos un aporte a evitar el incorrecto diseño de puentes que aplican el Manual de Puentes del MTC y el método AASHTO-LRFD.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general.

¿Será factible diseñar el Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?

1.2.2. Problemas específicos.

¿Será factible calcular la Superestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?

¿Será factible calcular la Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

Diseñar el Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.

1.3.2. Objetivos específicos

Calcular la Superestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.

Calcular la Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.

1.4. Justificación de la investigación

Justificación por conveniencia.

El estudio busca elaborar el Diseño del Puente Huaroc en el Centro Poblado Cerro Blanco, Distrito de Sayan, Provincia Huaura, Departamento Lima, esto debido a la importancia de obtener el título de Ingeniero Civil.

Justificación teórica.

Según el progreso de la investigación se proporcionarán conceptos y procedimientos de análisis, los que, aplicados, ayudarán a corroborar los conocimientos sobre el correcto diseño de puentes según el manual de diseño de puentes del MTC y Reglamento Americano de la AASHTO LRFD.

Justificación Práctica

El estudio facilita a los Ingenieros Civiles, a que pongan en práctica los conocimientos obtenidos en sus aplicaciones reales, como en este caso en el diseño de puentes.

Justificación Social

El estudio hace beneficiarios a las personas que usarán la estructura del puente Huaroc, porque les brindará seguridad, confort y efectos positivos en la calidad de vida que presentan.

1.5. Delimitaciones del estudio

Delimitación espacial

Se realizará en el Centro Poblado Cerro Blanco, Distrito Sayan, Provincia Huaura.

Delimitación temporal

La investigación se realizó entre abril del 2023 y agosto del 2024.

Delimitación social

Esta tesis incorpora a la población que usaría el nuevo Puente Huaroc y residentes que viven cerca del Centro Poblado Cerro Blanco, Distrito Sayan, Provincia Huaura.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Rosas (2019), en su tesis: *Fatigamiento en Elementos Principales Metálicos sometidos a flexión en Superestructuras de Puentes* en la Pontificia Universidad Católica de Chile. Presentó el objetivo de desarrollar la verificación por resistencia y fatigamiento usando los dos métodos aceptados por la norma AASHTO (Estándar y LRFD) de la sección central en una de las vigas del puente Laja en Tucapel, se consideró como hipótesis la falla de la viga la cual es a consecuencia del fatigamiento acumulado. Posteriormente se sigue con los cálculos de los índices de Evaluación y de vida remanente de la estructura (miembro analizado) que se proporcionan en la norma AASHTO LRFD y Manual for Bridge Evaluation (MBE). Se llega a la conclusión que, para las vigas del puente, el resultado es distinto para el análisis de resistencia a flexión, mediante los dos métodos para carga móvil del camión HS20-44 sin que el 20% demás estipulado por MOP que se recomienda de diseño. Las estructuras de puentes se deben diseñar redundantes, por lo que no es recomendable realizar diseños de estructuras de 2 a 3 vigas (más aun cuando son metálicas), ya que estas son consideradas de tipo crítica en la norma AASHTO LRFD, porque cuando algún miembro longitudinal principal falla se ve afectado toda la Superestructura.

Calle (2020), en su investigación: *Cálculo de Diseño estructural de un puente mixto carrozable, sobre el Río Collay ubicado entre el Barrio Chimul y Santa Teresa, entre los Cantones Sevilla de Oro y el Pan, Provincia del Azuay* en la Universidad Católica de Cuenca de Ecuador. Se tiene como objetivo realizar el diseño del puente mixto carrozable, realizando la memoria de cálculo y haciendo uso del programa CSI

Bridge, en donde se realizó el análisis junto con la normativa AASHTO LRFD 2017 y ACI 318S – 14, en la investigación se realizaron diversos estudios preliminares los cuales se usaron para determinar la ubicación y detalle del puente, estos estudios se mencionan a continuación: Estudio Hidrológico e Hidráulico, Estudio Topográfico, Estudio de impacto ambiental, Estudio Geológico y el Estudio de Tráfico. Se concluyó que el puente tiene una longitud de 30 metros el cual será construido con el material de hormigón armado, además presenta una longitud de calzada de 6 metros de ancho, y un carril de 3 metros de ancho, donde se tiene una acera de 0.60 metros de ancho hacia ambos lados, lo cual nos resulta un ancho total de 7.20 metros.

López y Tello (2021), en su investigación: *Diseño de un puente que unirá las comunidades del Chaupi y Puliza, en la Parroquia de Olmedo: Cantón Cayambe de la Provincia de Pichincha* en la Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Presenta el objetivo de tomar la decisión sobre cual opción de diseño es óptima y económica. Esta decisión es de vital importancia ya que se busca mejorar la transitabilidad de la población ubicada en el sector, debido a que este proyecto estaría apoyando a la movilidad de transportes en la zona ya que se tiene la existencia de una “estructura”, la cual se encuentra en pésimo estado, lo que hace correr riesgo en cada momento de uso de esta “estructura”, resaltar que este trabajo se realizó teniendo en cuenta la norma AASHTO LRFD, 2014. La conclusión que se obtuvo es el diseño del puente, el cual tiene una longitud de 29.00 metros, este se encuentra conformado de una sección mixta, lo que quiere decir que presenta un tablero de concreto armado y vigas metálicas, además se calculó un presupuesto donde se observa que la sección mixta propuesta resulta más económica y que además se tiene una mayor referencia visual en todos lo calculado.

Arévalo y Pilar (2022), en su investigación: *Diseño de puente peatonal sobre la carrera 86 con calle 55A para optimizar el flujo de tránsito vehicular* en la Universidad Católica de Colombia. Presenta el objetivo de Diseñar el puente peatonal sobre la carretera 86 con la calle 55a, con la finalidad de resguardar la seguridad de los peatones y aumentar el flujo vehicular sobre esta vía tan importante de la ciudad de Bogotá, este diseño consiste en determinar la ubicación, los estudios básicos y la realización de la memoria de cálculo la cual se guía de la normativa AASHTO LRFD “Bridge Design Specifications” 2012. La conclusión obtenida es un diseño satisfactorio del puente peatonal en sistema de vigas en concreto postensado en la intersección de vías de Av. Ciudad de Cali con Calle 55^a en Bogotá, además se

determinó que este puente va contar con 3 cables, los que incluyen 9 torones, lo que permite un mayor esfuerzo en la estructura mediante el tensionamiento de estos. Resaltar que se escogió el material de concreto postensado ya que se tomó en cuenta las características de los otros materiales, en donde el concreto postensado resalta por sus propiedades físicas, la cantidad que se usa en el proyecto y el costo que presenta en este.

Jaramillo y Villavicencio (2022), en su investigación: *Determinación de las solicitaciones de superestructuras de puentes comparando su comportamiento ante la acción de los camiones de diseño AASHTO HL-93 y HS-MTOP* en la Universidad del Azuay de Ecuador. Presenta el objetivo de determinar el comportamiento que tiene la Superestructura de los puentes con diferentes luces, en la cual realiza la confrontación entre las solicitaciones resultantes del camión de diseño que esta normado por las instituciones como el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador: HS-MTOP y el camión de diseño que se encuentra en el reglamento AASHTO LRFD HL-93. La metodología que presenta este trabajo comprende la modelación y análisis de superestructuras tipo viga losa en puentes de distintas luces en donde se aplican las cargas de móviles HS-MTOP y HL-93, además se realiza el modelado en softwares como SAP2000 y CSI Bridge. La conclusión que se obtuvo es el cálculo y comparación de manera adecuada de los resultados alcanzados en ambas cargas que se usaron HS-MTOP y HL-93, además el valor teórico resultante desarrollado en el análisis para solicitaciones de los momentos y cortantes fue de 22.62 m, si se observa de manera práctica y constructiva se tiene que tener en cuenta el cambio de carga de diseño para una luz de 20 metros. También se obtuvo que las solicitaciones de cortante, al igual que las solicitaciones de momento, desde una longitud de luz de 20 metros pierde predominancia la carga móvil HS-MTOP y posteriormente inician a ser superiores las solicitaciones que están bajo la acción de la carga AASHTO HL-93.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Rodríguez (2019), en su tesis: *Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017* en la Universidad Continental de Huancayo, Perú. Tiene el objetivo de realizar el diseño de un puente losa y un puente tipo losa-viga que presenten una luz de 12 metros. Para el desarrollo se realiza la aplicación de AASHTO – LRFD (American Association of State Highway Transportaton Officials) – (Load, Resisten, Factor, Desing), para este caso se usó un

vehículo el cual es denominado HL – 93 el cual es una carga típica que comúnmente es aplicada en estructuras de pistas existentes en Estados Unidos y distintos países, tal es el caso de Perú. El tipo de investigación es aplicada, el nivel es descriptivo comparativo y el diseño de la investigación es no experimental. El proceso que se siguió es iniciar con el diseño del puente tipo losa para posteriormente continuar con el puente tipo viga – losa el cual presenta un procedimiento más complejo, para la verificar los resultados obtenidos se realizó una simulación de ambos tipos de puentes en el software SAP 2000. Como conclusión se obtuvo el diseño de ambos tipos de puentes, puente tipo losa y puente tipo viga – losa, además se obtuvo que el cálculo en el software SAP 2000 no dista de manera considerable al calculado con AASHTO – LRFD.

Alcántara (2019), en su tesis: *Nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima* en la Universidad Nacional de Cajamarca, Perú. Tiene el objetivo de determinar el nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima, con esta finalidad se usó el método basado en el desplazamiento (DBA). Se realizó el análisis de 2 puentes preesforzados de 80 metros de longitud (2 tramos de 40 metros) y 120 metros (3 tramos de 40 metros) de longitud con tableros de material de concreto armado y ancho de 16.60 metros, en donde la estructura principal son las vigas preesforzadas AASHTO I tipo VI las cuales se encuentran soportadas por pilares multicolumna. Además, se usaron 2 estrategias: Tipo I (son puentes convencionales) y también el Tipo 3 (son puentes con mecanismo de conexión); se tiene que en ambos casos se consideró un peligro sísmico de 7% de probabilidad de excedencia en 75 años. Resaltar que el mecanismo de conexión para la estrategia tipo 3 fueron aisladores sísmicos tipo LRB. Como conclusión se obtuvo que los puentes preesforzados con aislamiento sísmico presentaron un nivel de desempeño sísmico de OCUPACIÓN INMEDIATA en ambas direcciones, en caso contrario se tiene que los puentes preesforzados sin aislamiento sísmico se caracterizaron por tener un nivel de desempeño de SEGURIDAD DE VIDA en la dirección longitudinal y OCUPACIÓN INMEDIATA en la dirección transversal. Por otro lado, del EDA se tuvo que los aisladores sísmicos fueron causa de un aumento en el periodo de vibración y una reducción de la aceleración espectral, demanda de desplazamiento, fuerzas internas y ratio demanda/capacidad.

Salas (2019), en su tesis: *Evaluación de Estructura y Propuesta de Reforzamiento del Puente Peatonal Shamboyacu, Picota – San Martín, 2018* en la Universidad César Vallejo, Perú. Tiene el objetivo de evaluar la estructura y dar una propuesta de reforzamiento para el puente peatonal Shamboyacu, el mencionado puente presenta 90m de luz y un ancho de 2m, este puente tiene una gran cantidad de demanda al ser usado por la población ya que realiza la unión de varias comunidades del distrito mencionado. Además, se tuvo que evaluar la estructura a través de la observación y realizar ensayos no destructivos, con estas formas de evaluar obtendremos resultados que nos van a servir para efectuar el procesamiento en el programa robot structural, lo cual sirvió para realizar el análisis de los elementos estructurales del puente peatonal para de esta manera realizar la contrastación con el manual de puentes de MTC. Como conclusión se obtuvo que los ensayos no destructivos como el ultrasonido y esclerómetro, sirvió para poder extraer datos de resistencia del concreto que existe en las torres, también para determinar los valores que se necesita y también evaluar la estructura y hacer de conocimiento la propuesta de reforzamiento considerando los datos verídicos obtenidos en campo. También se obtuvo que los análisis de precios unitarios determinaron el costo de intervención a nivel de reforzamiento de superestructura, con la finalidad de realizar un mantenimiento efectivo y eficaz para de esta manera contribuir con la población beneficiaria.

Guillen (2021), en su tesis: *Análisis y diseño estructural del puente Anccohuayllo sobre el río Chumbao para el mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del distrito de Andahuaylas – región Apurímac-2021* en la Universidad Continental de Huancayo, Perú. Tiene el objetivo de desarrollar un correcto análisis y diseño estructural del puente basándose en las normas que rigen a nivel nacional (Manual de puentes del MTC) como también internacional (AASHTO LRFD-2017), con la finalidad de mejorar la transitabilidad tanto vehicular como peatonal de las calles aledañas al puente ya mencionado. La manera en que se procedió fue la siguiente: en primer lugar, se tomaron datos base existentes cerca del puente como el estudio de suelos ya existente, posteriormente se procedió a realizar el predimensionamiento y posteriormente dimensionamiento con apoyo del programa CSi Bridge y el SAP2000. Como conclusión se obtuvo el diseño estructural del puente usando la metodología AASHTO-LRFD, conocida como el método de coeficientes de carga y reducción de la resistencia, además se obtuvo resultados de las distintas fuerzas

que actúan en la superestructura y subestructura con el apoyo del Software SAP2000 y de igual manera el CSi Bridge, los resultados de momentos obtenidos haciendo aplicación de las líneas de influencia en distintas posiciones, para el camión HL-93, el momento resultó positivo de 2.071 Ton-m y un momento negativo de 2.196 Ton-m y haciendo uso de las especificaciones AASHTO-LRFD resultó un momento último negativo de 4.902 Tn-m y momento último negativo de 5.233 Ton-m.

Amacifuen y Pinchi (2021), en su tesis: *Evaluación del estado del puente Uruya y propuesta de mejora, en la carretera Neshuya-Curimana, Irazola, Ucayali, 2022* en la Universidad César Vallejo, Perú. Tiene el objetivo de evaluar el estado del puente Uruya y realizar una propuesta de mejora, en la carretera Neshuya, Curimana. Como conclusión se obtuvo que la condición del puente en 4.382 según la guía de inspección de puentes directiva 01-2006-MTC/14 y fichas SCAP de inspección, el cual es un valor muy malo. Por ende se realizó el diseño del puente según el manual de puente del MTC-2016 y AASHTO, el puente se definió del Tipo Viga Losa el cual presenta 19.30 metros con dos vías y de 9.60 metros de ancho, el cual tiene una carga peatonal de 0.37 Tn/m, 0.10 Tn/m es el peso de la baranda metálica, 2.40 Tn/m³ es el peso específico de concreto y el peso específico del asfalto es de 2.24Tn/m³, 280 Kg/cm² es la resistencia del concreto, 4200 Kg/cm² es la fluencia del acero, 0.05metros el espesor de la carpeta asfáltica, 1.20 metros el ancho de la vereda y 0.20metros la altura de la vereda, el camión que se usó para el diseño fue el HL-93 P=3.36Tn (Eje delantero) y 4P= 14.52Tn (Ejes posteriores), obteniendo el área de la sección de 42.315 cm².

2.2. Bases teóricas

Con la finalidad de lograr un correcto diseño del puente mixto o compuesto, debemos tener conocimientos sobre las normas de diseño que se usarán y el diseño que aplicaremos.

Manual de Puentes: Este Manual tiene como objetivo proveer los parámetros, secuencia y requisitos que deben tenerse en cuenta para un correcto diseño de elementos estructurales de puentes a diseñar. Además, se definen en cada punto los requisitos mínimos, dejando a disposición del ingeniero estructural el uso de los límites más estrictos o adicionar las especificaciones en donde lo encuentre conveniente. (Manual de Puentes, 2018, p.39)

AASHTO LRFD: Esta es una norma usada para calcular estructuras de puentes. La variación que resalta en esta norma es el uso del método LRFD; Load and Resistance Factor Design, es un método que se enfoca en los estados límites último. El método tiene en consideración factores en cada carga y de igual manera para todas las resistencias normales. Además, las especificaciones de esta norma (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications) se encuentran dirigidas al diseño, evaluación y rehabilitación de los puentes carreteras que pueden ser fijos o móviles.

Reglamento Nacional de Edificaciones: Es una norma técnica que deben cumplir de forma obligatoria todas las entidades que ejecuten o proyecten habilitaciones urbanas o edificaciones en el país. El objetivo que tiene es normar requisitos y criterios mínimos para desarrollar diseños o ejecutar habilitaciones urbanas y edificaciones. (RNE, 2021, p.9)

MTC – Diseño Geométrico de Carreteras: Esta es una norma en la que se organiza y reúne las técnicas y procedimientos que nos permiten diseñar infraestructuras viales, en base a su concepción y desarrollo, como también base a otros parámetros. De igual manera engloba la información que se necesita y distintos procedimientos que se usan para elaborar el diseño geométrico de diversos proyectos, que varían según el nivel de servicio y categoría, siempre en relación con las otras normativas que se encuentren vigentes. (Manual de Carreteras, 2018, p.15)

Norma Técnica E 0.60 “Concreto Armado”: Su objetivo se centra en fijar requisitos y obligaciones mínimas para lograr alcanzar los mejores resultados en el diseño, la construcción, los materiales, la supervisión de las estructuras de concreto armado, el control de calidad y el análisis de las estructuras. (RNE, 2021, p.462)

Norma Técnica E 0.50 “Suelos y Cimentaciones”: Su objetivo es definir que requisitos son necesarios para realizar el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), pudiendo realizarse este con fines de cimentación para obras de edificación u otros tipos de obras que esta Norma indica. Estos EMS se desarrollan con el fin de consolidar la permanencia y estabilidad de las obras y de esta manera incentivar el uso racional de los recursos. (RNE, 2021, p.428)

2.2.1. Definición de los puentes

Se define un puente como una obra de arte, es decir se considera una construcción que permite transitar a las personas y/o vehículos sobre abismos, accidentes geográficos, ríos, entre otros. Se muestra de ejemplo la figura 1.

Figura 1

Puente Huacán, Huaura.



Nota. La fotografía representa el puente Huacán, ubicado en Huaura el cual es un tipo de puente usado en el Perú. Tomado de Perú Construye.

Los puentes pueden ser construidos en base a distintos materiales:

- a. **Acero:** Es aquel puente metálico en el que sus elementos están compuestos de acero estructural.

Figura 2

Puente de Acero Bailey, Perú.



Nota. La fotografía representa el Puente Bailey usado para desastres naturales en Perú - Metal Metálico. Tomado de (metalmetalico.com.pe).

- b. Madera:** Este material fue uno de los primeros en usarse para la construcción de puentes ya que en sus inicios se realizaba la unión de varias unidades de troncos y se colocaban de tal forma que unan las orillas del riachuelo.

Figura 3

Puente Madera peatonal en Zapallar, Chile.



Nota. La fotografía representa el Puente de madera – Wood. Tomado de (woodsrl.com.ar).

- c. Concreto Presforzado:** Se usa cuando existen luces considerables ya que el comportamiento de este material mejora considerablemente al momento de realizar la aplicación de precargas, existen dos tipos de sistema, el primero es el tipo pretensado y el segundo es el sistema postensado.

Figura 4

Puente de Viga Pre-esforzada sobre el Río Titihuapa, El Salvador.



Nota. La fotografía representa el proyecto y construcción de puente de vigas presforzadas sobre el río titihuapa, san vicente. Tomado de (civing.com).

- d. Mampostería:** Este es un puente formado con piedras naturales y solo se necesita establecer la forma y pulir la piedra con el objeto de mejorar la presencia.

Figura 5

Puente Mampostería Alcántara, España



Nota. La fotografía representa el Puente de Alcántara, Jean Laurent, 1870.
Tomado de Fototeca del Club Universo Extremeño | Flickr.

- e. **Concreto Armado:** Estos son los que presentan mayor demanda en el mercado ya que incluyen materiales como el concreto y refuerzo el acero.

Figura 6

Puente en Concreto vereda Villanueva Caño Azul, Colombia.



Nota. La fotografía representa la Construcción de puente en concreto vereda Villanueva Caño Azul municipio de Arauquita, Arauca. Tomado de (<https://youtu.be/96WieyJxDcY>).

2.2.2. Clasificación de los puentes

2.2.2.1 Según su función

Están clasificados según su función en tres:

1. **Carretero:** La función de estos puentes es enlazar dos poblaciones que se encuentran separadas por cañones, riachuelos, ríos o similares.

Figura 7

Puente Carretero sobre el Río Papaloapan, México.



Nota. La fotografía representa el Puente sobre el río Papaloapan, Veracruz, México, 1995. Tomado de CFCSL.

- 2. Ferroviario:** Estos tipos de puentes fueron uno de los primeros ya que en tiempos pasados el transporte se realizaba por vías férreas en la mayor parte del mundo.

Figura 8

Puente Ferroviario de Ñuble, Chile.



Nota. La fotografía representa el Puente ferroviario de Ñuble. Tomado de Wikiwand.

- 3. Peatonales:** La construcción de estos puentes son para uso exclusivo de peatones, he ahí el nombre de estos tipos de puentes, su construcción se aplica en lugares donde existen autopista u otros similares.

Figura 9

Puente peatonal Escardó, Lima.



Nota. La fotografía representa el Puente Escardó Gobierno. Tomado de Bing images.

2.2.2.2 Según el tipo de estructura

Están clasificados según su estructura en once:

- 1. Puente tipo viga:** Estos puentes tienen disposición de losa (tablero) y viga, pudiendo ser estos de diversos materiales (concreto, acero, madera, etc.), estos elementos se consideran como los principales.

Figura 10

Puente Lake Pontchartrain Causeway, Luisiana.



Nota. La fotografía representa un puente de tipo viga. Tomado de (ccocoa.com).

- 2. Simplemente apoyado:** Dentro de esta clasificación están los puentes tipo losa, en el que la losa se encuentra simplemente apoyada sobre los estribos.

Figura 11

Puente Losa en Liria, Valencia.



Nota. La fotografía representa el Puente Losa ubicado en Liria, el cual es un puente simplemente apoyado. Tomado de El blog de Víctor Yepes (upv.es).

- 3. Continuos:** Estos se encuentran conformado por viguetas o vigas que pueden ser de acero, hormigón presforzado o de hormigón armado. Los que contienen viga de celosía normalmente son de dos a tres tramos, sin embargo, los que son de tipo viga armada se aplican para un número mucho mayor de tramos con respecto a las vigas de celosía.

Figura 12

Puente Continuo sobre el Río Potomac, Estados Unidos.



Nota. La fotografía representa el Puente Río Potomac, el cual es un puente de vigas continuas de sección constante. Tomado de (upm.es).

4. **En Arco:** Estos tienen el nombre gracias a la forma de arco que tiene el puente, para su construcción puede usarse distintos materiales (concreto, acero, madera entre otros).

Figura 13

Puente Hell Gate en Arco, New York.



Nota. La fotografía representa el Puente de Hell Gate, el cual es un puente tipo arco. Tomado de Wikipedia.

5. **Armadura:** Estos puentes se basan en la estabilidad que tiene la figura del triángulo, su aplicación es requerida cuando se busca el soporte de cargas considerables en un corto tiempo y se requiere usar pocos materiales.

Figura 14

Puente Gut en Armadura, Canadá.



Nota. La fotografía representa el Puente Gut, el cual es un tipo de puente armadura. Tomado de CapoVelo.com - Cycling the Newfoundland Railway.

6. **Atirantado:** Estos contienen cables los cuales sostienen la losa del puente, y donde los tirantes (cables) se consideran en las pilas. Estos puentes trabajan a compresión y tracción, diferente de los puentes colgantes.

Figura 15

Puente Atirantado Río Antirio, Grecia.



Nota. La fotografía representa el Puente Río Antirio, el cual es un puente atirantado ubicado en el Golfo de Corinto, Grecia (1999-2004). Tomado de (jose-yupanqui.blogspot.com).

- 7. Cantiliver (brazos voladizos):** Estos tienen mayor aplicación en donde existen tramos muy largos, su nombre se debe a la forma similar que tiene a personas con brazos voladizos los cuales se enlazan desde las pilas.

Figura 16

Puente Ferroviario de Forth, Escocia.



Nota. La fotografía representa el Puente Ferroviario de Acero tipo Cantilever, terminado en 1890. Tomado de (ingenieriaycomputacion.blogspot.com).

- 8. Levadizos:** Estos son de tipo móvil y pueden realizar la elevación del tablero con apoyo de una instalación mecánica, esto permite transitar vehículos como también personas.

Figura 17

Puente Bolsheokhtinsky levadizo, Rusia.



Nota. La fotografía representa el Puente Bolsheokhtinsky Levantado el cual es un puente levadizo. Tomado de (dreamstime.com).

- 9. Colgante:** Estos son aplicados en los más grandes tramos del mundo, ya que la estructura que presenta este tipo de puente tiene gran resistencia debido a su forma, los cables que vienen a ser su mecanismo resistente trabajan solamente a tracción.

Figura 18

Puente Colgante del Río Yangsigang Yangtze, China.



Nota. La fotografía representa el Puente Colgante del Río Yangsigang Yangtze, ubicado en China. Tomado de <https://www.gov.cn/xinwen/2019-10/08/W020220407137289254114.jpg>.

2.2.3. Componentes de un puente

Un puente se encuentra compuesto en dos partes.

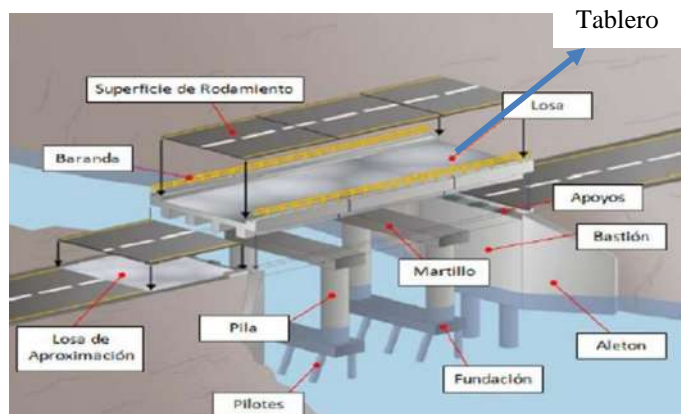
2.2.3.1. Superestructura

2.2.3.1.1 Estructura portante: Es en este elemento donde se aplican las cargas, pueden ser los cables en algunos casos, si el puente es de tipo arco entonces la estructura portante será el anillo que forma el arco.

2.2.3.1.2 Tablero: Esta puede estar conformada por materiales como madera, losa de concreto o piso metálico, se encuentra descansando de forma directa en las vigas principales o se colocan sobre las vigas transversales y largueros. Este elemento recibe directamente las cargas. Usando un método para el análisis aproximado en el que el tablero se separa en fajas perpendiculares a los demás componentes de apoyo se tomará como permisible para los tableros, pero no para aquellos tableros que se encuentran formados por emparrillado con sus vanos absolutamente llenos, en los que se deben aplicar lo solicitado en el Artículo 4.6.2.1.8 AASHTO. Además, si se usa el método de fajas, el momento extremo positivo ubicado en cualquier panel del tablero entre vigas su acción estará considerada en todas las áreas de momento positivo. De forma similar, se tiene que el momento extremo negativo de cualquier viga su acción estará considerada en todas las áreas de momento negativo. (4.6.2.1 AASHTO)

Figura 19

Partes de un puente.



Nota. La imagen representa las partes de un puente. Tomado de Partesdel.com.

2.2.3.1.3 Losa de Transición: Esta losa debe tener un mínimo de 0.20 metros de espesor y una longitud que se encuentre justificada según la geometría del puente y los ingresos a este puente. Este elemento debe encontrarse unida al estribo con articulaciones de concreto, no debe tener conectores, y debe estar apoyada en el terraplén de ingreso. Además, las características que presente el terraplén que se encuentra en las inmediaciones de las losas de transición deben estar señaladas en el proyecto. (Manual de Puentes, 2019, p.79)

Figura 20

Ubicación de Losa de transición.

Ubicación de la Losa de transición



Nota. La fotografía muestra la ubicación de la losa de transición del Puente del río Blanco. Tomado de Diario La Hora.

2.2.3.1.4 Barreras de concreto: Estos elementos cumplen la función de redireccionar los vehículos de manera segura y controlada ante cualquier colisión o choque, debido a esto es que estos elementos deben tener una forma capaz de reorientar, resistir y contrarrestar el impacto. También se considera que estas barreras deben ubicarse como mínimo a 0.60 metros desde el borde y máximo 1.20 metros. (Manual de Puentes, 2019, p.70)

Figura 21

Barrera de Concreto.

Barra de concreto



Nota. La fotografía muestra la Barrera central de concreto tipo new jersey triblock capufe. Tomado de (indelco.com.mx).

2.2.3.1.5 Vigas: Estos elementos son piezas longitudinales que tienen la función de soportar el tablero del puente y de igual manera responden a los esfuerzos de flexión. Se debe considerar también que la colocación de las vigas debe ser precisas sobre los apoyos con la finalidad de evitar crear excentricidades que pueden comenzar con el desequilibrio del puente. Además, las vigas que superen una relación de altura y ancho mayor a dos deben de arriostrarse de manera temporal, donde el ancho de la viga estará definido según la dimensión exterior del ala inferior. (2.14.1.2. AASHTO)

Figura 22

Vigas de puente.



Nota. La fotografía representa vigas de hormigón pretensado - V - Olmet - en U. Tomado de(archiexpo.es).

2.2.3.1.6 Barandas: Estos son elementos que sirven como bordes y actúan como contención, además brindan protección a las estructuras como escaleras, balcones y puentes. También se debe tener en cuenta que las barandas deben tener especificaciones que cumplan con ser económicas, seguras y estéticas, normalmente las barandas mixtas (concreto y metal) cumplen con estos requisitos. Tener en cuenta que las barandas para peatones no deben ser inferior a 1.10 metros, y para las ciclovías no ser inferior que 1.40 metros. (Manual de Puentes, 2019, p.70)

Figura 23

Baranda en puente.



Nota. La fotografía muestra el Puente metálicos en Cali –
Barandas metálicas en Cali - Metálicas LV (metalicaslv.com).

2.2.3.1.7 Diafragma: Este elemento sirve para realizar la transferencia de cargas de la losa hacia las vigas principales, además rigidizan el sistema cuando se aplican cargas laterales, estos elementos se recomiendan para luces que sean mayores a 12 metros y se sugiere colocar diafragmas intermedios en el punto de máximo momento negativo tal como lo mencionan en AASHTO Cap. 8.1.2. Además, los diafragmas pueden colocarse al final de la estructura, ubicados sobre los apoyos interiores y de forma no continua(intermitente) a lo largo del tramo.

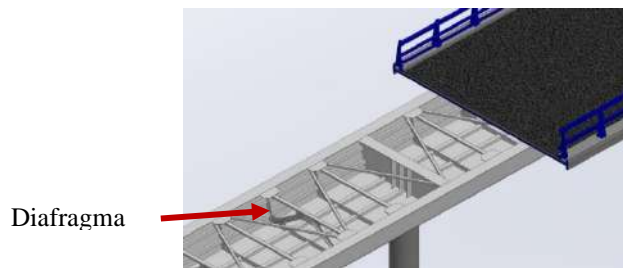
Las placas que unen los diafragmas deben satisfacer lo requerido por el Artículo 2.9.4.6.1.3.1 (6.6.1.3.1 AASHTO). Cuando se tiene que las alas de los diafragmas o los cordones de los marcos transversales no se encuentran unidos de forma directa a las alas de las vigas, entonces se toman las provisiones para dirigir la fuerza horizontal que fue calculada en los diafragmas hacia las alas mediante placas de unión, pero no en casos en donde la profundidad total de los extremos de las placas de unión se usan con la finalidad de conectar diafragmas intermedios como se acepta en el Artículo 2.9.4.6.1.3.1 (6.6.1.3.1 AASHTO). (Manual de Puentes, 2019, p.405)

En los puntos intermedios y en el extremo del puente en donde la continuidad que presenta la losa se encuentre interrumpida los bordes que tiene la losa deben ser soportados a través de diafragmas o diferentes medios adecuados tal como se detalla en el Artículo 9.4.4 AASHTO, que menciona lo siguiente:

Si el tablero fue diseñado para soportar cargas de rueda en las ubicaciones extremas en referencia a sus bordes, entonces se debe brindar apoyo en los bordes. Además, las vigas de borde no integrales deben cumplir lo solicitado en el Artículo 2.9.1.4.6.1.4 (9.7.1.4 AASHTO). (Manual de Puentes, 2019, p.405)

Figura 24

Diafragma de puente.



Nota. La imagen muestra el diafragma en puentes metálicos. Tomado de Estructurando.

2.2.3.2. Subestructura

2.2.3.2.1 Pilares: Estos reciben ambas reacciones de los dos tramos del puente, ya que se encuentran ubicados como apoyos intermedios, los pilares transmiten las cargas al terreno.

Figura 25

Pilares de puente.



Nota. La fotografía muestra los pilares en un puente. Tomado de (lavozdelsur.es).

2.2.3.2.2 Estribo: Estos elementos se ubican como apoyos en los extremos del puente, de tal forma que realizan la transferencia la carga del puente al terreno, no obstante, sirven para soportar el relleno ubicado en los accesos del puente. También se realiza su dimensionamiento considerando la función de usarse como transición entre el puente y la losa de transición, de igual manera se usa como apoyo en los extremos de la superestructura y también como elemento de contención y estabilización. (Manual de Puentes, 2019, p.79)

Los estribos denominados ligeros se usan en puentes donde se tienen dimensiones comunes, en el que se presentan tres situaciones en la que pueden aplicarse:

- Primero en aquellos puentes que serán construidos previamente al coronamiento del terraplén.
- Segundo el caso donde el puente será construido previamente al coronamiento del relleno en los cortes.
- Tercero cuando se presentan que los terraplenes de acceso se construyen previamente al puente.

Los estribos denominados de gran magnitud se realizarán sus usos cuando existan puentes que tengan luces considerables, que transmiten considerables fuerzas horizontales o que tengan terraplenes altos, los cuales se desarrollaron después de la construcción del puente. (Manual de Puentes, 2019, p.405)

Figura 26

Estribo de puente.



Nota. La fotografía muestra los Estribos en puentes. Tomado de (structuralia.com).

2.2.4. Subestructura (Estribo)

Los puentes se encuentran conformadas por muros de contención en su subestructura, estos muros son llamados estribos, normalmente son tres tipos:

- a. Muro en voladizo.

Figura 27

Muro en Voladizo.



Nota. La fotografía muestra un Muro de Contención en Voladizo. Tomado de Ecocret S.A. Concretos y Prefabricados.

- b. Muro con contrafuertes.

Figura 28

Muro con contrafuerte.

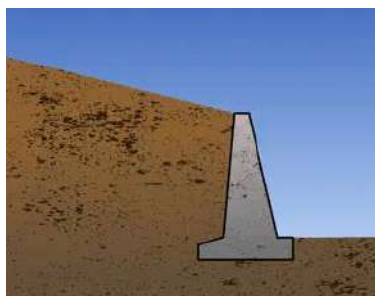


Nota. La fotografía muestra un Muro Contrafuerte. Tomado de (tierraarmada.com).

- c. Muro de gravedad.

Figura 29

Muro de Gravedad.



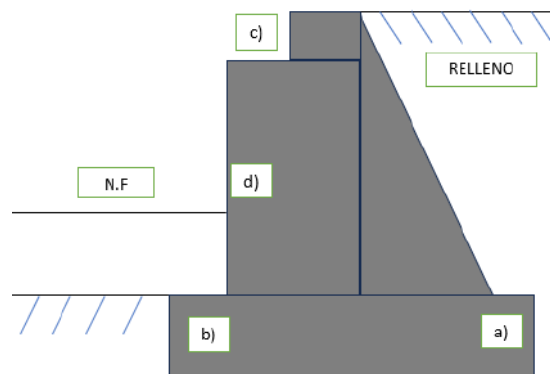
Nota. La imagen muestra un muro de contención de gravedad. Tomado de (cementostorices.com).

La forma de trabajo que tienen los muros de gravedad es que usan el peso propio para poder soportar las fuerzas que se aplican lateralmente debido al empuje de los suelos; la construcción de estos elementos resulta económicos y se pueden construir hasta alturas de 5.00 metros. La estructura que presentan los muros de gravedad se menciona a continuación y se muestran en la figura 30.

- a. Talón
- b. Punta
- c. Cajuela (lugar de descanso del tablero)
- d. Pantalla

Figura 30

Elementos del estribo gravedad.



Nota. La figura muestra los elementos de un estribo de gravedad. Tomado de fuente propia.

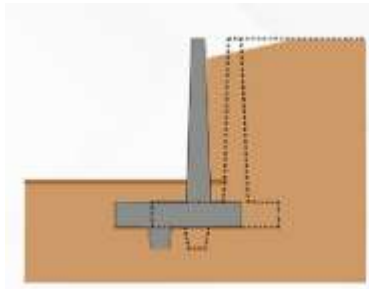
2.2.4.1 Consideraciones para la estabilidad

Debido a que los elementos estructurales resisten las cargas verticales que proviene del tablero del puente; otros resultados que surgen de factores climáticos, además de las cargas horizontales que ocasionan los empujes del suelo, la fuerza que tiene el agua debido a tiempos de estiajes, entre otros. Por tales motivos se deben verificar tres condiciones de estabilidad en el proceso de dimensionamiento de estos elementos.

- a. Verificar el Deslizamiento: Esta verificación se basa en comparar la resistencia que se presenta al deslizamiento, esto debido a un componente friccional que actúa en la base del estribo y el mismo responde a al empuje activo horizontal que causa el suelo de relleno.

Figura 31

Falla por Deslizamiento.

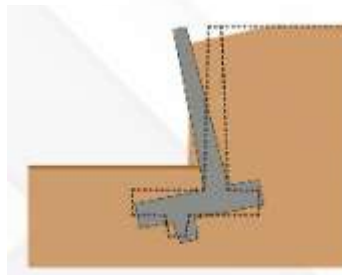


Nota. La imagen representa una falla en muros de contención por deslizamiento. Tomado de Incer Ingeniería.

- b. Verificar el Volteo: En esta se calcula la excentricidad que presenta la carga vertical resultante sobre la base del estribo desde el inicio del talón, este no tiene que exceder a una sexta parte de B ($B/6$), donde B representa la base del estribo, de esta manera se busca distribuir eficientemente la reacción que genera el terreno (suelo) a toda la base del elemento (estribo.)

Figura 32

Falla por Volteo.

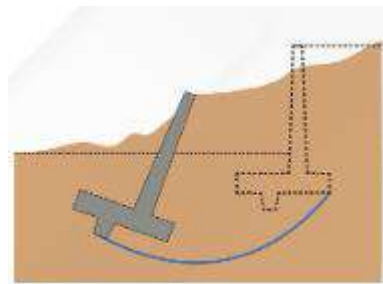


Nota. La imagen representa una falla en muro de contención por volteo. Tomado de Incer Ingeniería.

- c. Verificar Presiones de la base: Esta consiste en analizar si el esfuerzo admisible del suelo es menor a las cargas que se aplican sobre el muro, si sucede lo anterior entonces ocasionará una falla por presiones en la base.

Figura 33

Falla por Presiones en la Base



Nota. La imagen representa una falla en muros de contención por presión en la base. Tomado de Incer Ingeniería.

2.2.4.2 Factores que causan debilidad en el estribo

a. Erosión

A este factor se encuentran expuestos los elementos que corresponden a la subestructura, pudiendo ser los estribos o pilares.

La erosión ocurre en las profundidades de los ríos durante las inundaciones o periodos de máximas avenidas, el incremento de la velocidad que presenta el agua tiene la fuerza para arrastrar materiales durante su paso, disminuyendo el nivel de fondo. Teniendo como respuesta que la erosión es proporcionalmente directa al aumento del nivel del agua en los ríos, en la figura 34 se muestra la erosión durante avenidas.

Figura 34

Erosión por avenidas, Puente Provisional, Av. Universitaria.



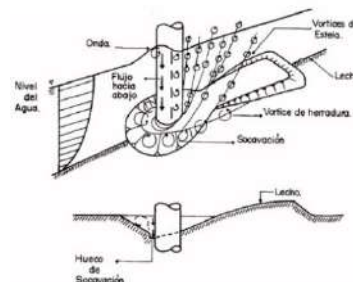
Nota. La fotografía representa la erosión por avenidas en el Puente ubicado en la Av. Universitaria. Tomado de Perú 21.

b. Socavación

Esta debilidad surge a partir de reducir el ancho del río, esto debido a la ubicación de los estribos y pilares dentro en la corriente de los ríos. Esta acción debe analizarse cuidadosamente, ya que al momento de surgir grandes avenidas el caudal del río requiere volver a su ancho natural por lo que provoca desperfecto en los puentes, como referencia se tiene la figura 35.

Figura 35

Comportamiento del flujo en una pila cilíndrica.



Nota. La imagen muestra el flujo en una pila. Tomado de Raudkivi, A.J.

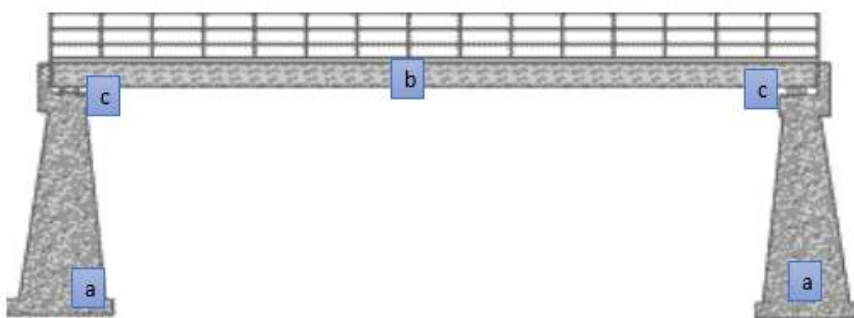
2.2.5. Puente Tipo Losa

Este tipo de estructura comúnmente llega a ser aplicado para salvar luces que son inferiores a 7 metros, no obstante, pueden llegar a cubrir 12 metros en caso se use concreto armado. En el país se plantea salvar luces desde 10 a 12 metros, según el Ingeniero Francisco E. Arellano. Los elementos se muestran en la figura 36 y se mencionan a continuación:

- a. Estribos
- b. Tablero
- c. Cajuelas

Figura 36

Partes del puente tipo losa.



Nota. La imagen muestra las partes de un puente tipo losa. Tomado de Ing. Luis M. Peralta, Libro puente losa.

Figura 37

Vista isométrica de puente losa.

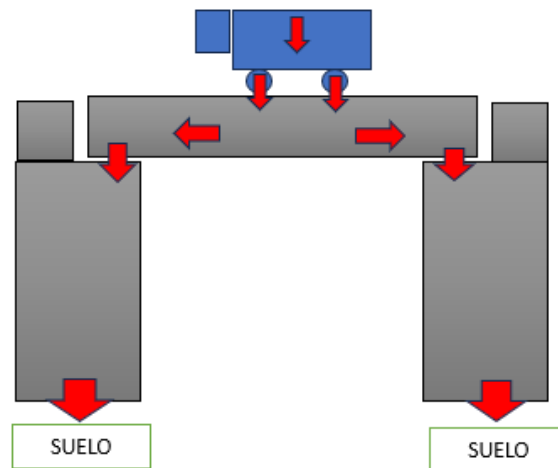


Nota. La imagen representa una vista isométrica de un puente tipo losa. Tomado del Ing. Luis M. Peralta, Libro puente losa.

Cada tipo de puente presenta una configuración y respuesta estructural diferente, para el caso del puente tipo losa el elemento losa es quien soporta las cargas y esta se encuentra simplemente apoyada en los estribos que se ubican en ambos lados del puente, de esta manera los dos estribos reciben cargas iguales y las transmiten al suelo, este deberá contemplar una capacidad portante mayor a la que soportará. En la figura 38 se muestra el comportamiento de la estructura puente tipo losa.

Figura 38

Comportamiento estructural puente tipo losa.



Nota. La figura representa el comportamiento estructural de un puente (cargas). Tomado de fuente propia.

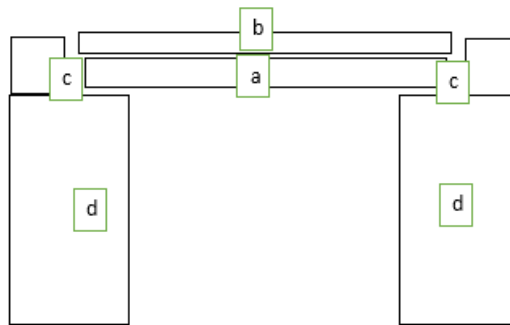
2.2.6. Puente Tipo Viga Losa

Este tipo de estructura actúa de una manera en el que la losa es soportada por las vigas, es empleada para cubrir luces desde los 12 a 20 metros, siempre que se emplee como material el concreto armado; los componentes de este puente se muestran en la figura 39 y sus elementos se mencionan a continuación:

- a. Vigas
- b. Tablero
- c. Cajuela
- d. Estribos

Figura 39

Partes del puente tipo viga-losa

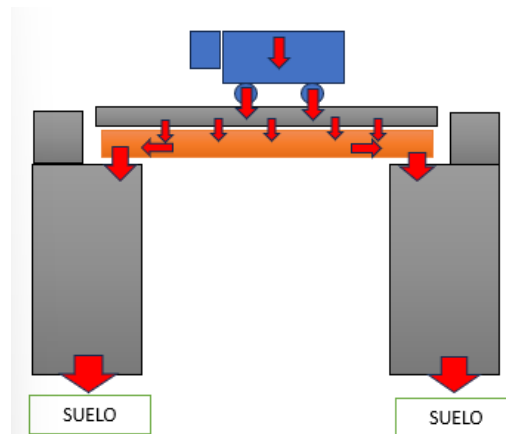


Nota. La figura muestra las partes del puente viga-losa. Tomado de fuente propia.

La transmisión de cargas se desarrolla de la siguiente manera: Las cargas iniciales las recibe el tablero (losa), esta las trasmite a las vigas que se ubican longitudinalmente, luego estas dirigen las cargas hacia los extremos donde se encuentran los estribos para que estos finalmente las transmitan al suelo. Este proceso se indica en la figura 40.

Figura 40

Comportamiento estructural del puente tipo viga-losa



Nota. La imagen muestra el comportamiento estructural de un puente viga-losa. Tomado de fuente propia.

2.2.7. Líneas de influencia

El presente método de líneas de influencia se usa cuando las cargas vivas se encuentran en movimiento constante, como en el caso de nuestro estudio, en el que realizaremos el diseño del Puente Huaroc, para nuestro diseño usaremos un vehículo el cual realizará el recorrido del puente, de esta manera cumple una función principal para el diseño de puentes.

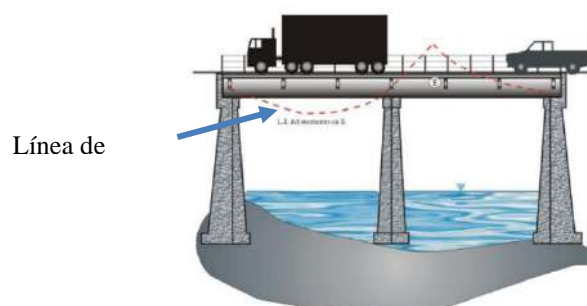
Las líneas de influencia se usan para realizar el análisis estructural donde existen cargas de impacto. Encontrar cortes, momentos, magnitudes máximas, en los apoyos y la ubicación en el tramo en la que sea más crítica, es importante conocerlos en el análisis estructural que se realiza, ya que conociendo estas se realiza el diseño de las líneas de influencia, la cual consiste en representar gráficamente los esfuerzos o reacciones, los cuales son independientes de los sistemas de cargas que pueden tener efecto en el elemento estructural específicamente en puntos determinados a lo largo del tránsito del vehículo sobre el puente, este surge a consecuencia de una carga unitaria dispuesta en diferentes puntos.

El ingeniero Ricardo Claros, menciona que, de existir una estructura que se encuentra sujeta a cargas vivas o móviles, entonces el cambio de momento flector y de fuerza cortante se determina de mejor manera haciendo uso de la línea de influencia; porque muestra el efecto de una carga móvil unitaria en un solo punto determinado dentro de un tramo, teniendo de manera distinta que los diagramas de fuerza cortante y momento muestran el resultado de aplicar cargas fijas en todos los puntos dentro del eje del tramo en todas las secciones.

Resulta complicado definir fórmulas o reglas para determinar cuáles son las fuerzas cortantes y momentos máximos para los elementos que se encuentran simplemente apoyados o el otro tipo de apoyo en voladizo; no obstante, la forma básica de calcular las ecuaciones para cada uno de los puntos del elemento, aquellos valores resultan en una “envolvente” cuando se desarrolla el gráfico, de los valores resultantes pueden ubicarse valores máximos absolutos para las fuerzas y los momentos, como también muestra recomendaciones de envolventes y ecuaciones para dos y tres tramos que tienen o presentan voladizos, según Arturo R. Serquén.

Figura 41

Línea de Influencia.



Nota. La imagen muestra las Líneas de Influencia de Puentes. Tomado de Líneas de influencia (scribd.com).

2.2.8. Método LRFD (Load and Resistance Factor Design)

Este método hace aplicación de factores de carga y resistencia, fue publicado el mes de junio del año 1994, siendo la primera edición AASHTO LRFD, el Manual de Puentes del MTC considera este método.

Este método desarrolla un procedimiento de diseño de probabilidades en el que sus elementos están determinados a través de un análisis elasto-plástico en sus estados límites de resistencia y que corresponden a diferentes eventos extremos, con la finalidad de aprovechar toda la capacidad de ductilidad del material y de esta manera disminuir costos de construcción. La finalidad del método es *incrementar* las cargas usando un factor de variación de carga y *disminuir* la resistencia usando un factor reductor de resistencia, este concepto básico del método LRFD se reduce a la siguiente expresión:

$$n * \sum y_i * Q_i \leq \phi * R_n = R_r \quad \text{Ec 1.3.2.1-1 LRFD}$$

Donde:

Q_i : Efectos de las cargas

n : Factor de modificación de carga

R_n : Resistencia nominal

R_r : Resistencia mayorada

ϕ : Factor de reducción de resistencia

y_i : Factor de carga

Los factores de carga se encuentran calibrados mediante ensayos de diseño lo cual busca brindar un nivel de seguridad elevado y consistentes para futuros puentes.

A continuación, se muestran las tablas de factores de carga y combinaciones de carga, Factores de carga para cargas permanentes y Factores de resistencia para obras de contención.

Tabla 1

Factores de carga para cargas permanentes, ys.

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
DC: Component and Attachments		1.25	0.90
DC: Strength IV only		1.50	0.90
DD: Downdrag	Piles, α Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, λ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
DW: Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
EH: Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• AEP for anchored walls		1.35	N/A
EL: Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
EV: Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
o Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
o Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
o Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
o Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
o All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
ES: Earth Surcharge		1.50	0.75

Nota. La tabla muestra la Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD. Tomado de AASHTO.

Tabla 2

Combinaciones de carga y factores de carga.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_F	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength II	γ_F	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength III	γ_F	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Strength IV	γ_F	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_F	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	γ_{LL}	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Nota. La tabla representa la Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD. Tomado de AASHTO.

Tabla 3

Estado límite de resistencia factores de resistencia para muros de contención permanentes.

Wall-Type and Condition		Resistance Factor
Nongravity Cantilevered and Anchored Walls		
Axial compressive resistance of vertical elements		Article 10.5 applies
Passive resistance of vertical elements		0.75
Pullout resistance of anchors ⁽¹⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Cohesionless (granular) soils • Cohesive soils • Rock 	0.65 ⁽¹⁾ 0.70 ⁽¹⁾ 0.50 ⁽¹⁾
Pullout resistance of anchors ⁽²⁾	<ul style="list-style-type: none"> • Where proof tests are conducted 	1.0 ⁽²⁾
Tensile resistance of anchor tendon	<ul style="list-style-type: none"> • Mild steel (e.g., ASTM A615 bars) • High-strength steel (e.g., ASTM A722 bars) 	0.90 ⁽³⁾ 0.80 ⁽³⁾
Overall stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Flexural capacity of vertical elements		0.90
Mechanically Stabilized Earth Walls, Gravity Walls, and Semigravity Walls		
Bearing resistance	<ul style="list-style-type: none"> • Gravity and semigravity walls • MSE walls 	0.55 0.65
Sliding		1.0
Tensile resistance of metallic reinforcement and connectors	Strip reinforcements ⁽⁴⁾ Grid reinforcements ^{(4) (5)}	0.75 0.65
Tensile resistance of geosynthetic reinforcement and connectors	<ul style="list-style-type: none"> • Geotextile and geogrid reinforcements • Geostrip reinforcements 	0.80 0.55
Pullout resistance of metallic reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> • Steel strip reinforcements • Steel grid reinforcements 	0.90 0.90
Pullout resistance of geosynthetic reinforcement	<ul style="list-style-type: none"> • Geotextiles and geogrids • Geostrip reinforcements 	0.70 0.70
Service Limit, for soil failure using stiffness method		1.0
Overall and compound stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Prefabricated Modular Walls		
Bearing		Article 10.5 applies
Sliding		Article 10.5 applies
Passive resistance		Article 10.5 applies
Overall stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Soil Nail Walls ⁽⁶⁾		
Lateral sliding		1.00
Overall and Compound stability, soil failure		Article 11.6.3.7 applies
Tensile resistance of nail tendon	Mild steel bars (Grade 75) High resistance bars (Grades 95 and 150)	0.75 0.65
Pullout resistance of nail		0.65
Facing flexure	Initial and final facing	0.90
Facing punching shear	Initial and final facing	0.90
Tensile resistance of headed stud	A307 steel bolt ⁽⁷⁾ A325 steel bolt	0.70 0.80

Nota. La tabla muestra la Tabla 11.5.7-1 AASHTO LRFD. Tomado de AASHTO.

2.2.9. Estados Límites

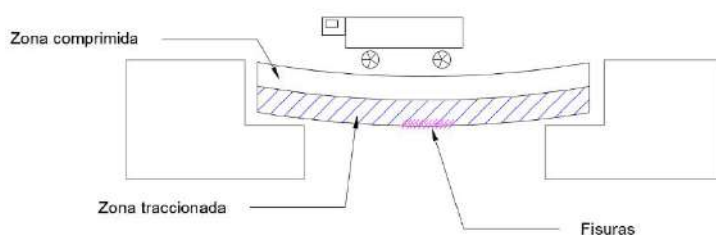
Cada una de las conexiones y componentes deben cumplir con la ecuación Ec. 1.3.2.1-1 LRFD en cada estado límite, en caso no especifique lo opuesto. En caso de eventos extremos y estados límites de servicio, se tomará como factores de resistencia 1.0, pero no en los pernos, en estos se usará lo indicado en el Artículo 6.5.5, y para columnas conformadas de hormigón en las Zonas Sísmicas 2,3 y 4, se usará lo indicado en los Artículos 5.11.3 y 5.11.4.1.2. (AASHTO LRFD, 2020, 1-5). Considerar que todos los estados límites se consideran de igual importancia.

Los puentes presentan cuatro tipos de estados de límites, los cuales se describen a continuación.

- a. **Estado Límite de Servicio:** Este tipo de límite implica un mal funcionamiento de la estructura que se encuentra sometida a cargas verticales lo cual causa el agrietamiento, donde se toma en cuenta la combinación de cargas que están relacionadas únicamente con la tracción en los elementos que pertenecen a las superestructuras de concreto pretensado, las grietas ubicadas en las zonas traccionadas en la losa se muestran a continuación en la figura 42:

Figura 42

Estado Límite de servicio de un puente.



Nota. La figura representa el estado límite de servicio de un puente. Tomado de fuente propia.

- b. **Estado Límite Resistencia:** Este estado de límite se define para brindar la resistencia necesaria y la estabilidad que se necesitan debido a combinaciones de cargas que tienen proyectado actuar en el tiempo de vida del puente, están clasificados en 5 tipos según lo indica el Ingeniero Ronald Gómez, los cuales se describen a continuación:

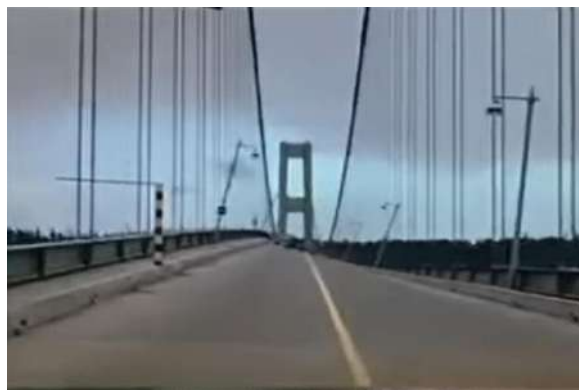
- 1) **Resistencia I:** en esta no considera la presencia del viento, pero sí las combinaciones de cargas que estarían representando el uso del puente por circulación vehicular normal.

- 2) **Resistencia II:** en esta no considera la presencia del viento, pero sí las combinaciones de cargas que estarían representando el uso del puente por circulación restringida de vehículos especiales.
- 3) **Resistencia III:** en esta se tiene la combinación de carga que está relacionada con el puente el cual se encuentra expuesto a la presencia del viento con velocidades mayores a 90 Km/h, pero sin tomar en cuenta la carga viva.
- 4) **Resistencia IV:** esta tiene la combinación de carga que se relaciona con los puentes que tienen una luz grande, en los que se presenta una relación elevada de carga muerta a carga viva.
- 5) **Resistencia V:** esta tiene la combinación de carga que se relaciona con el uso del puente por vehículos normales, tomando en cuenta el viento con una velocidad de 90 Km/h.

El puente Tacoma, fue construido en EE. UU y debido a que presentaba una luz de 853 metros fue diseñado como un puente colgante, este puente colapsó cuatro meses posterior a su inauguración, exactamente el 07 de noviembre de 1940, el factor desencadenante para que este colapso ocurra fue la presencia de viento con velocidad de 68 Km/h, lo cual causó el fenómeno de resonancia en el que la frecuencia que adquirió el puente fue la misma que su frecuencia natural, la figura 43 muestra el comportamiento de este puente.

Figura 43

Puente Tacoma y su comportamiento por efecto del viento.

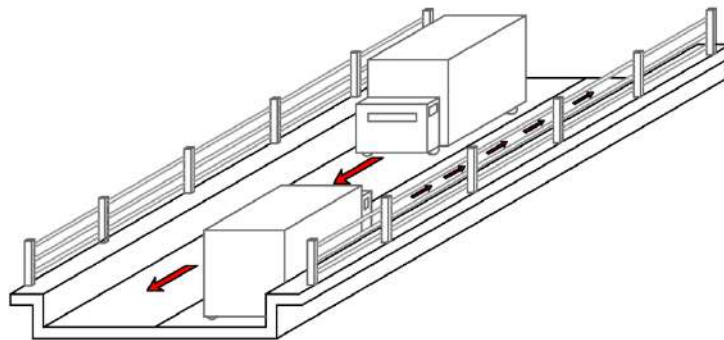


Nota. La fotografía representa un ejemplo de efecto de viento en el puente Tacoma. Tomado de (xataka.com).

- c. **Estado Límite de Fatiga y Fractura:** Su finalidad es definir restricciones en el rango de esfuerzos que genera el tándem de diseño, lo que se encuentra sujeto a la cantidad de recorridos en el rango y a lo largo de la vida útil que presenta el puente, de igual manera este estado límite tiene el objetivo de limitar el aumento de las grietas bajo cargas repetidas con el fin de evitar la fractura cuando este se encuentre en uso, esto se muestra en la figura 44.

Figura 44

Estado último en el que produce grietas.



Nota. La imagen representa el estado último en el que se produce grietas. Tomado de fuente propia.

- d. **Estado Límite de Evento Extremo:** Este estado se relaciona con la supervivencia estructural a la que se someterá el puente en presencia de eventos extremos que pueden ocurrir a lo largo del periodo de vida del puente, claramente la probabilidad que tienen de ocurrir estos eventos es baja, por ende, su clasificación se divide en dos aplicaciones las cuales son:
- i. **Evento extremo I:** Esta tiene la combinación de cargas que están relacionadas con el sismo, incluyendo de igual manera el empuje que surge como efecto de las crecidas y fricciones.
 - ii. **Evento extremo II:** Esta tiene la combinación de carga que está relacionada con la carga de hielo y con la presencia de colisiones de embarcaciones y vehículos que transitan por el puente.

En el año 2017 en la ciudad de Lima, Perú, se observó el colapso parcial del puente Tambo Río, esto debido a la crecida del río Chillón, este puente unía los distritos de Comas con el distrito de Puente Piedra. (RPP, 2017)

El colapso de este puente, Tambo Río, se muestra en la figura 45 y se denomina un evento extremo I, de la clasificación de Estado de Límite de Evento Extremo.

Figura 45

Puente Tambo Río, colapso debido a la crecida de río.



Nota. La fotografía muestra la crecida del río Chillón el cual hizo colapsar al puente Tambo. Tomado de RPP Noticias.

2.2.10. Ductilidad

En un puente el sistema estructural tiene que ser proporcionado y detallado con la finalidad de establecer el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de eventos extremos y de resistencia antes que se presente la falla.

Las conexiones o componentes estructurales presentan respuestas que más allá del estado límite se caracterizan por tener respuestas de comportamientos frágil o dúctil ante movimientos sísmicos. El caso del comportamiento frágil es el menos deseable ya que se define como la pérdida repentina de capacidad de carga, la cual pierde de forma instantánea al exceder el límite elástico. En el otro caso de comportamiento dúctil es más deseable ya que muestra evidencias proximidad a fallar en las estructuras, ya que muestra grandes deformaciones inelástica. Si confinando o usando otras opciones, el componente estructural conformado de materiales frágiles presenta deformaciones inelásticas, pero a la vez no presenta pérdida considerable de capacidad de carga, entonces este componente se considera como dúctil. El desempeño dúctil debe comprobarse a través de pruebas.

Con la finalidad de obtener un comportamiento inelástico correcto, el sistema debe presentar una cantidad suficiente de miembros dúctiles, y además debe presentar las siguientes consideraciones:

- Tener conexiones y uniones que sean dúctiles y de esta manera proporcionen disipación de energía sin tener pérdida de capacidad.
- Tener conexiones y juntas que presenten suficiente exceso de fuerza con la finalidad de asegurar una respuesta inelástica en las zonas de diseño y de esta manera proporcione una respuesta dúctil y de disipación de energía.

La sustitución de dispositivos disipadores de energía se puede realizar por sistemas sismorresistentes dúctiles convencionales y aquella metodología asociada en las especificaciones de la guía AASHTO LRFD. (AASHTO LRFD, 2020, p.1-5)

Se tiene que para el estado límite de resistencia:

$\eta D = \pi r^2$ este se usa para conexiones y componentes no dúctiles

$= 1.00$ se usa en diseños y detalles convencionales para cumplir con las especificaciones

≥ 0.95 se usa en conexiones y componentes en los que se usan medidas adicionales con la finalidad de mejorar la ductilidad.

Para el resto de los estados límites se usa:

$\eta D = 1.00$

2.2.11. Proceso constructivo de un Puente

Para la realización o ejecución de una estructura de puente seguimos un procedimiento detallado el cual se muestra a continuación:

- Las Obras Preliminares:** Es la etapa del proceso constructivo en la que se ejecuta el trazo y replanteo, anticipadamente se realiza la limpieza del lugar donde está ubicado el proyecto con la finalidad de poder trabajar de manera más ordenada y eficiente.
- Movimiento de tierra:** Esta etapa consiste en realizar las excavaciones que pueden o no ser masivas, las excavaciones se realizan con maquinarias, también se realiza el relleno y compactado que puede ser con el uso de material propio o

con material de préstamo, esto lo determina el estudio de suelo, además se realiza una partida importante que es el encauzamiento de manera provisional del curso del río y el material excedente se elimina con el uso de maquinarias.

- iii. Obras de concreto simple y armado:** Esta etapa es muy importante en la construcción de las estructuras de los dos tipos de puentes, tipo losa y viga-losa, ya que cada elemento (viga, estribo y tablero) se encuentran constituidos en base a concreto y acero, lo que se denomina concreto armado.

Debido a la importancia que tiene la partida de Obras de concreto simple y armado, se procede a realizar la descripción y proceso de constructivo de cada uno de los elementos que conforman la partida mencionada:

Estribo

Para esta partida se sigue el siguiente proceso; primero se tiene el encofrado y desencofrado de zapata del estribo, la partida se desarrolla por m², segundo se tiene el encofrado y desencofrado del estribo, la partida se desarrolla por m², tercero se tiene el Acero corrugado FY= 4200 kg/cm², en las partidas de concreto armado, la partida se desarrolla por kg, cuarto se tiene el concreto Armado en el estribo, la partida se desarrolla por m³.

En la siguiente figura 46 se encuentra representado el proceso de encofrado de estribo para el puente Pachitea, construido sobre el río del mismo nombre, ubicado en Huánuco.

Figura 46

Encofrado de estribo en el puente Pachitea, Huánuco.



Nota. La fotografía representa el encofrado del estribo. Tomado de (peruconstruye.net).

Losa y Viga

Para esta partida se sigue el siguiente proceso; primero se tiene el encofrado y desencofrado de la viga o instalación en caso sea viga metálica, segundo el encofrado y desencofrado de la losa o tablero, la partida se desarrolla por m², tercero se tiene el armado de acero corrugado $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, la partida se desarrolla por kg, cuarto se tiene el concreto armado en la losa o tablero, la partida se desarrolla por m³.

En la siguiente figura 47 se encuentra representado el proceso de vaciado de concreto en la losa para el puente Pachitea, construido sobre el río del mismo nombre, ubicado en Huánuco.

Figura 47

Vacado de losa en el puente Pachitea, Huánuco.



Nota. La fotografía muestra el vaciado de losa en el puente Pachitea. Tomado de (peruconstruye.net).

- i. **Otros:** En esta partida pueden considerarse las siguientes opciones:
 - a) Relleno de las juntas
 - b) Señalización
 - c) Carpeta asfáltica
- ii. **Limpieza y encauzamiento del río:** Terminada la construcción del puente se procede a realizar la limpieza final de la zona y el encauzamiento que tenía el río al inicio de la construcción.

2.3. Bases filosóficas

El ser humano: evaluando al hombre como persona se tiene que es una unanimidad entera, siendo apta de espíritu y alma, haciendo uso de su inteligencia de modo racional: ya que posee conocimiento de sí mismo, tiene la característica de reflexionar sobre su propia vida, de su pasado, su presente, y también de lo que se planifica para su futuro, de la misma forma que para diferenciar lo justo y lo injusto, lo correcto y lo incorrecto o lo bueno y lo malo, se refiere a una escala de valores de formación.

Necesidades del ser humano: Las necesidades vitales son: supervivencia (salud, alimentación, y entre otros.), defensa (sistemas de protección y precaución, casa, y demás.), amor (amistades, familia, privacidad, etcétera.) inteligencia (enseñanza, dialogo, y los demás.), intervención (responsabilidades, derechos, trabajo, entre otros.), diversión (juegos, show) fundación (destrezas y habilidades), libertad (igualdad de derechos) y personalidad (sexualidad, valores).

La movilidad o traslado: El ser humano se considera el actor principal de este proceso de movimiento que se puede considerar circulación, este se considera como una expresión social que aplica el derecho a la libre circulación, esta actividad de movimiento puede deberse a distintos motivos, como son el laboral, educativo, económico, recreativo, etcétera.

2.4. Definición de términos básicos

Puente losa: Este tipo de puente representa un esquema estructural más simple, se usa en luces que sean menores a 12 metros y el elemento principal que usa este tipo de puente es la losa o también llamada tablero, el cual se apoya simplemente sobre los estribos; además puede considerarse otros elementos para el proyecto, como son la vereda y baranda.

Puente viga – losa: Este tipo de puente presenta elementos como vigas y tablero (losa), pudiendo ser estos de distintos materiales (concreto, acero, madera, y otros), en este tipo de puente se considera como elementos principales a las vigas y tablero, pudiendo considerarse una sección de viga tipo “I” o de ala ancha.

Tablero: Este elemento puede estar compuesto por piso metálico, enmaderado o de losa de concreto, este elemento puede apoyarse directamente sobre las vigas principales o mediante los largueros y viguetas transversales, este elemento es sobre el cual se aplican directamente las cargas vivas.

Baranda: Este elemento se ubica en la sección más larga, de manera longitudinal, se usa como borde para controlar accidentes como caídas de personas y/o vehículos que transitan por el puente, la altura que deben tener para puente peatonal no debe ser inferior a 1.10 metros; y en el caso de ciclovías no debe ser inferior a 1.40 metros. (Manual de Puentes, 2019, p.70)

Vereda: Este elemento lo usan las personas para que puedan moverse de manera segura de un lado del puente hacia el otro.

Asfalto: Este es un material bituminoso el cual se encuentra compuesto por fibras de refuerzo, rellenos inertes que están aglutinados con asfalto, pigmentos minerales; estos se usan sobre contrapisos firmes. (Merritt, 1999)

Estribo: Estos elementos se encuentran a los extremos del puente y sirven como apoyo, estos realizan la transferencia de cargas hacia el terreno, además cumplen la función de soportar los empujes del terreno debido a los accesos que se desarrollan. (Merritt, 1999)

Subestructura: Este se encuentra conformado por elementos estructurales como son los pilares y estribos, los cuales se encargan de sostener las cargas que transmiten los elementos que conforman la superestructura y de igual manera las fuerzas que genera el suelo.

Superestructura: Este se encuentra conformado por distintos elementos como son las vigas, barandas, cables, veredas, tablero y arcos.

Punta: Este elemento tiene su ubicación en el estribo, la ubicación exacta en el estribo es en la parte baja delantera.

Capacidad Portante: Esta es la capacidad máxima que presenta un suelo para soportar las cargas que se aplican sobre ella.

Tándem: Este elemento se conforma por la unión de dos ejes y un vehículo, los cuales se encuentran acoplados de manera que conforman una unidad.

Talón: Este elemento tiene su ubicación en el estribo, la ubicación exacta en el estribo es en la parte baja posterior.

Concreto: Este material se encuentra compuesto por agua, cemento, arena y agregados, los cuales, si se mezclan homogéneamente y de forma proporcional, llegan a formar el concreto, pudiendo incluir o no aditivos. (RNE, 2021, p.467)

Losa de Transición: Estos elementos deben diseñarse considerando un espesor de losa mínimo de 0.20 metros y debiendo tener una longitud límite que debe encontrarse justificado por la geometría específica del puente y por los accesos. Estas losas de transición deben estar unidas a la estructura o al estribo a través de articulaciones de concreto, sin hacer uso de conectores, y deben estar apoyadas en el terraplén de acceso. Los detalles que debe tener el terraplén en las inmediaciones de las losas de transición deben estar definidas en el proyecto. (Manual de Puentes, 2019, p.79)

2.5. Operacionalización de las variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores	Instrumento
Diseño del Puente Huaroc	Según Albers, (1998), “Diseñar es planear y organizar, relacionar y controlar”. Ampliando estos conceptos tenemos que el diseño cumple una función principal, la cual es generar estabilidad, tanto estática como dinámica, además considera las propiedades de los materiales para realizar la correcta aplicación de estos.	El diseño de un puente realiza el análisis tanto dinámico como estático para los distintos elementos que constituyen las partes de la Superestructura y la Subestructura, con finalidad de generar estabilidad para cada elemento constituyente del puente.	Superestructura	Tablero	
				Viga	- Reglamento Nacional de Edificaciones
				Baranda	- Manual de Puentes
	Según Reswich, (1982), “El diseño es una actividad creativa que supone la existencia de algo nuevo y útil sin existencia previa”. De esta manera al diseñar un puente se logra el objetivo de generar una obra de arte que nos permite trasladarnos de un punto a otro, sobre accidentes geográficos u obstáculos de otro tipo, por ende, gracias al diseño y construcción de puentes podemos trasladarnos sobre un valle, un cañón, un río, una carretera, y otros.		Subestructura	Vereda	- Reglamento AASHTO LRFD
				Estribo	- Estudios básicos de ingeniería
					- Predimensionamiento - Diseño - Resultado
			Pilares		

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1 Diseño metodológico

3.1.1 Tipo de investigación:

Los distintos tipos de investigación que existen en la ciencia crean la necesidad de aprender cada característica que presenta cada una de ellas, con la finalidad de saber cuál es la que aplicaremos en nuestra investigación.

Según Borja Suárez, (2012), “La Investigación de tipo Aplicada, tiene el objetivo de conocer, actuar, construir y cambiar una realidad problemática. Se encuentra más enfocada en la aplicación inmediata sobre una problemática en vez de generar un conocimiento de valor universal.” (p.10)

Entendiendo esta definición, determinamos que la presente investigación es de tipo Aplicada, ya que tiene el objetivo de brindar una solución de forma inmediata a un problema específico.

3.1.2 Nivel de la investigación:

Según Bunge, (1998), “La investigación de nivel descriptivo es aquella que responde a preguntas como; ¿Qué es?, ¿Cómo es?, ¿Dónde está?, ¿De qué está hecho?, ¿Cómo están sus partes? y ¿Cuántos?, brindando información de características, composición y cantidades.” (p.110)

Entendiendo la definición de Bunge podemos determinar que el nivel de investigación es del tipo descriptivo, el cual se encuentra determinado por solo una variable.

3.1.3 Diseño de la investigación:

Según Sampieri, (2003), “El diseño no experimental se divide según el tiempo que recolectan los datos, estos son: Diseño Transversal, donde se recolectan datos en un solo momento, y el diseño longitudinal, donde se recolectan datos a través del tiempo o periodos.”

Tomando en consideración lo mencionado se considera que el diseño de investigación es no experimental, ya que no se manipularán variables, pero sí se describirán las variables, se recolectará información y también se indicarán las incidencias de interrelación que se presenten en algún momento.

3.1.4 Enfoque de la investigación:

Según Hernández, (2002), “Utiliza la recolección y análisis de datos para contestar preguntas de investigación y probar hipótesis establecidas previamente y confía en la medición numérica, el conteo y frecuentemente usa la estadística para establecer exactamente patrones de comportamiento de una población.” (p.38)

Teniendo como referencia la definición realizada por Hernández, la presente Investigación es de Enfoque cuantitativo, esto se debe a realizamos la recolección de datos, los cuales analizamos, y de esta manera obtenemos resultados.

3.2 Población y muestra

3.2.1 Población

Según G. Arias, (2006). “La población es un conjunto finito o infinito de elementos con características comunes, para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. Esta queda limitada por el problema y por los objetivos del estudio.” (p. 81)

La población para esta investigación se encuentra determinada por el área del terreno sobre el cual se ubicará el Puente Huaroc. Considerando que el puente Huaroc es el objeto de diseño, y el área del terreno sobre el cual se ubica es el objeto de análisis en base al cual se realiza el diseño.

3.2.2 Muestra

Según G. Arias, (2006), “La muestra es un subconjunto representativo y finito que se extrae de la población accesible.” (p. 83)

Como tenemos al área de diseño como población, consideramos para esta investigación, la misma área para nuestra muestra.

3.3 Técnicas de recolección de datos

3.3.1 Técnicas a emplear

Las técnicas a emplear son las siguientes:

La primera técnica es el Acopio de datos Primarios, este lo desarrollaremos haciendo revisión del Reglamento Nacional de Edificaciones, El Manual de Puentes y el Reglamento Americano del AASHTO LRFD.

La segunda técnica es la Observación de los datos, este lo desarrollaremos haciendo revisión de los estudios básicos realizados en el área de terreno sobre el cual se ubicará el Puente Huaroc.

La tercera técnica es el Procesamiento de la información, este lo desarrollaremos mediante el predimensionamiento, diseño y modelamiento de los elementos estructurales.

3.3.2 Descripción de instrumentos

Los instrumentos a usar son los siguientes:

El primero es que, considerando las normas para diseños, tenemos los instrumentos como el Reglamento Nacional de Edificaciones, el Manual de Puentes y el Reglamento Americano del AASHTO LRFD

El segundo es que, considerando el análisis del área del terreno sobre el cual se ubicará el Puente Huaroc, se tiene el instrumento de Estudios básicos que se deben desarrollar para un correcto del diseño del Puente Huaroc.

El tercero es que, considerando el procesamiento de la información, se tienen los instrumentos como el Predimensionamiento, Diseño y Resultados de la investigación.

3.4 Técnicas para el procesamiento de la información

Esta investigación se desarrolla en tres etapas, las cuales se mencionan a continuación:

La primera, esta se encuentra enfocada en la obtención de información en general, es decir se revisan textos, normas nacionales, publicaciones, informes estadísticos, normas internacionales, entre otros.

La segunda, se centrará en la recopilación de datos. Es decir, se realiza la aplicación de los instrumentos a la muestra.

La tercera, tiene como objetivo el procesamiento de los datos obtenidos y debido a este procesamiento de datos se obtienen las conclusiones.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Análisis de resultados

4.1.1 Resultados del diseño del Puente Huaroc

Tipo de Estructura	:	Tipo Losa (Estructura Mixta) de 27.00 m. de luz libre.
Ancho Total	:	5.40 m.
N° de Vías	:	01
Ancho de Calzada	:	3.50 m
Ancho Total de Vereda	:	0.95 m
Ancho Total del Puente	:	5.40 m
Proyección de tránsito	:	20 años
Vigas principales	:	2 Metálicas
Vigas diafragmas	:	7 Metálicas
Luz libre	:	27.00 m
Ancho Total de Puente	:	5.40 m
Uso	:	Vehicular y peatonal
Puente Tipo	:	Viga Losa

Tablero	:	El tablero está formado por una losa superior de concreto premezclado $f^c= 280 \text{ kg/cm}^2$ de 0.25 m de espesor.
Tipo de Concreto	:	Estribos, zapatas y alas de Concreto Premezclado $f^c= 350 \text{ kg/cm}^2$

4.1.2 Resultados de los cálculos de la Superestructura

4.1.2.1 Viga metálica

Peralte mínimo de la viga

consideramos $h_v = 1.50 \text{ m}$

Peralte mínimo de la viga compuesta

consideramos $h_c = 1.75 \text{ m}$

Espesor de la losa

$t = 0.20 \rightarrow \text{volado}$

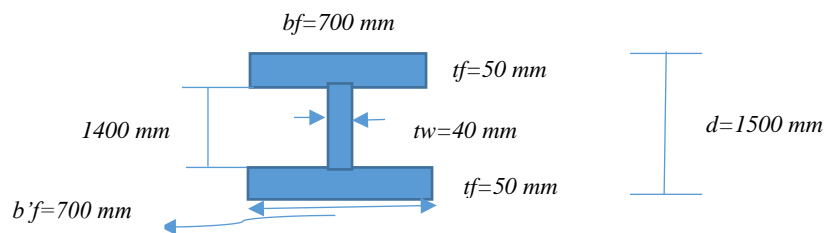
$t = 0.25 \text{ m} \rightarrow \text{tablero}$

Resultado de perfil de viga metálica

EL PERFIL PROPUESTO CUMPLE

Figura 48

Verificación de perfil propuesto.



Nota. La figura representa la verificación del perfil. Tomado de fuente propia.

4.1.2.2 Losa o Tablero

4.1.2.2.1 Tramo Inferior

ELECCIÓN DE ACERO

$$\phi = \frac{5''}{8} \quad A_{\phi} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.40 \text{ cm}^2 \rightarrow N = 3\phi \frac{5''}{8}$$

$$\text{Usar } A_s : \phi \frac{5''}{8} @ 0.30 \text{ cm}$$

Acero de repartición (A_{s_r})

$$A_{s_r} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura

$$A_{s_T} = 4.50 \text{ cm}^2 \text{ [en 2 capas]}$$

Superior

$$A_{s_T \text{ SUPERIOR}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

ELECCIÓN DEL ACERO

$$A_{s_T \text{ SUPERIOR}} \phi \frac{3''}{8} @ 0.30 \text{ m}$$

Parte inferior

$$A_{s_{Tr \text{ inferior}}} = 5.87 \text{ cm}^2$$

ELECCIÓN DE LA VARILLA

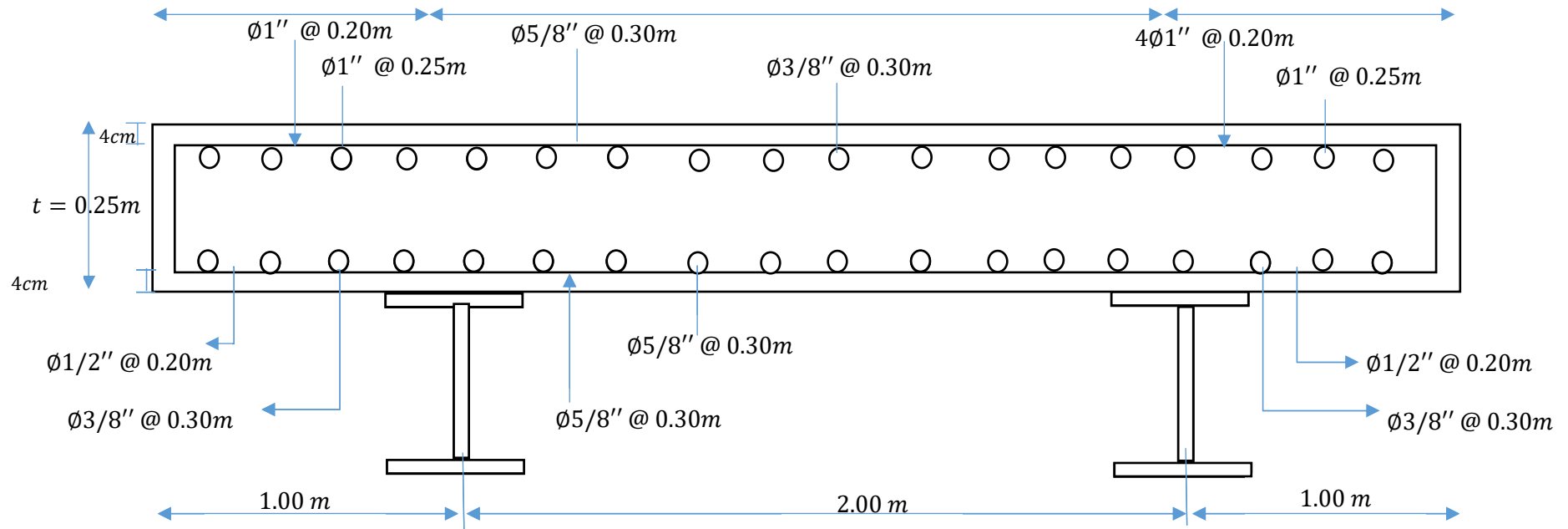
$$5.87 \text{ cm}^2 \rightarrow N = 3\phi \frac{5''}{8} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad A_{s_{Tr \text{ inferior}}} \phi \frac{5''}{8} @ 0.30 \text{ m}$$

Resultado de Armado de la losa

ARMADO DE LOSA

Figura 49

Armado de losa.



Nota. La figura representa el armado de losa. Tomado de fuente propia.

4.1.2.2.2 Tramo voladizo

ELECCIÓN DE ACERO

Usar $A_s \ \emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$

Acero de repartición (A_{s_r})

$$A_{s_r} = 15.28 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura

$$A_{s_T} = 4.50 \text{ cm}^2 \text{ [2 capas]}$$

Parte inferior

$$A_{s_{T \text{ INFE}}} = 2.25 \text{ cm}^2$$

ELECCIÓN DE ACERO

USAR $A_{s_{T \text{ inferior}}} \ \emptyset 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$

Parte superior

$$A_{s_{rt \text{ superior}}} = 17.53 \text{ cm}^2$$

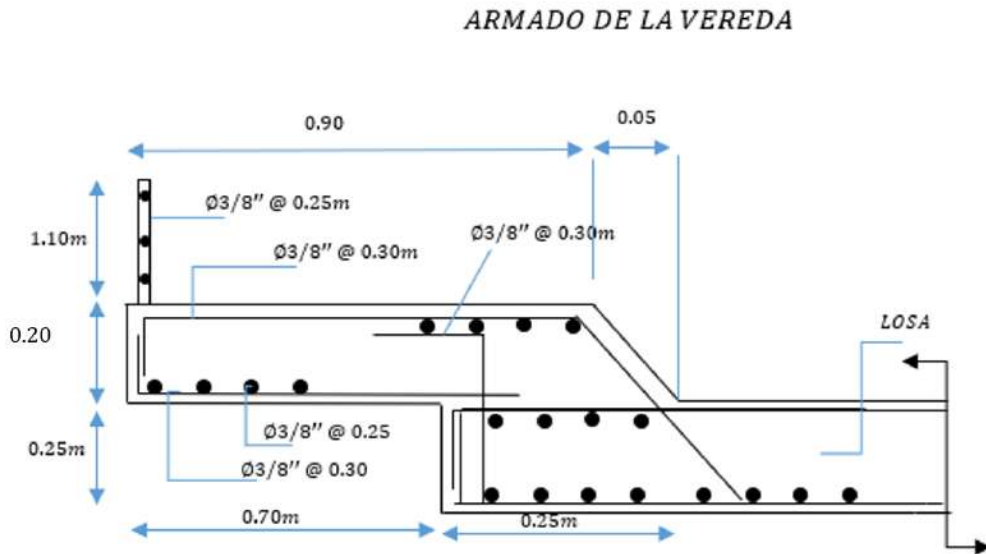
ELECCIÓN DE LA VARILLA

USAR $A_{s_{rt \text{ superior}}} \ \emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

Resultado de Armado de la losa tramo voladizo

Figura 50

Armado de vereda en losa en voladizo.

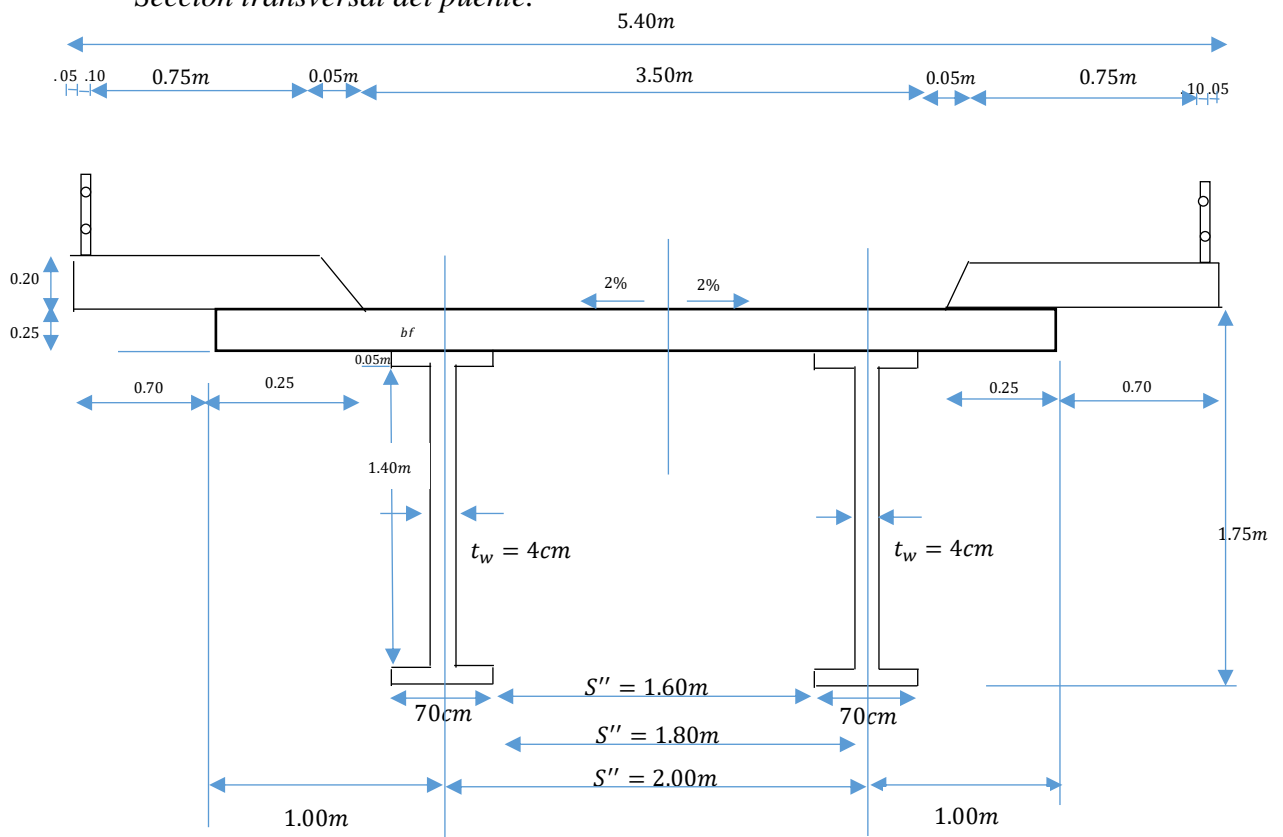


Nota. La figura representa el armado de vereda en la losa. Tomado de fuente propia.

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

Figura 51

Sección transversal del puente.



Nota. La figura representa la sección transversal. Tomado de fuente propia.

4.1.2.3 Viga diafragma

Resultado de Elección del perfil de Viga Diafragma

De la tabla de perfiles, elegimos el perfil w530 x 101

$$S = 2,316.5 \text{ cm}^3$$

$$I = 62,198 \text{ cm}^4$$

$$A = 130.00 \text{ cm}^2$$

$$d = 470 \text{ mm} = 47 \text{ cm}$$

$$t_w = 10.9 \text{ mm} = 1.09 \text{ cm}$$

$$h = 537 \text{ mm} = 53.70 \text{ cm}$$

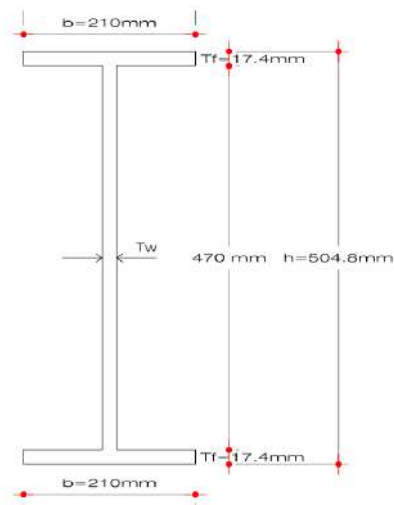
$$t_t = 17.4 \text{ mm} = 1.74 \text{ cm}$$

$$b = 210 \text{ mm} = 21.00 \text{ cm}$$

PERFIL PROPUESTO $W_{530 \times 101}$:

Figura 52

Perfil propuesto de viga diafragma.



Nota. La figura representa la viga diafragma. Tomado de fuente propia.

Conectores

➤ Armado de la losa tramo voladizo

Pernos soldados:

$$\Rightarrow H_U = 1420.55 \text{ kgf}$$

Verificación a la rotura

$$P_1 = 1'400 \text{ kgf}$$

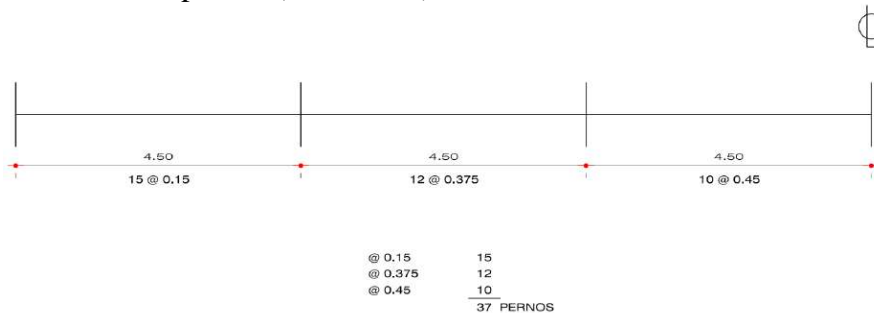
$$P_2 = 892,500 \text{ kgf}$$

N° de conectores = 74 Por viga

Distribución de los pernos (conectores)

Figura 53

Distribución de pernos (conectores).



Nota. La figura representa la distribución de pernos. Tomado de fuente propia.

4.1.3 Resultados de los cálculos de la Subestructura

4.1.3.1 Estribos

Elección de varilla

$$\emptyset = 1'' ; A_S = 18.00 \text{ cm}^2 = 4 \emptyset 1''$$

USAR $A_{SV} : \emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

Refuerzo horizontal

Colocar A_{SH} el A_{T° en 2 capas:

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

$$= 18.00 \text{ cm}^2 \text{ EN CAPAS}$$

$$A_{SH} = \frac{18.00}{2} = 9.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{SH} = 9.00 \text{ cm}^2$$

Elección de varilla

$$\emptyset = 5/8'' ; \rightarrow 9.00 \text{ cm}^2 = 5 \emptyset 5/8''$$

USAR $A_{SH} : \emptyset 5/8'' @ 0.20 \text{ m}$

Acero vertical en la cara opuesta del relleno

$$A_{SVR} = A_{T^\circ} = 18.00 \text{ cm}^2$$

Elección de varilla

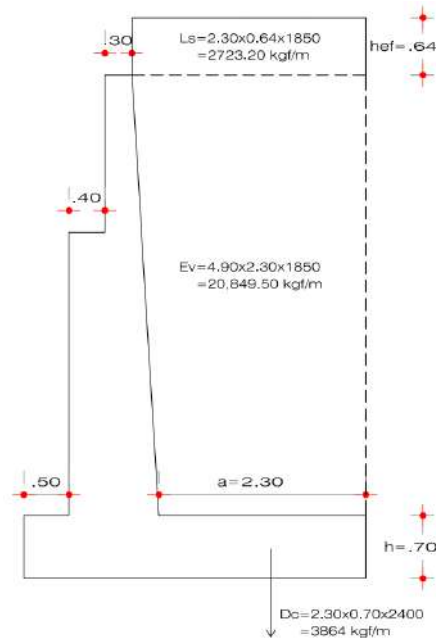
$$\emptyset = 1'' ; \rightarrow 18.00 \text{ cm}^2 = 4 \emptyset 1''$$

USAR $A_{S_{VR}}$: $\emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

Refuerzo de la cimentación

Figura 54

Refuerzo de la Cimentación.



Nota. La figura representa el refuerzo de la cimentación. Tomado de fuente propia.

Elección de varilla

$$\emptyset = 1'' ; A_S = 18.56 \text{ cm}^2 = 4 \emptyset 1''$$

USAR A_S : $\emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

➤ Acero de temperatura

Se colocará este refuerzo en 2 capas, por no tener un refuerzo al acero de flexión tanto en el talón como en la punta del cimiento.

$$A_{STALON} = \frac{10.50}{2} = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ por capa}$$

Elección de varilla

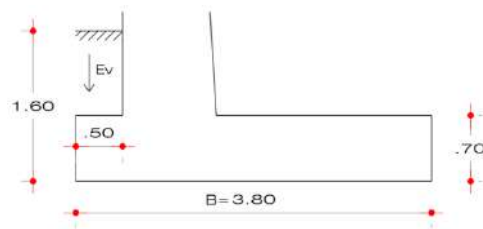
$$\emptyset = 1/2'' ; A_S = 5.25 \text{ cm}^2 = 4 \emptyset 1/2''$$

USAR $A_{STALON} = A_{STALON} = \emptyset 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$

- Refuerzo en el fondo de la zapata

Figura 55

Refuerzo en el fondo de zapata.



Nota. La figura representa el refuerzo en el fondo de zapata. Tomada de fuente propia.

Elección de varilla

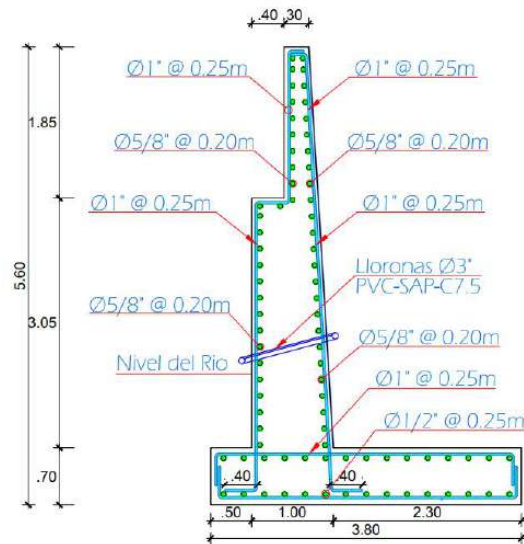
$$\emptyset = 3/4" ; \rightarrow 10.50 \text{ cm}^2 = 4 \emptyset 3/4"$$

USAR $A_s^* = \emptyset 3/4" @ 0.25 \text{ m}$

Resultado de Armado de Estribo

Figura 56

Refuerzo en estribo.



Nota. La figura representa el refuerzo en estribo. Tomado de fuente propia.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN

5.1 Discusión de resultados

Respecto a Rosas (2019), recomienda evitar el diseño de estructuras de 2 a 3 vigas más aun cuando el material sea metálico ya que son consideradas de tipo crítica por la norma AASHTO - LRFD, esta recomendación se hace de manera general y como se sabe cada diseño es único ya que contará con características distintas a los demás diseños. Partiendo de lo mencionado en el diseño del puente Huaroc se ha realizado la aplicación del mínimo de vigas metálicas, que en este caso son dos, las cuales se pueden observar en el Anexo 6 “Detalle de puentes – Sección Transversal B-B” donde se muestra que la ubicación de las vigas metálicas se encuentran en las zonas donde se realizará mayor aplicación de carga por los vehículos y al ser el puente de un solo carril hace preciso el uso de dos vigas metálicas las cuales funcionarán de manera eficiente. Por lo tanto, haciendo un resumen se tiene que el uso de estas dos vigas metálicas responde a los 5.40 m que es el ancho total del puente y a las cargas que se deben distribuir a la subestructura, entonces para este caso de diseño específico el uso de dos vigas metálicas sí cumple con todos los parámetros de diseño que define la norma AASHTO, los cuales se pueden observar en el Anexo 10 “Sustentación de cálculos”.

Con relación a Calle (2020), este nos indica realizar los estudios básicos correspondientes los cuales son el Estudio Topográfico, Estudio de impacto ambiental, Estudio Geológico y el Estudio de Tráfico, estos estudios son los mínimos que se deben realizar para el diseño de puentes. Para este trabajo de igual manera se realizaron los estudios mencionados y se pueden observar evidencia de ello en el Anexo 2 “

Estudio de mecánica de Suelos”, Anexo 8 “ Plano Planta Topográfico”, Anexo 3 “Plano de Ubicación y Localización” donde se muestra la ubicación de las Calicatas para el Estudio de Geotécnica y Mecánica de Suelos y Anexo 7 “ Fotografías para Estudio de Tráfico” donde se muestra la contabilización por tipos de vehículos que transitan por la zona de diseño, una vez realizados estos estudios básicos se pudo proceder con el diseño del puente Huaroc. Por lo mencionado se tiene que la recomendación que hace Calle en su investigación se refuerza con el trabajo al concluir que afectivamente los estudios mencionados son los mínimos que se deben realizar para el diseño de puentes.

Referente a López y Tello (2021), los autores nos señalan una propuesta que resulta más económica y optima, la cual resulta ser un puente de estructura mixta el cual es un tablero de concreto armado y viga metálica, la propuesta es uno de los ejes que se debe tener presente en cualquier diseño que se realice. Para el caso del diseño del puente Huaroc sí se ha considerado el aspecto económico por lo que se hace aplicación de un puente tipo Viga Losa el cual tiene un tablero de concreto armado, dos vigas metálicas longitudinales y 7 vigas diafragmas, estos elemento se pueden observar en el Anexo 6 “Detalle de puentes”, se elige este tipo de viga porque resulta más barata a largo plazo, comparado con el concreto, ya que se vuelve económicamente más factible en cuanto al tiempo de instalación, el traslado y la reutilización. Entonces este trabajo refuerza lo señalado por López y Tello ya que se tiene el mismo tipo de puente de concreto armado y vigas metálicas.

En razón a Arévalo y Pilar (2022), en su investigación enfocado en el diseño de un puente peatonal que ha tomado en cuenta la norma AASHTO y los elementos estructurales óptimos para el paso de peatones, donde los autores eligen hacer uso de vigas de concreto postensado y 3 cables para que permitan un mayor esfuerzo a tensionamiento. En el caso del área de paso peatonal en el diseño de puente Huaroc se hace uso de igual manera de la norma AASHTO, donde obtenemos que el concreto armado será usado para nuestra área de paso peatonal, esto debido al tipo de puente Viga Losa que se ha elegido y al ser el tablero de concreto armado entonces el área de paso peatonal debe mantener el material con la finalidad de lograr una buen amarre o unión concreto-acero entre las distintas áreas tanto de tránsito peatonal como

vehicular, se puede observar en Anexo 6 “Detalle de puente”, además para contrarrestar el esfuerzo de tensionamiento se hace uso de los de los aceros detallados en el Anexo 6 “Detalle de puentes” donde se muestran la distribución de aceros a usar y por ende aquellos que trabajarán a compresión ,que son los aceros inferiores, y como a tensión que son los aceros superiores, los cuales se basan en los cálculos realizados que se muestran en el Anexo 10 “Sustentación de cálculos”. Comparando se entiende que los autores Arévalo y Pilar usen concreto postensado ya que la luz de su diseño es de 36 metros y el uso que tendrá el puente es exclusivamente de tránsito peatonal en donde la sección de puente es uniforme a diferencia del nuestro en donde nos basamos en la misma norma pero con elección de un puente distinto debido a las características como la luz que es de 27 metros, el tipo de uso que será de tránsito peatonal y vehicular, y la sección transversal no uniforme debido a la diferencia de niveles que debe existir entre el área de tránsito vehicular y peatonal según lo señalado en la norma AASHTO,

Respecto a Jaramillo y Villavicencio (2022), recomiendan una carga distinta a la que señala la norma AASHTO para una luz de 20 metros, y a partir de 20 metros es más predominante la carga del camión HL-93 que señala la norma AASHTO. Para el diseño de puente Huaroc se tiene una luz de 27 metros y se hace uso de la carga del camión HL-93 señalada en la norma AASHTO, la cual se puede observar en el Anexo 10 “Sustentación de cálculos” en el Dimensionamiento de viga metálica y en el punto de Momento por carga viva, en donde los resultados son considerables y se relaciona directamente a lo que señalan los autores Jaramillo y Villavicencio al mencionar que la carga del camión HL-93 que señala la norma AASHTO es más predominante para luces mayores a 20 metros, siendo más específico para el análisis de Jaramillo y Villavicencio se obtiene un momento debido a la carga HL-93 de 5778.17 KN/m pero se debe tener en cuenta que el puente que usaron tiene un ancho total de 8.80 metros, usaron 4 vigas longitudinales, una luz de 25 metros y el material predominante de concreto armado. Haciendo una analogía con el mismo resultado del puente Huaroc se tiene un momento debido a la carga HL-93 de 1815.25 KN/m para un ancho total de 5.40 metros, 2 vigas longitudinales, una luz de 27 metros y material predominante de concreto armado para la losa y acero para las vigas, lo cual es un factor clave que afecta directamente al resultado de momento que estamos analizando, teniendo esta información en consideración se puede reforzar lo dicho por Jaramillo y Villavicencio.

Con relación a Rodríguez (2019), realiza el diseño de dos puentes, primero el diseño de puente losa y el segundo el diseño del puente viga losa. Analizando el segundo diseño se contempla los lineamientos de la norma AASHTO y se logra realizar el diseño del puente la viga losa, resultado que es positivo al comprobar que sí se puede realizar el diseño de un puente tipo viga losa en base a la norma AASHTO, y además es un resultado que se puede reforzar con el diseño del puente Huaroc ya que de igual manera es un puente tipo viga losa y basado en la misma norma AASHTO.

Referente a Alcántara (2019), en su trabajo determina el nivel de desempeño sísmico que tiene un determinado número de puentes, los cuales pueden tener aislamiento sísmico o no, resultando que el mejor comportamiento lo tienen aquellos puentes con aislamiento sísmico. En el caso del puente Huaroc al ser un puente de tipo viga losa y al ser de un solo tramo en el punto 4.7.4.2 AASHTO menciona que los puentes de un tramo no requieren que se realice el análisis sísmico esto es independientemente de la zona sísmica donde se encuentren, debido a lo mencionado en la norma AASHTO se decidió no considerar un aislador sísmico para el puente Huaroc, contrario a lo mencionado por Alcántara que sí realizó el uso de aisladores sísmico debido a que el análisis lo hizo para un puente de cuatro tramos y donde la norma AASHTO requiere que se realice el análisis sísmico y con este resultado contrarrestar los movimientos sísmicos con los aisladores sísmicos, con la finalidad de mejorar el comportamiento sísmico del puente Huaroc se realizó la elección de vigas metálicas que tiene un mejor comportamiento sísmico que el concreto armado. Entonces se refuerza los resultados alcanzados por Alcántara en el tema de la importancia de los aisladores sísmicos.

En razón a Salas (2019), nos presenta la propuesta de reforzamiento para un puente peatonal el cual debido a la alta demanda y los resultados que se obtuvieron de los ensayos no destructivos se contrastaron con el manual de puentes del MTC y se determinó que el mencionado puente soporta cargas para las cuales no fue diseñada y también un mal estado de su estructura. Para el caso del diseño del puente Huaroc se realizó el cálculo de proyección de tráfico para 20 años, se muestra en Anexo 9 “Cálculo de proyección del tráfico”, y el diseño del puente en base al manual de

puentes del MTC y norma AASHTO, se muestra en el Anexo 10 “Sustentación de cálculos”, con esta información y lo planteado por Salas se puede llegar a determinar la importancia de una buena proyección de tráfico y un buen diseño estructural en base al manual de puentes del MTC y norma AASHTO. Por lo tanto, se concuerda con Salas al determinar el reforzamiento de estructuras de puentes que ya superaron el tiempo de proyección de tráfico y se encuentran sometidos a cargas excesivas lo que conlleva a la falla de su estructura.

Respecto a Guillen (2021), en su estudio muestra la factibilidad de realizar el análisis y diseño de un puente el cual se basa en el Manual de Puentes del MTC y la norma AASHTO – LRFD. Este resultado presentado por Guillen se refuerza con el diseño del puente Huaroc ya que ambos diseños lograron llegar al diseño de puente tipo viga losa en base al Manual de Puentes del MTC y norma AASHTO LRFD, independientemente de las características que tiene cada diseño, para el puente de Guillen se tiene luz de 18 metros, espesor de losa de 0.20 metros, cuatro vigas principales de concreto armado y un ancho total de tablero de 11.30 metros, mientras que para el puente Huaroc se tiene una luz de 27 metros, espesor de losa de 0.25 metros, 2 vigas metálicas principales y un ancho total de tablero de 5.40 metros.

Respecto a Amacifuen y Pinchi (2021), detalla en su trabajo la evaluación del puente Uruya y la mejora de este planteando la factibilidad de un puente Viga Losa basado en el Manual de Puentes del MTC y norma AASHTO, obteniendo resultados como espesor de losa 0.20 metros, 4 vigas principales y 3 vigas diafragmas, un ancho total de tablero de 9.60 y una luz de 19.30 metros. Para el caso del puente Huaroc se obtuvo como espesor de losa 0.25 metros, 2 viga principales y 7 diafragmas, un ancho total de tablero de 5.40 metros y una luz de 27 metros. Con la información obtenida en ambos puentes se logra reforzar y aseverar la factibilidad del diseño del puente viga losa mediante el uso del Manual de Puentes del MTC y norma AASHTO que es lo que mencionan Amacifuen y Pinchi.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

- En relación con el objetivo principal se determinó que sí es factible diseñar el Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, ya que se logró desarrollar eficientemente el cálculo y por ende el dimensionamiento de los elementos estructurales tanto de la Superestructura y Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD. El diseño obtenido del puente es de tipo estructura mixta el cual se encuentra constituido de vigas metálicas y losa de concreto armado, el concreto premezclado para la losa es de 280 kg/cm² y el puente presente una luz de 27.00 metros.

- En relación con el primer objetivo específico se determinó que sí es factible calcular la Superestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, ya que se logró desarrollar eficientemente el cálculo y por ende el dimensionamiento de la viga metálica, viga diafragma y la losa, los cuales pertenecen al puente Huaroc. El diseño obtenido de la Superestructura consta de una losa que presenta 0.25 metros de espesor, además el puente contiene dos vigas metálicas de 27.00 m de longitud espaciadas cada 2.00 metros las cuales se unirán de concreto premezclado $f^c=280$ kg/cm² tanto en los apoyos como en la parte central.

- En relación con el segundo objetivo específico se determinó que sí es factible calcular la Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, ya que se logró desarrollar eficientemente el cálculo y por ende el

dimensionamiento de los estribos, zapatas y alas, los cuales pertenecen al puente Huaroc. El diseño obtenido de la Subestructura consta de estribos conformados por muros verticales de concreto premezclado, el estribo izquierdo es de 5.60m de altura y el estribo derecho tiene una altura de 5.60m, en ambos casos las zapatas tienen una altura de 0.70m y el solado una altura de 0.10m.

6.2 Recomendaciones

- Se recomienda para el diseño de puentes mixtos en base al Manual de Puente del MTC y norma AASHTO, se genere una guía de procedimiento de diseño para los interesados en el diseño de este tipo de estructuras.
- Se recomienda para la Superestructura, que se considere todas las cargas existentes para el diseño de las vigas principales, con la finalidad de no transmitir a través de los estribos una presión mayor que la admisible en condiciones últimas al terreno, de igual manera se debe considerar las cargas de las losas de aproximación, los cuales se integran a los parapetos de los estribos con la misma finalidad de no superar la presión admisible en condiciones últimas del terreno.
- Se recomienda para la Subestructura, específicamente en la cimentación, que esta se encuentre determinada a una profundidad tal que se encuentre garantizada su integridad y su seguridad de acuerdo con las recomendaciones basadas en el estudio hidrológico-hidráulico y de acuerdo con la capacidad portante del terreno que se obtiene del estudio de mecánica de suelos.

CAPÍTULO VII

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

7.1 Fuentes documentales

- Ingeniería y Gestión. (2019). *Manual de Diseño de Puentes*. Ed. Macro EIRL. Lima.
- SENCICO. (2020). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima.
- AASHTO. (2020). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington.
- AISC. (2017). *Steel Construction Manual*. Chicago.
- MTC. (2018). *Diseño Geométrico de Carreteras*. Lima.
- Ministerio de Comercio Exterior y Turismo. (2015). *Guía de Orientación al usuario del Transporte Terrestre*. 3ra Ed. [s.n]. Lima.
- Rosas. (2019). *Fatigamiento en Elementos Principales Metálicos sometidos a flexión en Superestructuras de Puentes*. Chile.
- Calle. (2020). *Cálculo de Diseño estructural de un puente mixto carrozable, sobre el Río Collay ubicado entre el Barrio Chimul y Santa Teresa, entre los Cantones Sevilla de Oro y el Pan, Provincia del Azuay*. Ecuador.
- López y Tello. (2021). *Diseño de un puente que unirá las comunidades del Chaupi y Puliza, en la Parroquia de Olmedo: Cantón Cayambe de la Provincia de Pichincha*. Ecuador.
- Arévalo y Pilar. (2022). *Diseño de puente peatonal sobre la carrera 86 con calle 55A para optimizar el flujo de tránsito vehicular*. Colombia.
- Jaramillo y Villavicencio. (2022). *Determinación de las solicitaciones de superestructuras de puentes comparando su comportamiento ante la acción de los camiones de diseño AASHTO HL-93 y HS-MTOP*. Ecuador.

- Rodríguez. (2019). *Diseño de un Puente Tipo Losa y un Puente Viga – Losa hasta 20m de luz, en el Distrito de Chilca - 2017*. Huancayo.
- Alcántara. (2019). *Nivel de desempeño sísmico en puentes preesforzados con y sin aislamiento sísmico en la ciudad de Lima*. Cajamarca.
- Salas. (2019). *Evaluación de Estructura y Propuesta de Reforzamiento del Puente Peatonal Shamboyacu, Picota – San Martín, 2018*. San Martín.
- Guillen. (2021). *Análisis y diseño estructural del puente Anccohuayllo sobre el río Chumbao para el mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del distrito de Andahuaylas – región Apurímac-2021*. Huancayo.
- Amacifuen y Pinchi. (2021). *Evaluación del estado del puente Uruya y propuesta de mejora, en la carretera Neshuya-Curimana, Irazola, Ucayali, 2022*. Ucayali.
- Chávez y Maluquish. (2022). *Vulnerabilidad Estructural del Puente Huaura ante Solicitaciones Sísmicas Ubicado en el Distrito de Huaura - Lima*. Lima.

7.2 Fuentes bibliográficas

- Hibbeler, R. (2010). *Análisis Estructural. 4ta Ed. Pearson*. México.
- Abad, J. (2017). *El Niño: 242 Puentes se cayeron y el 70% por estar mal Diseñado. Seminario de defensa riverenas y control de inundaciones*. Lima.
- Juárez, E., y Rico, A. (1998). *Mecánica de Suelos – Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Ed. Limusa*. México.
- Rodríguez, A. (2010). *Diseño de Puentes con AASHTO. 5ta Ed [s.n.]*. Lima.
- Morales, R. (2000). *Diseño en Concreto Armado. Ed. ECG. [S.I.]*. Lima.
- Apaza, P. (1996). *Puentes Introducción al Diseño de Puentes en Concreto. Ed. D'LUIS*. Lima.
- Merritt, F., Loftin, K., y Ricketts, J. (1999). *Manual del Ingeniero Civil. 4ts Ed. Hill Interamericana Editores*. México.
- Bustamante, C. (1997). *Carreteras Ferrocarriles Canales. Ed. América*. Lima.
- Bosio, L., Velásquez, J., Galio, E., Pastor, M., y Lozada, P. (1994). *Puentes Análisis*,

Diseño y Construcción, [s.n]. Lima.

Aranís, C. (2006). *Análisis y Diseño de Puentes de Conceto Armado, Método AASHTO – LRFD. Ed. Estudiantes ACI de la UNI. Lima.*

Alva, J. (2007). *Diseño de Cimentaciones. Ed. ICG [S.I]. Lima.*

ANEXOS

Anexo 1: Matriz de consistencia

Título: DISEÑO DEL PUENTE HUAROC MEDIANTE EL MANUAL DE PUENTES DEL MTC Y EL MÉTODO AASHTO-LRFD, CENTRO POBLADO CERRO BLANCO – SAYAN - HUAURA, 2023

Problema	Objetivos	Variables e indicadores	Metodología
Problema general	Objetivo general	Variable de estudio	Diseño metodológico
¿Será factible diseñar el puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?	Diseñar el Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y el Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.	<ul style="list-style-type: none"> • Diseño del Puente <p style="text-align: center;">Dimensiones</p> <ul style="list-style-type: none"> • Superestructura • Subestructura 	Tipo de investigación: Aplicada Nivel de la investigación: Descriptivo Diseño específico de la investigación: No experimental Enfoque de la investigación: Cuantitativo
Problemas específicos	Objetivos específicos	Indicadores	Población y muestra
¿Será factible calcular la Superestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?	Calcular la Superestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.	<ul style="list-style-type: none"> • Tablero • Viga • Baranda • Vereda • Estribo • Pilares 	Población: Área de terreno sobre la cual se construirá el Puente Huaroc. Muestra: Área de terreno sobre la cual se construirá el Puente Huaroc.
¿Será factible calcular la Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023?	Calcular la Subestructura del Puente Huaroc en base al Manual de Puentes del MTC y Método AASHTO-LRFD, Centro Poblado Cerro Blanco – Sayan – Huaura, 2023.		

Anexo 2: Resumen de las condiciones de cimentación en base al estudio de mecánica de suelos (EMS)



PROYECTO: "CREACION DEL PUENTE HUAROC UBICADO EN CERRO BLANCO, DISTRITO DE SAYAN - PROVINCIA DE HUAURA - DEPARTAMENTO DE LIMA"	Fecha: Agosto 2022	
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION	Elaborado	: Mack C. Chavez Castillo
	Aprobado	: Ing. Marco L. Chinga Campos

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAYAN

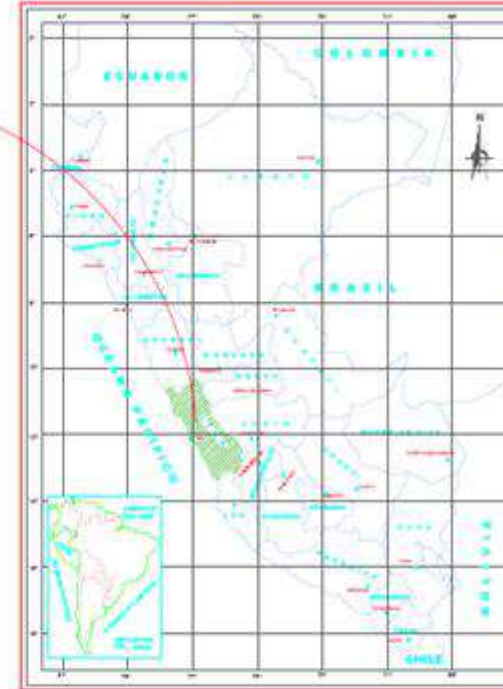
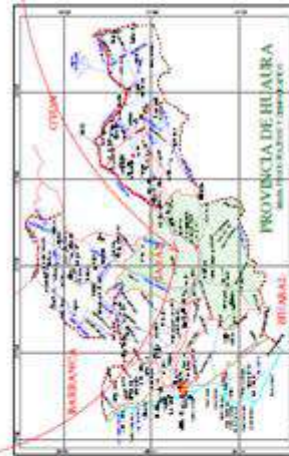
ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

"CREACION DEL PUENTE HUAROC UBICADO EN CERRO BLANCO, DISTRITO DE SAYAN - PROVINCIA DE HUAURA - DEPARTAMENTO DE LIMA"

De conformidad con la Norma Técnica E.050 "Suelos y Cimentaciones" la siguiente información deberá transcribirse literalmente en los planos de cimentación. Esta información no es limitativa, deberá cumplir con todo lo especificado en el presente Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) y con el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

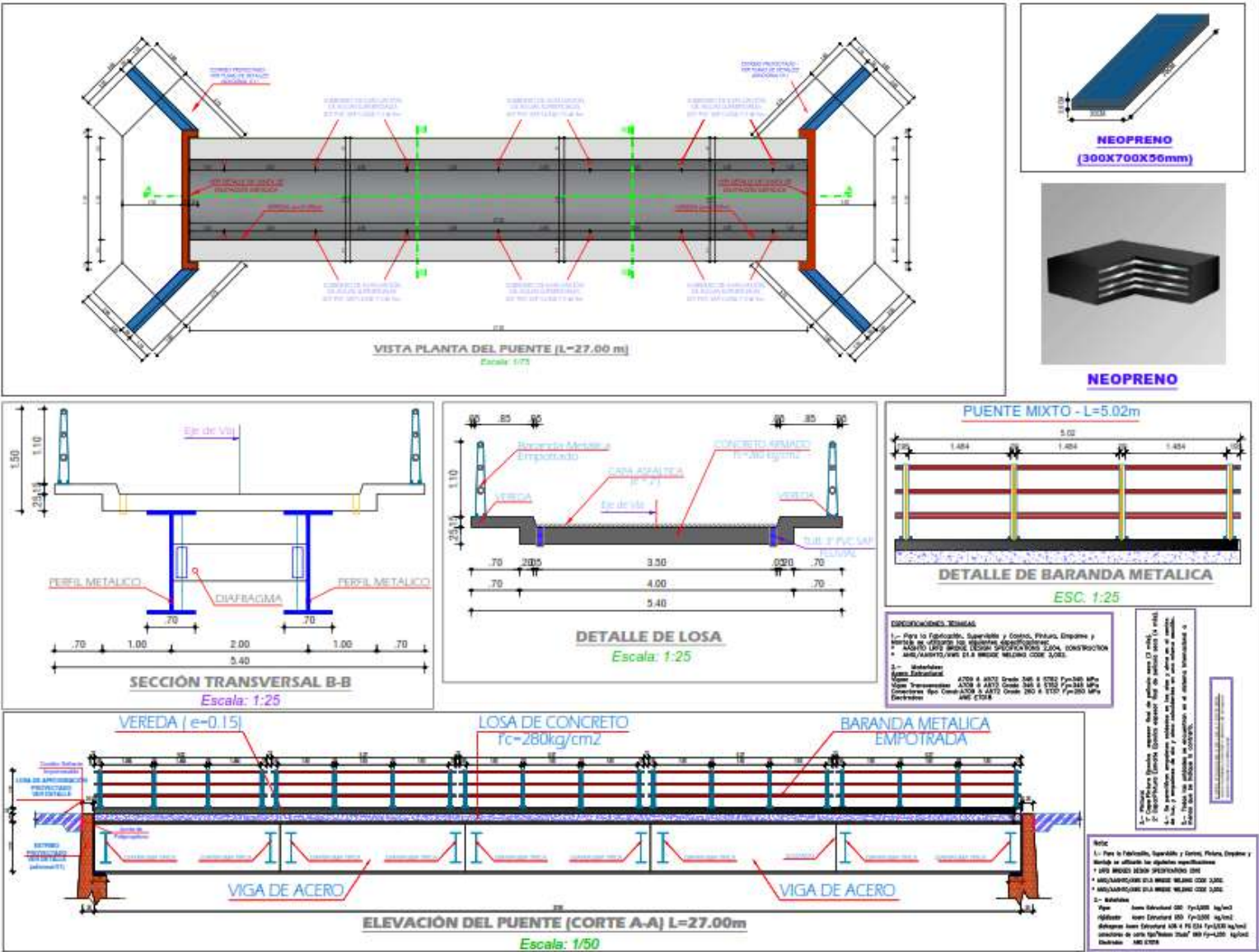
RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN	
Profesional Responsable (PR): Marco Luis Chinga Campos	Ing. Civil CIP: 218119
Tipo de Cimentación: Zapata Aislada	
Estrato de apoyo de la cimentación: Grava mal graduada (GP)	
Profundidad de la Napa Freática: 0.20 m	Fecha: Agosto del 2022
Parámetros de Diseño de la Cimentación	
Profundidad de Cimentación: 2.00 m.	
Presión Admisible: 8.63 kg/cm ²	
Factor de Seguridad por Corte (Estático, Dinámico): 3.00	
Asentamiento Diferencial Máximo Aceptable: 2.43 cm	
Parámetros Sísmicos del suelo (De acuerdo a la Norma E.030)	
Zona Sísmica: 4	
Tipo de perfil del suelo: S1 – Roca o suelos muy rígidos	
Factor del suelo (S): 1.00	
Periodo TP (s): 0.40	
Periodo TL (s): 2.50	
Agresividad del Suelo a la Cimentación: Despreciable	
Problemas Especiales de cimentación	
Licuación: Presenta Nivel Freático dentro del área de estudio.	
Colapso: No presenta	
Expansión: No presenta	
Indicaciones Adicionales: Cemento Portland Tipo II	

Anexo 3: Plano de ubicación y localización

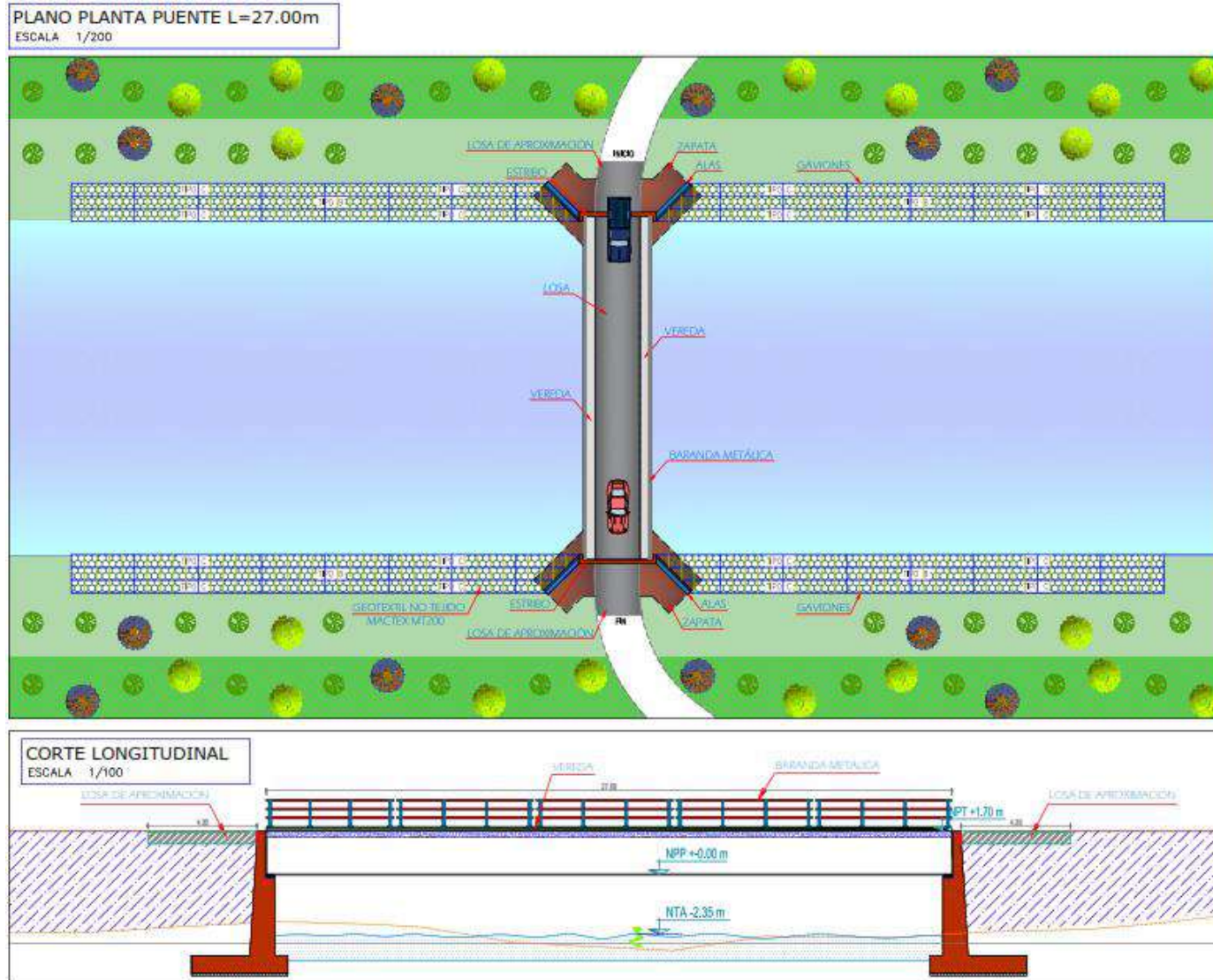


CUADRO DE DATOS TÉCNICOS - DATUM WGS 84			
COORDENADAS ABSOLUTAS UTM			
PUNTO	REF.	ESTE	NORTE
SALICATA 1	INICIO	266.253.00	8764.830.00
SALICATA 2	FIN	266.245.00	8764.788.00

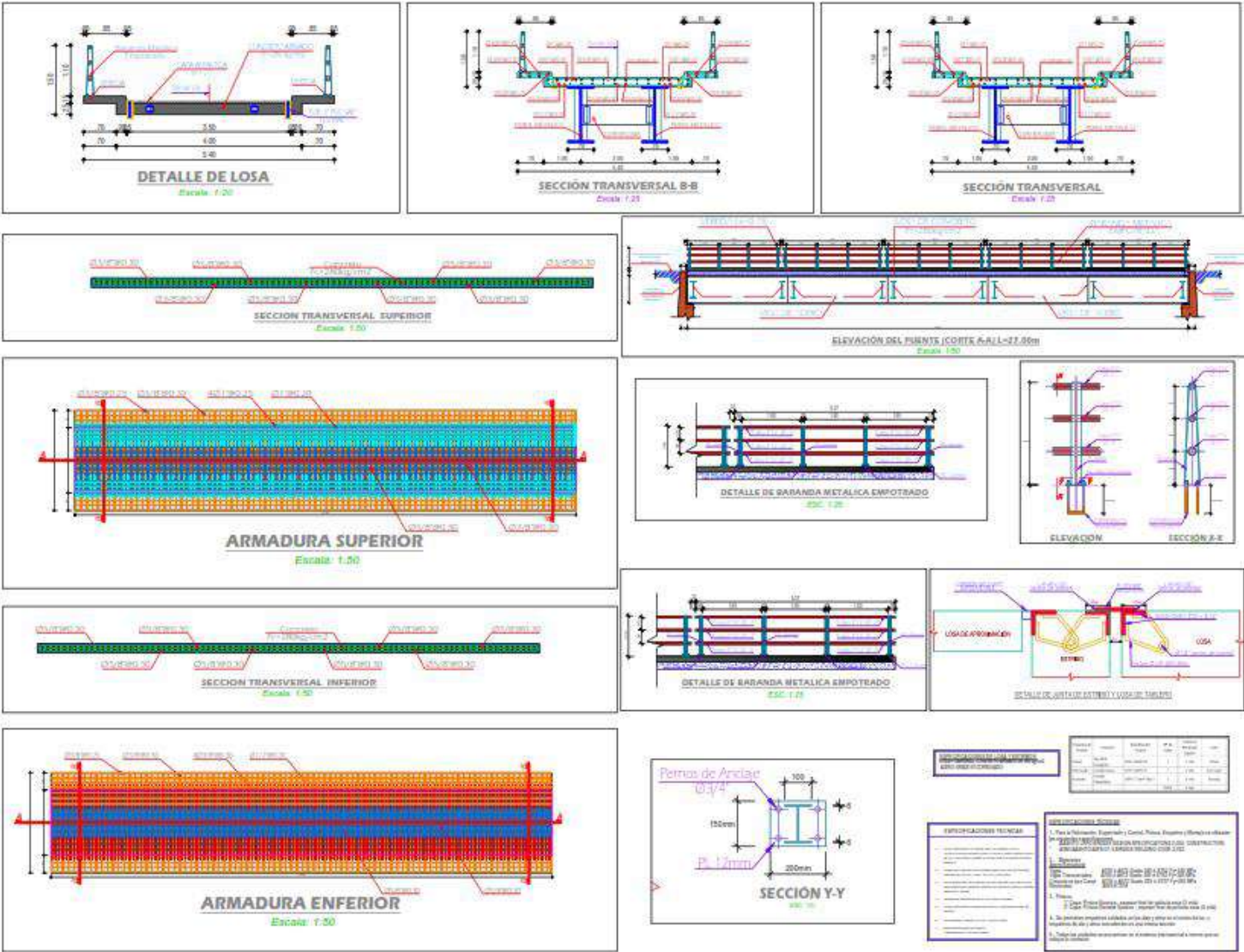
Anexo 4: Plano de arquitectura



Anexo 5: Plano de planta y corte longitudinal



Anexo 6: Detalle de puente



Anexo 7: Fotografías para estudio de tráfico



Foto 1: Tránsito de Station Wagon



Foto 2: Tránsito de camión



Foto 3: Tránsito de combi rural



Foto 4: Vista de ubicación de Puente Huaroc

Anexo 9: Cálculo de proyección del tráfico

PROYECCIÓN DEL TRAFICO

Año	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042
Autos	10	10	10	10	11	11	11	11	11	11	11	12	12	12	12	12	12	12	13	13	13
Satation Wagon	49	50	50	51	52	52	53	54	54	55	56	56	57	58	59	59	60	61	62	63	63
Camioneta Pick Up	15	15	15	16	16	16	16	16	17	17	17	17	18	18	18	18	18	19	19	19	19
Panel	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
Rural (Combi)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3
Micro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Omnibus 2E y 3E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Camión 2E	6	6	6	6	6	6	6	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	7	8	8	8
Camión 3E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Camión 4E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Semi trayler	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Trayler	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Trafico Normal	84	85	85	87	89	89	90	92	93	94	95	96	98	99	100	100	101	103	108	109	109
Trafico Generado	0	9	9	9	9	9	9	9	9	9	10	10	10	10	10	10	10	10	11	11	11
Autos	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Satation Wagon	0	5	5	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6
Camioneta Pick Up	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Panel	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Rural (Combi)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Micro	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Omnibus 2E y 3E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Camión 2E	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Camión 3E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Camión 4E	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Semi trayler	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Trayler	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL	84	94	94	96	98	98	99	101	102	103	105	106	108	109	110	110	111	113	119	120	120

Anexo 10: Sustentación de resultados

❖ Normas empleadas

Se toma como base las disposiciones de los reglamento y normas nacionales e internacionales descritos a continuación:

- Reglamento nacional de edificaciones (Perú)-Norma Técnicas de Edificaciones (NTE):
 - NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”
 - NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”
- Diseño de puentes según AASHTO LRFD
- Manual de diseño de puentes - Ministerio de Transporte y Comunicaciones

Se aclara que los Reglamentos y Normas usados en este trabajo, están en vigencia y/o son de la última edición.

❖ Especificaciones técnicas de los materiales empleados

Concreto:

Resistencia ($f'c$)	: 280kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	: 252671.328 Kg/cm ² ($f'c = 280$ Kg/cm ²)
Módulo de Poisson (μ)	: 0.20
Peso específico (Pe)	: 2400 Kg/m ³ (concreto armado)

Acero corrugado $f'y=4200$ kg/cm²:

Resistencia a la fluencia (f_y):	4,200 Kg/cm ² (Ge 60)
E:	2'100,000 Kg/cm ²

❖ **Solicitaciones a considerar para el diseño del puente**

✓ **Conceptos y normas para las cargas**

Entre la gran cantidad de solicitaciones que se tiene que considerar para el diseño de puentes, se consideran los siguientes: la carga viva, el peso propio, el impacto, el viento, el frenado, la fuerza de la corriente de agua, la supresión, el sismo, la fuerza centrífuga, etc.

Cargas por peso propio y peso muerto

Previo al predimensionamiento de la estructura se debe definir el peso propio, (pp) que es una carga que en ningún caso se debe menospreciar y de ninguna manera exagerar porque la limitación de la longitud de los vanos principalmente es a causa del peso muerto que presentan las estructuras.

El peso propio es directamente proporcional a las dimensiones finales que tendrán los elementos; para determinarlos se realiza el uso de los valores unitarios de algunos materiales más comunes en ser empleados, los cuales se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 4

Peso propio de materiales según AASHTO y Esp. Japonesas.

Material	AASHTO	Esp. Japonesas
Concreto armado	2,400 kg/m ³	2,500 kg/m ³
Acero	7,200 kg/m ³	7,850 kg/m ³
Carpeta asfáltica	2,250 kg/m ³	

Nota. La tabla representa el peso propio de los materiales. Tomado de (<https://www.ingenierocivilinfo.com/>).

Cargas vivas para puentes de carretera

La carga viva que se debe considerar según el reglamento AASHTO debe presentar

- El camión de diseño.
- La carga equivalente.
- La carga de ejes tándem.
- Otras cargas mayores (sobrecargas)

El camión que es más pesado de la presente norma AASHTO, es denominado H20-S16 o HS20 y tiene un peso total de 36 toneladas americanas que son equivalentes a 32.67 toneladas métricas. Aquellos camiones que pertenecen a este grupo son el M18 y M13.5 en los cuales el peso es de 20 y 15 toneladas inglesas respectivamente (además cada tonelada inglesa tiene 2000 libras).

Los camiones MS se encuentran conformados por un camión M y su acoplo S, es decir que el M es el mostrado anteriormente y su acoplado viene a ser la suma de un eje trasero que presenta una separación variable entre 4,3 y 9.0 m. A este grupo pertenece el MS18 y MS13.5 con pesos en unidades de toneladas inglesas de 36 y 27 correspondientemente.

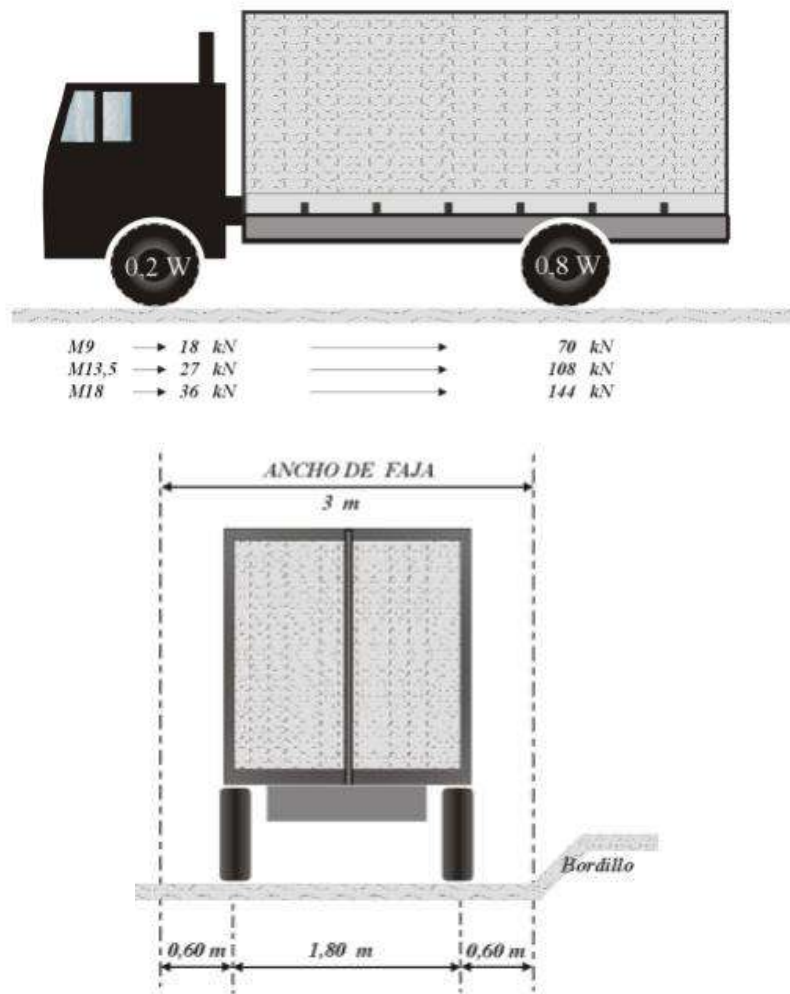
Camión de diseño

Haciendo uso de la nomenclatura del sistema internacional y de la norma AASHTO, se puede observar los tipos M y los MS. En primer lugar, los camiones M se encuentran conformados por dos ejes de ruedas las cuales tienen un espaciamiento de 4.3 m, con las ruedas delanteras y presentando un peso de la cuarta parte de las traseras. Además, cada eje tiene dos ruedas y se encuentran espaciadas a 1.8 m.

Carga equivalente

Presenta una nomenclatura igual que los camiones M, de esta manera cubre los respectivos MS. La carga correspondiente se encuentra conformada de una carga distribuida, la cual se puede aplicar por tramos o sectores, pero junto a una carga puntual, que presenta valores distintos según lo que se analice por ejemplo para corte o para momento flector. Lo que abarca esta carga es el ancho de una faja de tráfico mínima de 3 metros, por ende, esta representa una carga que se encuentra distribuida en la superficie y también la carga modelo borde de cuchillo. A continuación, en la figura 48 se muestra los detalles de los camiones tipo **M**.

Figura 57
Detalles de los camiones M.



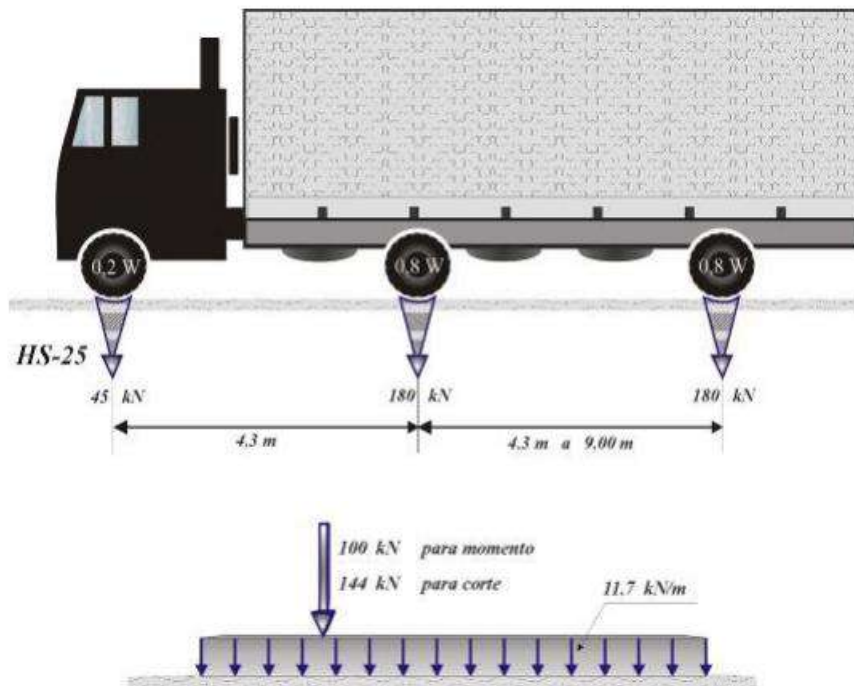
Nota. La imagen muestra detalles del camión tipo M. Tomado de (<https://www.ingenierocivilinfo.com/>).

El eje tándem

El eje tándem está conformado por la carga de dos ejes los cuales presentan 12 ton. c/u con y tienen una separación de 1.20 metros. en su tramo largo. Transversalmente, se tiene una separación de los ejes de ruedas igual a 1.8 metros. A continuación, en la figura N 49 se muestra los detalles para el camión tipo HS-25 y la carga respectiva que le corresponde, y figura 50 se muestra el detalle para el eje Tándem.

Figura 58

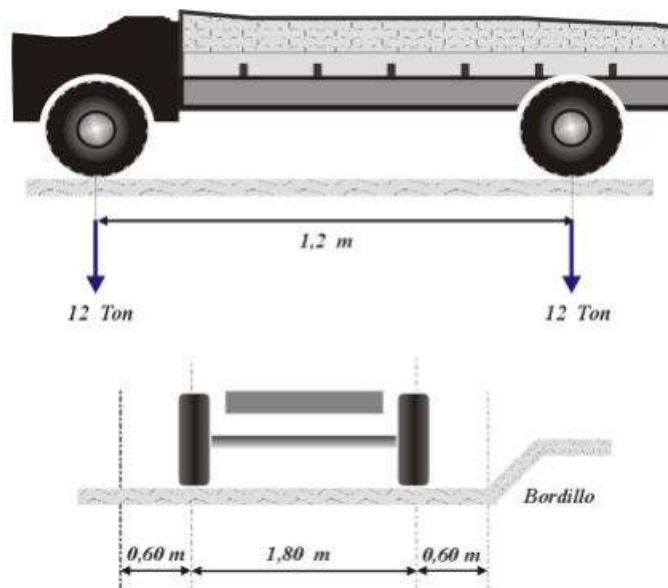
Detalle para el camión tipo **HS-25** y su respectiva carga.



Nota. La imagen representa los detalles del camión tipo HS-25. Tomado de (<https://www.ingenierocivilinfo.com>).

Figura 59

Detalle para el eje tándem.



Nota. La imagen representa el detalle para el eje tándem. Tomado de (<https://www.ingenierocivilinfo.com>).

❖ Diseño de componentes de la Superestructura

✓ Diseño de viga metálica

- Peralte mínimo de la viga

$$hv = \frac{L}{30}, L = 27 \text{ m} \rightarrow hv = 0.90 \text{ m} \quad (\text{Tabla 2.5.2.6.3.}-1 \text{ AASHTO})$$

$$\text{consideramos } hv = 1.50 \text{ m}$$

Se toma en consideración $hv = 1.50 \text{ m}$ porque mas adelante usaremos ese dato para hallar tw , que es el espesor del alma y si tomamos un valor menor a 1.50 m el espesor sería menor a 4 cm y resultaría ser muy poco y no cumpliría con los cálculos siguientes.

- Peralte mínimo de la viga compuesta

$$hc = \frac{L}{25}, L = 27 \text{ m} \rightarrow hc = 1.08 \text{ m} \quad (\text{Tabla 2.5.2.6.3.}-1 \text{ AASHTO})$$

$$\text{consideramos } hc = 1.75 \text{ m}$$

- Espesor de la losa

$$t = hc - hv \quad t = 0.25 \quad (5.12.3 \text{ AASHTO})$$

$$t = 0.20 \rightarrow \text{volado} \quad t = 0.25 \text{ m} \rightarrow \text{tablero}$$

- Pandeo del ala en compresión

$$\frac{bf}{tf} = \frac{1164.542}{\sqrt{fy}} \leq 24 \quad (6.9.4.2.1 - 2 \text{ AASHTO})$$

$$23.77 \leq 24$$

Propiedades del perfil

$$Fy = 4200 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow \text{Límite de fluencia del perfil}$$

$$\delta e = 7850 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3} \rightarrow \text{Peso especifico del perfil}$$

Flexión de TF

$$tf = 5 \text{ cm} \rightarrow \text{asumido} \quad (6.9.4.2.1 - 2 \text{ AASHTO})$$

$$bf = \frac{tf \times 1164.542}{\sqrt{4200}}$$

$$tf = 5 \text{ cm} \rightarrow bf = 118.86 \text{ cm} \rightarrow \text{se considera } 70 \text{ cm}$$

- **Pandeo del alma**

$$\frac{d}{tw} = \frac{2219.630}{\sqrt{fy}} \leq 170$$

(6.10.5.3 AASHTO)

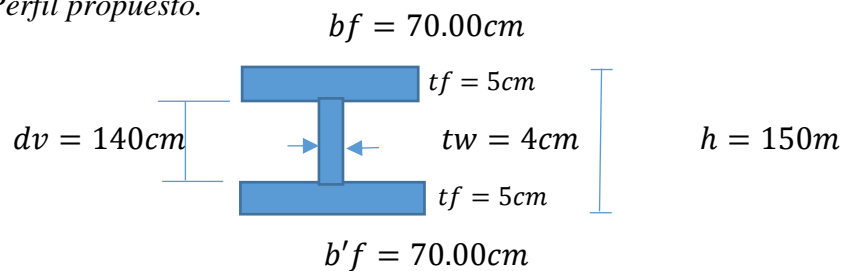
$$hv = d = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$$

$$tw = 3.31 \text{ cm} \rightarrow tw = 4 \text{ cm}$$

- **Perfil propuesto**

Figura 60

Perfil propuesto.



Nota. La figura representa el perfil propuesto. Tomado de fuente propia.

Área de perfil

$$A = 2xbfxtf + twxdv$$

$$bf = 70.00 \text{ cm}$$

$$tf = 5.00 \text{ cm}$$

$$tw = 4.00 \text{ cm}$$

$$dv = 140 \text{ cm}$$

$$A = 1260.00 \text{ cm}^2$$

Peso de la viga por metro lineal

$$Pv = \frac{A}{100^2} \times \delta e$$

$$At = 1260 \text{ cm}^2$$

$$\delta e = 7.850 \frac{Tn}{m^3}$$

$$Pv = 0989 \frac{Tn}{m}$$

- **Metrado de cargas**

Carga muerta W_{DD1}

$$ppLOSA : Atx\delta e = 1.230 \frac{Tn}{m}$$

$$ppVIGA : 1.00xPv = 0.989 \frac{Tn}{m}$$

$$ppVIGA DIAFRAGMA : 0.06 = 0.060 \frac{Tn}{m}$$

$$pENCOFRADO = 0.100 \frac{Tn}{m}$$

$$W_{DD1} = 2.38 \frac{Tn}{m}$$

Carga muerta W_{DD2}

$$ppVEREDA : Acx\delta c = 0.333 \frac{Tn}{m}$$

$$ppASFALTO : Aasfx\delta asf = 0.203 \frac{Tn}{m}$$

$$pBARANDILLA : 0.10 = 0.10 \frac{Tn}{m}$$

$$W_{DD2} = 0.636 \frac{Tn}{m} = 0.64 \frac{T}{m}$$

- **Momentos flectores**

Carga muerta W_{DD1}

(6.10.1.6 AASHTO)

$$M_{DD1} = \frac{W_{DD1}xL^2}{8} \rightarrow W_{DD1} = 2.38 \frac{Tn}{m} \wedge L = 27.00m$$

$$\text{Reemplazamos } W_{DD1} \text{ y } L \rightarrow M_{DD1} = 216.88 Tm - m$$

Carga muerta W_{DD2}

$$M_{DD2} = \frac{W_{DD2}xL^2}{8} \rightarrow W_{DD2} = 0.64 \frac{Tn}{m} \wedge L = 27.00m$$

$$\text{Reemplazamos } W_{DD2} \text{ y } L \rightarrow M_{DD2} = 58.32 T - m$$

- **Propiedades del perfil**

Tabla 5

Cálculo de Inercia del perfil propuesto.

SECCION	A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	350	2.5	875	2187.50	729.14
2	560	75	42000	3'150,000.00	914,666.67
3	350	147.5	51625	7'614,687.00	729.14
$\sum \square$	1260		94500	10'818,587.5	916,125.01

Nota. La tabla representa el cálculo de Inercia. Tomado de fuente propia.

$$y = \frac{d}{2}$$

$$hv = d = 150.00\text{cm} \rightarrow y = 75.00\text{cm}$$

$$d - y = 75.00\text{cm}$$

de la Tabla 5 se tienen los datos para reemplazar en I_o

$$I_o = \sum AY^2 + \sum I - \sum A x Y^2 = 10'818,587.5 + 916,125.01 - 1260x75.00^2$$

$$\rightarrow I_o = 4'647,212.510 \text{ cm}^4$$

Módulos resistentes de la sección

(D6.2.2 – 1 AASHTO)

$$S_{st} = \frac{I_o}{y} = \frac{4'647,212.510 \text{ cm}^4}{75.00\text{cm}} \rightarrow S_{st} = 61,962.8335 \text{ cm}^3$$

$$S_{sb} = \frac{4'647,212.510 \text{ cm}^4}{75.00\text{cm}} \rightarrow S_{sb} = 61,962.8335 \text{ cm}^3$$

Esfuerzos en el acero

(6.10.1.7 AASHTO)

$$f_{st} = \frac{MDD1}{S_{st}} = \frac{216.88 \text{ Tm} - m}{61,962.8335 \text{ cm}^3} = 352.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{sb} = \frac{MDD1}{S_{sb}} = \frac{216.88 \text{ Tm} - m}{61,962.8335 \text{ cm}^3} = 352.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Ancho colaborante**

(10.38.3AASHTO)

$$\frac{L}{4} = 6.75 \text{ m}$$

$$be \leq 12tf + bw = 3.70 \text{ m}$$

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

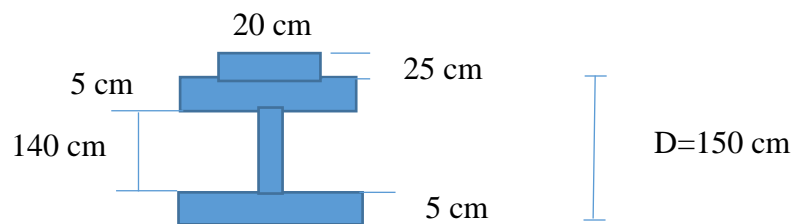
$$\rightarrow be = 2.00 \text{ m}$$

- **Propiedades de la sección compuesta n=10**

Figura 61

Propiedades de la sección compuesta n=10.

$$n = 10$$



Nota. La figura representa las propiedades de la sección compuesta. Tomado de fuente propia.

Tabla 6

Cálculo de Inercia del perfil compuesto n=10

SECCION	A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
ACERO	1260	100	126000	12'600,00	916,125.01
CONCRETO n=10	500.00	12.50	6250	78,125	26041.67
\sum	1760		132250	12'678,125	942,166.68

Nota. La tabla representa el cálculo de inercia. Tomado de fuente propia.

$$Kd = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{132250}{1760} \rightarrow Kd = 75.14 \text{ cm}$$

de la Tabla 6 se tienen los datos para reemplazar en I_o

$$I_o = \sum AY^2 + \sum I - \sum A \times Kd^2 = 12'678,125 + 942,166.68 - 1760 \times 75.14^2$$

$$\text{Luego} \rightarrow I_o = 3'683,297.184 \text{ cm}^4$$

- **Módulo resistente de la sección**

(D6.2.2 – 1 AASHTO)

SCT

$$S_{ct} = \frac{nI_o}{Kd} = \frac{10 \times 3'683,297.184 \text{ cm}^4}{75.14 \text{ cm}}$$

Operando se tiene $\rightarrow S_{ct} = 490,191.27 \text{ cm}^3$

SST

$$S_{st} = \frac{I_o}{Kd - t} = \frac{3'683,297.184 \text{ cm}^4}{75.14 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}$$

Operando se tiene $\rightarrow S_{st} = 73,460.25 \text{ cm}^3$

SSB

$$S_{sb} = \frac{I_o}{d + t - Kd} = \frac{3'683,297.184 \text{ cm}^4}{150 \text{ cm} + 25 \text{ cm} - 75.14 \text{ cm}}$$

Recordar que $d = hv = 150 \text{ cm}$

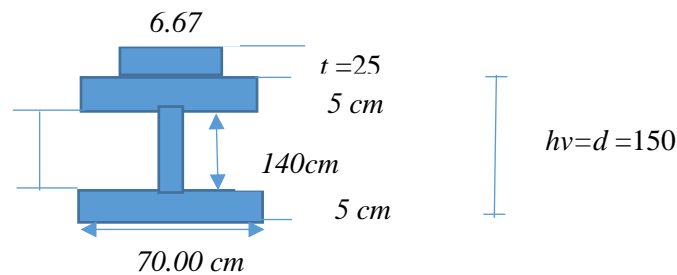
Operando se tiene $\rightarrow S_b = 36,884.61 \text{ cm}^3$

- **Propiedades de la sección compuesta n=30**

Figura 62

Propiedades de la sección compuesta n=30.

$$n = 30$$



Nota. La figura representa las propiedades de sección compuesta. Tomado de fuente propia.

Tabla 7

Cálculo de Inercia del perfil compuesto n=30.

SECCION	A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
ACERO	1260	100	126000	12'600,000	916,125.01
CONCRETO n=30	166.75	12.50	2084.375	26,054.69	8684.896
\sum	1426.75		128084.375	12'626,054.69	924,809.91

Nota. La tabla representa el cálculo de inercia del perfil. Tomado de fuente propia.

$$Kd = \frac{\sum AY}{\sum A} = \frac{128084.375 \text{ cm}^3}{1426.75 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow Kd = 89.77 \text{ cm}$$

de la Tabla 7 se tienen los datos para reemplazar en I_o

$$I_o = \sum AY^2 + \sum I - \sum A \times Kd^2 = 12'626,054.69 + 924,809.91 - 1426.75 \times 89.77^2$$

$$\text{Luego} \quad I_o = 2'053,181.575 \text{ cm}^4$$

- **Módulo resistente de la sección para estas condiciones** (D6.2.2 – 1 AASHTO)

SCT

$$Sct = \frac{nI_o}{Kd} = \frac{30 \times 2'053,181.575 \text{ cm}^4}{89.77 \text{ cm}}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow Sct = 686,147.346 \text{ cm}^3$$

SST

$$Sst = \frac{I_o}{Kd - t} = \frac{2'053,181.575 \text{ cm}^4}{89.77 \text{ cm} - 25 \text{ cm}}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow Sst = 37,487.34 \text{ cm}^3$$

SSB

$$Ssb = \frac{I_o}{d + t - Kd} = \frac{2'053,181.575 \text{ cm}^4}{150 \text{ cm} + 25 \text{ cm} - 89.77 \text{ cm}}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow Ssb = 24'089.89 \text{ cm}^3$$

- **Esfuerzo final en la sección n=30**

(6.10.1.7 AASHTO)

$$n = 30 \quad y \quad M_{DD2} = 58.32 Tn - m$$

Recordar que M_{DD2} se calculó para los momentos flectores

FCT

$$f_{ct} = \frac{M_{DD2}}{S_{ct}} = \frac{58.32 Tn - m}{686,147.346 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{ct} = 8.50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

FST

$$f_{st} = \frac{M_{DD2}}{S_{st}} = \frac{58.32 Tn - m}{37,487.34 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{st} = 155.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

FSB

$$f_{sb} = \frac{M_{DD2}}{S_{sb}} = \frac{58.32 Tn - m}{24'089.89 \text{ cm}^3}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{sb} = 242.87 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- **Momento por carga viva**

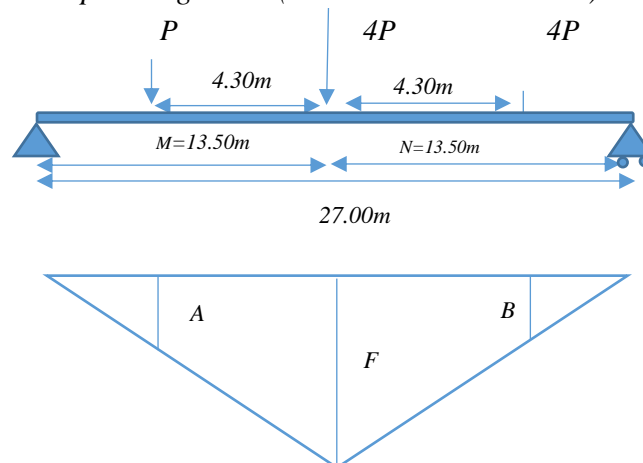
(2.2.4.1 AASHTO)

Camión de diseño hl-93

En el centro de la luz

Figura 63

Momento por carga viva (camión de diseño hl-93).



Nota. La figura representa el momento por carga viva. Tomado de fuente propia.

$$\triangleright F = \frac{MN}{L}$$

$$M = 13.50 \text{ m}, \quad N = 13.50 \text{ m}, \quad L = 27.00 \text{ m}$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow F = 6.75 \text{ m}$$

\triangleright APLICANDO SEMEJANZA DE TRIANGULOS

$$A = 4.60 \text{ m} \text{ y } B = 4.60$$

$$M_{LL} = PA + 4PF + 4PB$$

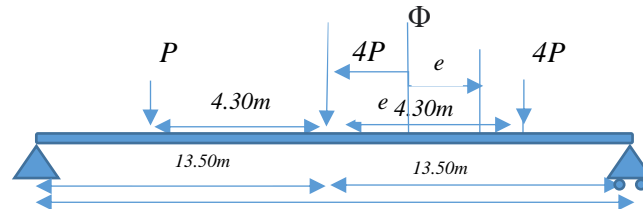
$$P = 3.632 \text{ Tn y } F = 6.75 \text{ m}$$

$$M_{LL1} = 3.632 \times 4.60 + 4 \times 3.632 \times 6.75 + 4 \times 3.632 \times 4.60 = 181.60 \text{ Tn} - \text{m}$$

Aplicando Baret

Figura 64

Aplicando Baret para momento por carga viva.



Nota. La figura representa el momento por carga viva. Tomado de fuente propia.

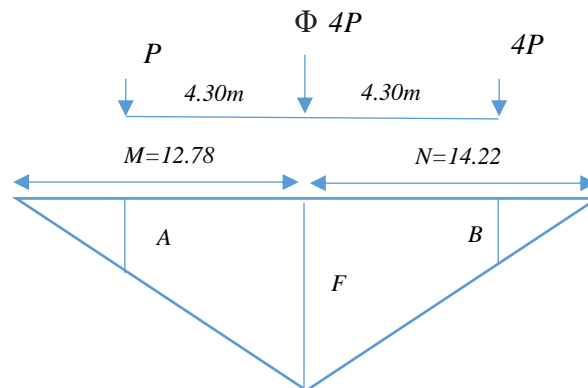
\triangleright APLICANDO MOMENTOS

$$\sum M \Phi = 0$$

$$\text{Se obtiene} \rightarrow e = 0.72 \text{ m}$$

Figura 65

Aplicando momentos por carga viva.



Nota. La figura representa los momentos por carga viva. Tomado de fuente propia.

$$\triangleright F = \frac{MN}{L}$$

$$M = 12.78 \text{ m}, \quad N = 14.22 \text{ m}, \quad L = 27.00 \text{ m}$$

$$F = \frac{12.78 \text{ m} \times 14.22 \text{ m}}{27.00 \text{ m}} = 6.75 \text{ m}$$

➤ *APLICANDO SEMEJANZA DE TRIANGULOS*

$$A = 4.5560 \text{ m} \text{ Y } B = 4.6955 \text{ m}$$

$$M_{LL} = PA + 4PF + 4PB$$

$$P = 3.632 \text{ Tnn y } F = 6.75 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 3.632 \times 4.5560 + 4 \times 3.632 \times 6.75 + 4 \times 3.632 \times 4.6955 = 182.18 \text{ Tn} - \text{m}$$

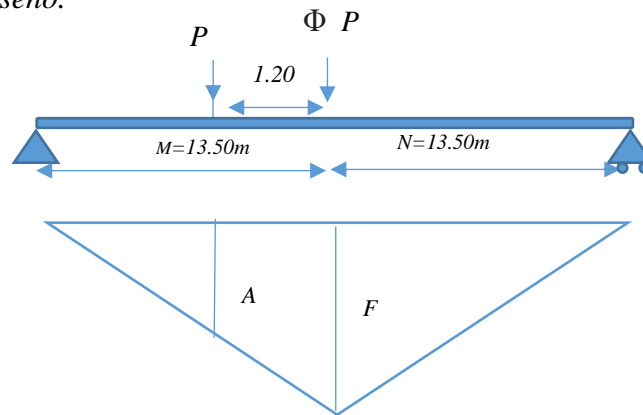
Tándem de diseño

(3.6.1.2.3 AASHTO)

En el centro de luz

Figura 66

Tándem de diseño.



Nota. La figura representa el tándem de diseño. Tomado de fuente propia.

$$F = \frac{MN}{L} = \frac{13.50 \text{ m} \times 13.50 \text{ m}}{27.00 \text{ m}}$$

$$\text{Operando se tiene } \rightarrow F = 6.75 \text{ m}$$

➤ *APLICANDO SEMEJANZA :*

$$A = 6.15 \text{ m}$$

$$M_{LL} = PA + PF$$

$$= P(A + F)$$

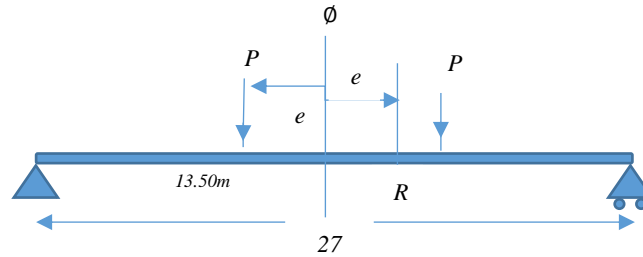
$$P = 11.338 \text{ Tn}, \quad A = 6.15 \text{ m}, \quad F = 6.75 \text{ m}$$

$$\text{Reemplazando se tiene } \rightarrow M_{LL} = 146.26 \text{ Tn} - \text{m}$$

Por Baret

Figura 67

Aplicando Baret en Tándem de diseño.



Nota. La figura representa el Tándem de diseño. Tomado de fuente propia.

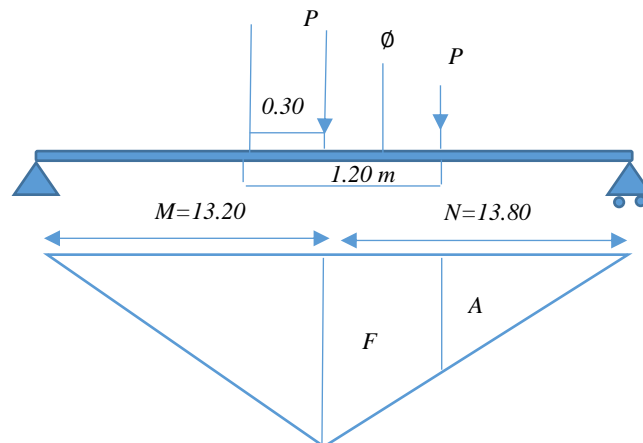
APLICANDO MOMENTOS RESPECTO A ϕ

$$\sum M_{\phi} = 0$$

Se obtiene : $e = 0.30 \text{ m}$

Figura 68

Aplicando momentos con respecto al ϕ .



Nota. La figura representa los momentos respecto al ϕ . Tomado de fuente propia.

$$\triangleright F = \frac{MN}{L}$$

$$M = 13.20 \text{ m}, \quad N = 13.80 \text{ m}, \quad L = 27.00 \text{ m}$$

Reemplazando se tiene $\rightarrow F = 6.7467 \text{ m}$

\triangleright APLICANDO SEMEJANZA DE TRIANGULOS :

$$M_{LL} = PA + PF$$

$$M_{LL} = P(A + F)$$

$$P = 11.338 \text{ Tn}, \quad A = 6.1600 \text{ m}, \quad F = 6.7476 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 146.35 Tn - m \rightarrow \text{Se obtiene de la Figura 68}$$

$$M_{LL} = 146.26 Tn - m \rightarrow \text{Se obtiene de la Figura 66}$$

$$M_{LL} = 182.18 Tn - m \rightarrow \text{Se obtiene de la Figura 65}$$

Para los siguientes cálculos se toma el mayor $\rightarrow M_{LL} = 182.18 Tn - m$

Factor de reducción (6.8.2.2 – 1 AASHTO)

$$\sum M_o = 0 \rightarrow R = 0.625P$$

Momento por impacto (3.8.2 AASHTO)

$$IMPACTO \quad I = 0.33$$

$$M_{IM} = IxM_{LL} = 0.33xM_{LL} = 0.33x182.18 Tn - m$$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow M_{IM} = 60.12 Tn - m$$

$$M_{LL+IM} = (182.18 + 60.12)x0.625x1.2 = 181.73 Tn - m$$

Esfuerzo final en la sección n=10 (6.10.1.7 AASHTO)

FCT

$$f_{ct} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{ct}} = \frac{181.73 Tn - m}{490,191.27cm^3}$$

donde S_{ct} fue hallado en Modulo resistente de la sección para $n = 10$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{ct} = 37.07 \frac{kg}{cm^2}$$

FST

$$f_{st} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{st}} = \frac{181.73 Tn - m}{73,460.25cm^3}$$

donde S_{st} fue hallado en Modulo resistente de la sección para $n = 10$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{st} = 247.39 \frac{kg}{cm^2}$$

FSB

$$f_{sb} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{sb}} = \frac{181.73 Tn - m}{36,884.61cm^3}$$

donde S_{sb} fue hallado en Modulo resistente de la sección para $n = 10$

$$\text{Operando se tiene} \rightarrow f_{sb} = 492.70 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzos finales en la sección

➤ En el concreto

$$8.50 \frac{kg}{cm^2} \text{ para } n = 30$$

$$37.07 \frac{kg}{cm^2} \text{ para } n = 10$$

$$\text{Sumando se tiene} \rightarrow 45.57 \frac{kg}{cm^2}$$

Se procede a verificar

$$45.70 \frac{kg}{cm^2} < 0.40 f'c \rightarrow \text{donde } f'c = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{Operando se tiene que} \rightarrow fct = 45.70 \frac{kg}{cm^2} < 84 \frac{kg}{cm^2} \text{ ¡OK!}$$

➤ En el acero Fsb

$$352.02 \frac{kg}{cm^2} \text{ para perfil propuesto inicial}$$

$$242.8 \frac{kg}{cm^2} \text{ para } n = 30$$

$$492.70 \frac{kg}{cm^2} \text{ para } n = 10$$

$$\text{Sumando se tiene} \rightarrow Fsb = 1,087.59 \frac{kg}{cm^2}$$

Se procede a verificar

$$1,087.59 \frac{kg}{cm^2} < 0.50 f_y \rightarrow \text{donde } f_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$$

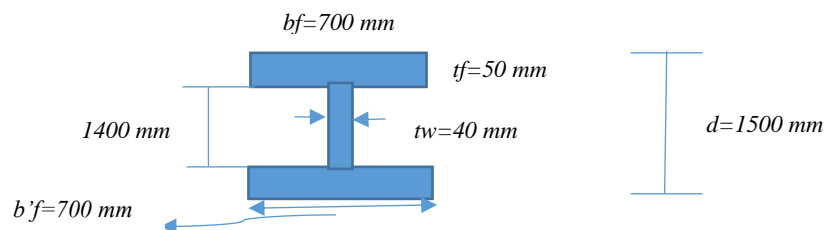
$$\text{Operando se tiene que} \rightarrow Fsb = 1087.59 \frac{kg}{cm^2} < 1200 \frac{kg}{cm^2} \text{ ¡OK!}$$

Conclusión

EL PERFIL PROPUESTO CUMPLE

Figura 69

Verificación de perfil propuesto.



Nota. La figura representa la verificación del perfil. Tomado de fuente propia.

✓ **Cálculo estructural de la losa**

- **Espesor de losa** $t = hc - hv \rightarrow$ donde $hc = 1.75\text{m}$ y $hv = 1.50\text{m}$ (9.7.1.1 AASHTO)

Calculando se tiene $\rightarrow t = 0.25\text{m}$

- **Tramo interior**

Carga muerta

$$\text{Peso propio losa} : A_{\text{losa}} \times \delta c$$

$$\text{Peso bombeo} : A_{\text{bombeo}} \times \delta c$$

$$A_{\text{losa}} = 0.25\text{m}^2$$

$$A_{\text{bombeo}} = 0.036\text{m}^2$$

$$\delta c = 2.4\text{Tn/m}^3$$

$$\text{Peso propio losa} : 0.25\text{m}^2 \times 2.4\text{Tn/m}^3 = 0.60\text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Peso bombeo} : 0.036\text{m}^2 \times 2.4\text{Tn/m}^3 = 0.086\text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Sumando se obtiene} \rightarrow W_{DC} = 0.69\text{ Tn/m}^2$$

Momento por carga muerta

(3.24.3 AASHTO)

$$M_{DC} = 0.10W_{DC} \times S''^2$$

$$\text{Donde} \rightarrow W_{DC} = 0.69 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \text{ y } S'' = 1.60\text{ m}$$

$$\text{reemplazando} \rightarrow M_{DC} = 0.10 \times 0.69\text{ Tn/m}^2 \times (1.60\text{m})^2 = 0.177\text{ T} - \text{m}$$

Carga por superficie de rodadura

$$\text{Peso asfalto} : A_{\text{asfalto}} \times \delta_{\text{asfalto}}$$

$$\text{donde} \rightarrow A_{\text{asfalto}} = 0.05\text{m}^2 \text{ y } \delta_{\text{asfalto}} = 2.25\text{Tn/m}^3$$

$$\text{Peso asfalto} = 0.05\text{m}^2 \times 2.25\text{Tn/m}^3 = 0.11\text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Peso asfalto} = W_{DW} = 0.11\text{ Tn/m}^2$$

Momento por superficie de rodadura

(3.24.3 AASHTO)

$$M_{DW} = 0.10W_{DW} \times S''^2$$

$$\text{donde} \rightarrow W_{DW} = 0.11\text{Tn/m}^2 \text{ y } S'' = 1.60\text{ m}$$

$$\text{reemplazando} \rightarrow M_{DW} = 0.10 \times 0.11\text{Tn/m}^2 \times (1.60\text{m})^2 = 0.028\text{ T} - \text{m}$$

Carga viva

(3.24.3.1 AASHTO)

$$M_{LL} = \frac{S'' + 0.61}{9.74} x P$$

$$\text{donde } \rightarrow P = 7.4 Tn \quad y \quad S'' = 1.60m$$

$$\text{reemplazando } \rightarrow M_{LL} = \frac{1.60m + 0.61}{9.74} x 7.4 Tn = 1.68Tn - m$$

Momento por impacto

(6.8.2.2 AASHTO)

$$M_{IM} = M_{LL} x I_M$$

$$\text{donde } \rightarrow M_{LL} = 1.68Tn - m \quad y \quad I_M = 0.33$$

$$\text{reemplazando } \rightarrow M_{IM} = 1.68Tn - m x 0.33 = 0.55 T - m$$

Por resistencia limite I

(3.4 AASHTO)

$$M_U = n[(1.25M_{DC}) + (1.50M_{DW}) + (1.75M_{LL+IM})]$$

$$n = n_D x n_n x n_l = 1.00$$

$$M_{DC} = 0.177 T - m \rightarrow \text{momento por carga muerta}$$

$$M_{DW} = 0.028 T - m \rightarrow \text{momento por superficie de rodadura}$$

$$M_{LL+IM} = 1.68 Tn - m + 0.55 Tn - m = 2.23 Tn - m$$

$M_{LL+IM} \rightarrow$ suma de momentos por carga viva e impacto se tiene

$$\text{sumando se obtiene } \rightarrow M_U = 4.17 Tn - m$$

Acero de refuerzo

(4.6.2.1 AASHTO)

$$M_U = \phi f_y \rho \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f_c} \rho \right) b d^2$$

$$\text{se tienen los datos } \rightarrow r = 4cm, \quad d = 21cm, \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\text{se tienen los datos } \rightarrow f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2}, \quad b = 100cm, \quad d = 21cm$$

$$\text{se tienen los datos } \rightarrow M_U = 4.17Tn - m$$

$$\text{reemplazando } \rightarrow 4.17 = 4200 x \rho \left(1 - 0.59 \frac{4200}{210} \rho \right) 100 x 21^2$$

$$\text{resolviendo se tiene } \rightarrow \rho = 0.00257$$

$$A_s = \rho b d$$

se tienen los datos $\rightarrow \rho = 0.00257, \quad b = 100\text{cm}, \quad d = 21\text{cm}$

resolviendo se tiene $\rightarrow A_s = 0.00257 \times 100\text{cm} \times 21\text{cm} = 5.40\text{cm}^2$

Verificación

(5.7.3.3.1 AASHTO)

a) $A_{S\text{MAX}}$

$$\frac{C}{d} \leq 0.42$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{5.40\text{cm}^2 \times 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \times 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 100\text{cm}}$$

resolviendo se tiene $\rightarrow a = 1.27\text{cm}$

$$a = \beta_1 C$$

$$\text{despejando } C \text{ se tiene } \rightarrow C = \frac{a}{\beta_1}$$

se tienen los datos $\rightarrow a = 1.27$ y $\beta_1 = 0.85$

$$C = \frac{1.27\text{cm}}{0.85} = 1.50\text{cm}$$

Luego se verifica:

$$\frac{C = 1.50\text{cm}}{d = 21\text{cm}} \rightarrow \frac{c}{d} = 0.07 < 0.42 \quad ; \text{OK!}$$

b) $A_{S\text{MIN}}$

EL ACERO DE REFUERZO PROPORCIONADO DEBE RESISTIR EL MENOR VALOR

DE $1.2M_{Cr}$ y $1.33 M_u$

$$\text{b.1) } 1.2M_{Cr} = 1.2 fr.S$$

$$\text{donde } fr = 2.01\sqrt{f'_c}$$

Para

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow fr = 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

se tienen los datos $\rightarrow b = 100\text{cm}$, $h = 25\text{cm}$

$$\text{calculando } \rightarrow S = \frac{100\text{cm} \times 25\text{cm}^2}{6} = 10,417\text{cm}^3$$

Luego con los datos obtenidos

$$fr = 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad y \quad S = 10,417\text{cm}^3$$

Se reemplaza

$$1.2M_{Cr} = 1.2 fr.S = 1.2 \times 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10,417\text{cm}^3 = 3.64 \text{Tn} - m$$

$$\text{se obtiene } \rightarrow 1.2M_{Cr} = 3.64 \text{Tn} - m$$

b.2) $1.33 M_u$

$$\text{donde } \rightarrow M_u = 4.17 \text{Tn} - m$$

$$1.33M_u = 5.55 \text{Tn} - m$$

$$\text{verificando } \rightarrow 1.33M_u > 1.2 M_{Cr} \quad ; \text{OK!}$$

$$5.55 \text{Tn} - m > 3.64\text{Tn} - m \quad ; \text{OK!}$$

$$\therefore A_s = 5.40\text{cm}^2$$

ELECCIÓN DE ACERO

$$\emptyset = \frac{5''}{8} \text{ tiene un area por varilla de } A_\emptyset = 1.98 \text{cm}^2$$

area de acero requerido es $A_s = 5.40\text{cm}^2 \rightarrow$ cantidad de varilla $N = 3\emptyset \frac{5''}{8}$

$$\text{por lo tanto se debe usar } A_s : \emptyset \frac{5''}{8} @ 0.30 \text{ cm}$$

Acero de repartición (A_{s_r})

(3.24.10 AASHTO)

$$\text{debe cumplir que } \% \rightarrow \frac{3840}{\sqrt{S}} < 67\%$$

$$\text{donde } \rightarrow S = 2000\text{mm}$$

calculando se tiene un porcentaje de $44.72\% < 67\%$

se toma el mayor porcentaje que es 67%

$$\text{reemplazando en } A_{s_r} = \% \times A_s = 67\% \times 5.40\text{cm}^2$$

se obtiene el acero de repartición $\rightarrow A_{s_r} = 3.62\text{cm}^2$

Acero de temperatura

(5.10.8 AASHTO)

$$A_{s_T} = 0.0018A_g \quad \text{donde } A_g \text{ es el area transversal por m}^2$$

$$\text{se tienen los datos } \rightarrow b = 100\text{cm y } h = 25\text{cm}$$

$$\text{reemplazamos } \rightarrow A_{s_T} = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 25\text{cm} = 4.50\text{cm}^2 \quad [\text{en 2 capas}]$$

Superior

$$A_{s_T \text{ SUPERIOR}} = \frac{A_{s_T}}{2} = 2.25\text{cm}^2$$

ELECCIÓN DEL ACERO

$$\phi = \frac{3''}{8} \quad \text{tienen un area por varilla de } A\phi = 0.71\text{cm}^2$$

$$\text{se necesita subir } 2.25\text{cm}^2 \rightarrow \text{el total de varillas resulta } N = 3\phi \frac{3''}{8}$$

$$A_{s_T \text{ SUPERIOR}} \phi \frac{3''}{8} @ 0.30\text{m}$$

Parte inferior

(5.10.8 AASHTO)

$$A_{s_T} = 2.25\text{cm}^2 \quad \text{acero inferior preliminar}$$

$$A_{s_r} = 3.62\text{cm}^2 \quad \text{acero de repartición}$$

$$\text{sumando los dos requeridos } \rightarrow A_{s_{Tr \text{ inferior}}} = 2.25\text{cm}^2 + 3.62\text{cm}^2$$

$$\text{se obtiene } \rightarrow A_{s_{Tr \text{ inferior}}} = 5.87\text{cm}^2$$

ELECCIÓN DE LA VARILLA

$$\phi = \frac{5''}{8} \quad \text{tienen un area por varilla de } A\phi = 1.89\text{cm}^2$$

$$\text{se necesita subir } 5.87\text{cm}^2 \rightarrow \text{el total de varillas resulta } N = 3\phi \frac{5''}{8} = 0.71\text{cm}^2$$

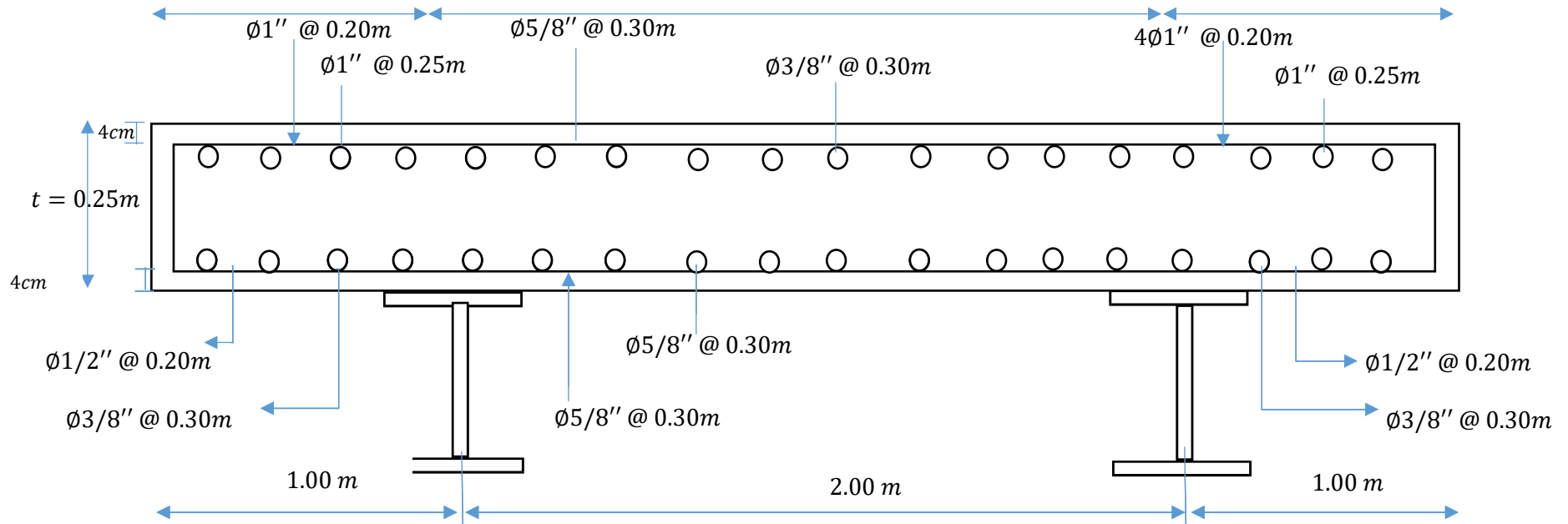
$$\text{se obtiene } \rightarrow A_{s_{Tr \text{ inferior}}} \phi \frac{5''}{8} @ 0.30\text{m}$$

Armado de la losa

ARMADO DE LOSA

Figura 70

Armado de losa.



Nota. La figura representa el armado de losa. Tomado de fuente propia.

Tramo voladizo

(3.24.5 AASHTO)

Carga muerta

$$\text{Peso propio losa} : A_1 \times \delta c$$

$$pp3 : A_3 \times \delta c$$

$$pp4 : A_4 \times \delta c$$

$$ppBaranda = 0.10 Tn/m$$

Teniendo los siguientes datos $A_1 = 0.50 \text{cm}^2$, $A_3 = 0.00375 \text{cm}^2$, $A_4 = 0.135 \text{cm}^2$

siendo el peso por m^3 del concreto $\delta c = 2.4 Tn/\text{m}^3$

$$\text{Peso propio losa} = 0.50 \text{cm}^2 \times 2.4 Tn/\text{m}^3 = 1.20 T/m$$

$$pp3 = 0.00375 \text{cm}^2 \times 2.4 Tn/\text{m}^3 = 0.010 T/m$$

$$pp4 = 0.135 \text{cm}^2 \times 2.4 Tn/\text{m}^3 = 0.324 T/m$$

$$ppBaranda = 0.10 T/m$$

realizando la suma se obtiene $W_{DC} = 1.65 T/m$

Carga muerta por superficie de rodadura

$$\text{Peso asfalto} : A_{asfalto} \times \delta_{asfalto}$$

$$\text{Para un área de } A_{ASF} = 0.035 \text{m}^2$$

siendo el peso por m^3 $\delta_{ASF} = 2.25 Tn/\text{m}^3$

Se calcula

$$W_{DW} = 0.035 \text{m}^2 \times 2.25 Tn/\text{m}^3 = 0.08 T/m$$

Momentos

(4.6.2.1 AASHTO)

Por carga muerta

$$M_{DC1} = pplosa \times d_1$$

$$M_{DC3} = pp3 \times d_2$$

$$M_{DC4} = pp4 \times d_3$$

$$M_{DCBaranda} = ppBaranda \times d_{Baranda}$$

Siendo d igual a la distancia del CG de $\frac{c}{e}$ elemento al eje

se tiene la siguiente información obtenida de la figura 61

$$d_1 = 0.69m \quad \text{para} \quad pplosa = 1.20 \frac{T}{m}$$

$$d_3 = 0.73m \quad \text{para} \quad pp3 = 0.010 \frac{T}{m}$$

$$d_4 = 1.20m \quad \text{para} \quad pp4 = 0.324 \frac{T}{m}$$

$$d_{baranda} = 1.55m \quad \text{para} \quad pp_{Baranda} = 0.10 T/m$$

Realizando el reemplazo de datos y calculando se obtienen los momentos

$$M_{DC1} = 0.69m \times 1.20 T/m = 0.83 T/m$$

$$M_{DC3} = 0.73m \times 0.010 T/m = 0.0073 T/m$$

$$M_{DC4} = 1.20m \times 0.324 T/m = 0.389 T/m$$

$$M_{DCBaranda} = 1.55m \times 0.10 T/m = 0.155 T/m$$

sumando los momentos por carga muerta especificos se obtiene de $M_{DC} = 1.38 T/m$

Momento por superficie de rodadura

$$M_{DW} = \frac{W_{DW} \times L_V^2}{2}$$

teniendo los datos $\rightarrow W_{DW} = 0.08 T/m$ y $L_V = 0.70 m$

$$\text{operando se tiene} \rightarrow M_{DW} = \frac{0.08 T/m \times (0.70m)^2}{2} = 0.02 T/m$$

$$M_{DW} = 0.02 T/m$$

Por carga viva

(4.6.2.1.3 – 1 AASHTO)

$$E = 1.140m + 0.833X$$

$X = 0.40 m$ donde este valor resulta de la figura X de vereda

$$\text{operando se tiene} \rightarrow E = 1.47 m$$

Momento

$$M_{LL} = \frac{Pxm}{E}$$

$m = \text{FACTOR DE PRESENCIA MULTIPLE}$

$P = \text{PESO DE LA RUEDA}$

Tenemos los siguientes datos

$$m = 1.2, \quad E = 1.47 \text{ m}, \quad P = 7.4Tn$$

$$\text{reemplazando} \rightarrow M_{LL} = \frac{7.4Tn \times 1.2}{1.47 \text{ m}} = 6.04 \text{ T/m}$$

$$M_{LL} = 6.04 \text{ T/m}$$

Momento por impacto

(3.8.2 AASHTO)

$$I_M = 33\% = 0.33$$

$$\text{donde} \rightarrow M_{IM} = I_M \times M_{LL} \rightarrow M_{IM} = 0.33 \times 6.04 \text{ T/m}$$

$$\text{resultando} \rightarrow M_{IM} = 2.00 \text{ T/m}$$

Por resistencia limite I

(3.4.1 – 1 AASHTO)

$$M_U = n[(1.25M_{DC}) + (1.50M_{DW}) + (1.75M_{LL+IM})]$$

$$\text{donde } n = n_D \times n_n \times n_l = 1.00$$

$$M_{DC} = 1.38 \frac{T}{m} \text{ para momento por carga muerta}$$

$$M_{DW} = 0.02 \frac{T}{m} \text{ para momento por superficie de rodadura}$$

$$M_{LL+IM} = 8.04 \frac{T}{m} \text{ para sumade momentos carga viva e impacto}$$

$$\text{reemplazando} \rightarrow M_U = 1 \left[\left(1.25 \times 1.38 \frac{T}{m} \right) + \left(1.50 \times 0.02 \frac{T}{m} \right) + \left(1.75 \times 8.04 \frac{T}{m} \right) \right]$$

$$\text{resultando} \rightarrow M_U = 15.83 \text{ T/m}$$

Acero de refuerzo

(4.6.2.1 AASHTO)

$$M_U = \phi f_y \rho \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f_c} \rho \right) b d^2$$

Temos los siguientes datos

$$r = 4\text{cm}, d = 21\text{cm}, f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$b = 100\text{cm}, d = 21\text{cm}, M_U = 15.83 \text{ Tn} - \text{m}$$

reemplazando

$$M_U = 4200 \rho \left(1 - 0.59 \frac{4200}{210} \rho \right) 100 \times 21^2$$

resultando $\rightarrow \rho = 0.01058$

calculando el area de acero $A_s = \rho b d$

con los datos $\rho = 0.01085$, $b = 100\text{cm}$, $d = 21\text{cm}$

reemplazando se tiene $A_s = 0.01085 \times 100\text{cm} \times 21\text{cm}$

resulta $\rightarrow A_s = 22.80\text{ cm}^2$

Verificación

(5.7.3.3.1 AASHTO)

a) $A_{S\text{ MAX}}$

$$\frac{C}{d} \leq 0.42$$

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

teniendo los datos $A_s = 22.80\text{ cm}^2$, $f_y = 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}, b = 100\text{cm}, d = 21\text{ cm}$$

$$\text{reemplazamos en } a = \frac{22.80 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 5.36\text{cm}$$

$$\text{con el valor de } a, \text{ hallamos } C = \frac{a}{\beta_1}$$

$$\text{donde } \beta_1 = 0.85 \rightarrow C = \frac{5.36\text{cm}}{0.85} = 6.31\text{ cm}$$

resultando $\rightarrow C = 6.31\text{ cm}$

$$\text{verificamos con } \frac{C}{d} = \frac{6.31\text{ cm}}{21\text{ cm}} = 0.30 < 0.42 \text{ ¡OK!}$$

b) $A_{S\text{ MIN}}$

EL ACERO DE REFUERZO PROPORCIONADO DEBE RESISTIR EL MENOR VALOR

DE $1.2M_{Cr}$ y $1.33 M_u$

b.1) $1.2M_{Cr} = 1.2 fr.S$

$$fr = 2.01\sqrt{f'_c}$$

$$\text{se tiene } f'_c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{reemplazando} \rightarrow fr = 2.01 \sqrt{210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{hallamos } S = \frac{bh^2}{2}$$

en base a los datos $b = 100\text{cm}$ y $h = 25\text{cm}$

$$\text{reemplazamos} \rightarrow S = \frac{100\text{cm} \times (25\text{cm})^2}{2} = 10417\text{cm}^3$$

recopilamos la información

$$fr = 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot S = 10,417\text{cm}^3$$

reemplazamos para hallar $1.2M_{Cr}$

$$1.2M_{Cr} = 1.2 \times 29.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 10,417\text{cm}^3 = 3.64 \text{ T/m}$$

$$\text{resultando} \rightarrow 1.2M_{Cr} = 3.64 \text{ T/m}$$

b.2) $1.33 M_u$

$$\text{se tiene } M_u = 15.83 \frac{\text{T}}{\text{m}} \text{ por resistencia límite}$$

$$\text{reemplazando } 1.33M_u = 1.33 \times 15.83 \text{ T/m} = 21.05 \text{ Tn} - \text{m}$$

$$\text{verificando } 1.2 M_{Cr} < 1.33M_u \quad \text{¡OK!}$$

$$\therefore A_s = 22.80\text{cm}^2$$

ELECCIÓN DE ACERO

$$\emptyset = 1'' \text{ tiene un area por varilla de } A_{\emptyset} = 5.07 \text{ cm}^2$$

se necesita cubrir $22.80\text{cm}^2 \rightarrow$ la cantidad de varilla es $N = 5 \emptyset 1''$

$$\text{Usar } A_s \emptyset 1'' @ 0.20 \text{ m}$$

Acero de repartición (A_{s_r})

(3.24.10 AASHTO)

$$\text{se debe cumplir con la diferencia de } \% = \frac{3840}{\sqrt{S}} < 67\%$$

$$\text{donde } S = 2000\text{mm}$$

$$\text{reemplazamos } \frac{3840}{\sqrt{2000}} = 44.72\% < 67\%$$

$$\text{tomamos el \% mayor} \rightarrow 67\%$$

$$\text{reemplazamos } A_{s_r} = A_s \times 67\% = 15.28 \text{ cm}^2$$

Acero de temperatura

(5.10.8 AASHTO)

se aplica la ecuación $A_{sT} = 0.0018Ag$ donde Ag es el área por m^2

se tiene los datos $b = 100cm$ y $h = 20cm$

$$A_{sT} = 3.60cm^2 \text{ [2 capas]}$$

Parte inferior

(5.10.8 AASHTO)

$$A_{sT \text{ INFE}} = 1.80cm^2$$

ELECCIÓN DE ACERO

$\phi = \frac{3}{8''}$ tiene un área transversal por varilla de $A\phi = 0.71cm^2$

se necesita cubrir un área de $2.25 cm^2 \rightarrow$ la cantidad de varilla es $N = 3\phi 3/8''$

USAR $A_{sT \text{ inferior}} \phi 3/8'' @ 0.30m$

Parte superior

$$A_{sT \text{ SUPERIOR}} = 1.80 cm^2$$

$$A_{s_r} = 15.28 cm^2 \text{ acero de repartición}$$

el acero total se halla sumando $A_{s_{rt \text{ superior}}} = 1.80 cm^2 + 15.28 cm^2$

$$\text{obteniéndose } A_{s_{rt \text{ superior}}} = 17.08 cm^2$$

ELECCIÓN DE LA VARILLA

$\phi = 1''$ tiene un área transversal por varilla de $A\phi = 5.07cm^2$

se necesita cubrir un área de $17.08cm^2 \rightarrow$ la cantidad de varilla es $N = 4\phi 1''$

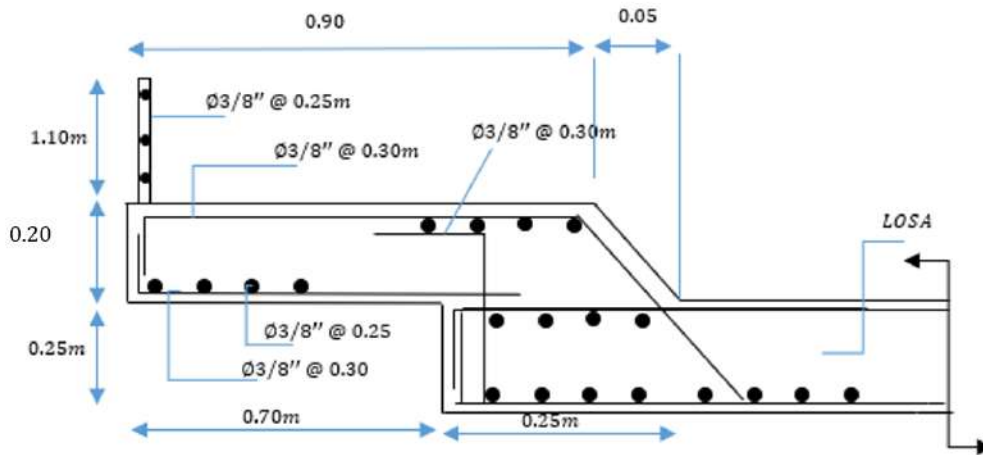
USAR $A_{s_{rt \text{ superior}}} \phi 1'' @ 0.25m$

Armado de la losa tramo voladizo

Figura 71

Armado de vereda en losa en voladizo.

ARMADO DE LA VEREDA

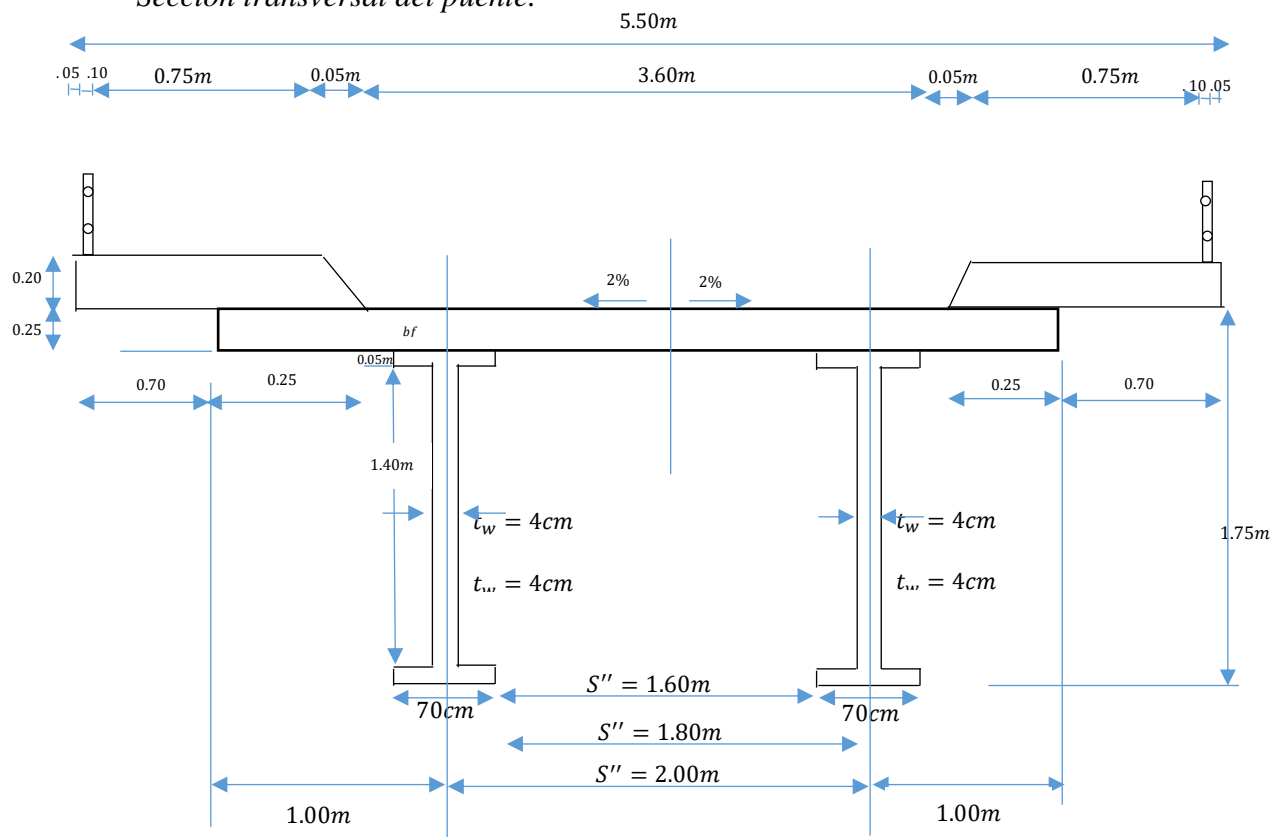


Nota. La figura representa el armado de vereda en la losa. Tomado de fuente propia.

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE

Figura 72

Sección transversal del puente.



Nota. La figura representa la sección transversal. Tomado de fuente propia.

✓ **Dimensionamiento: viga diafragma**

(6.7.4 AASHTO)

- **Momento por peso propio**

- Asimismo que el perfil pesa:

$$200 \text{ kg/ml} \quad ; \quad f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow M = \frac{Q L^2}{12}$$

$$M_{DC} = \frac{0.200 \times 3.60^2}{12} = 0.216 \text{ t} - \text{m}$$

- **Momento por sobrecarga**

- La viga diafragma toma lo del tablero o losa

$$M_{LL} = 6.04 \text{ tn} - \text{m} \quad (\text{calculo reforzado en el diseño de la losa})$$

$$M_{LL+IM} = 6.04 \times 1.2 \times 1.33$$

$$M_{LL+IM} = 9.64 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_U = 1.25 \times 0.216 + 1.75 \times 9.64$$

$$M_U = 17.20 \text{ tn} - \text{m}$$

Momento torsor

$$M_T = 0.80 \times 17.20 \times 2.00$$

$$M_T = 27.52 \text{ tn} - \text{m}$$

Modulo de sección

$$S = \frac{27.52 \times 10^5}{1260} = 2,184 \text{ cm}^3$$

$$S = 2,184 \text{ cm}^3$$

- **Elección del perfil**

De la tabla de perfiles, elegimos el perfil w530 x 101

$$S = 2,316.5 \text{ cm}^3$$

$$I = 62,198 \text{ cm}^4$$

$$A = 130.00 \text{ cm}^2$$

$$d = 470 \text{ mm} = 47 \text{ cm}$$

$$t_w = 10.9 \text{ mm} = 1.09 \text{ cm}$$

$$h = 537 \text{ mm} = 53.70 \text{ cm}$$

$$t_t = 17.4 \text{ mm} = 1.74 \text{ cm}$$

$$b = 210 \text{ mm} = 21.00 \text{ cm}$$

Verificación de los esfuerzos del perfil elegido:

$$f_b = f_t = \frac{M_{TOT} \times (d/2)}{I}$$

$$M_{TOT} = 27.52 \text{ tn} - \text{m}$$

$$d = 47 \text{ cm}$$

$$I = 62,198 \text{ cm}^4$$

$$f_b = f_t = 1040 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = f_t_{ADMIS} = 0.60 f_y \quad \Rightarrow \quad f_{ADM} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

verificamos si f_t no supera f_{ADM} $1040 \text{ kg/cm}^2 < 1260 \text{ kg/cm}^2$ ¡OK!

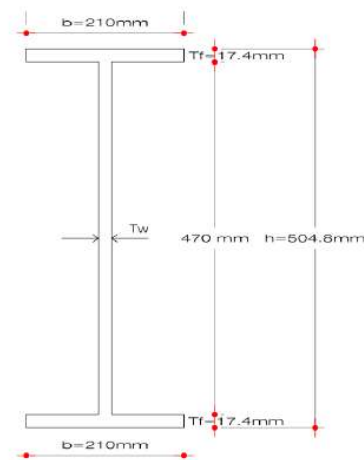
⇒ El perfil soportará los esfuerzos actuantes

$W_{530 \times 101}$

PERFIL PROPUESTO $W_{530 \times 101}$:

Figura 73

Perfil propuesto de viga diafragma.



Nota. La figura representa la viga diafragma. Tomado de fuente propia.

✓ **Dimensionamiento: viga diafragma**

Conectores

(10.38.5.1 AASHTO)

➤ Armado de la losa tramo voladizo

Pernos soldados:

$$H_U = 245 d^2 \sqrt{f'_c}$$

reemplazar con los datos $d = 2$ y $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$

calculando $H_U = 14'201.55 \text{ kgf}$

Verificación a la rotura

(10.38.5.1.2 AASHTO)

con la ecuación $P_1 = 0.85 f'_c b t$

teniendo los datos $b = 200 \text{ cm}$, $f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, $t = 25 \text{ cm}$

reemplazando se tiene $P_1 = 0.85 \times 210 \text{ kgf/cm}^2 \times 200 \text{ cm} \times 25 \text{ cm}$

resultando $\Rightarrow P_1 = 892,500 \text{ kgf}$

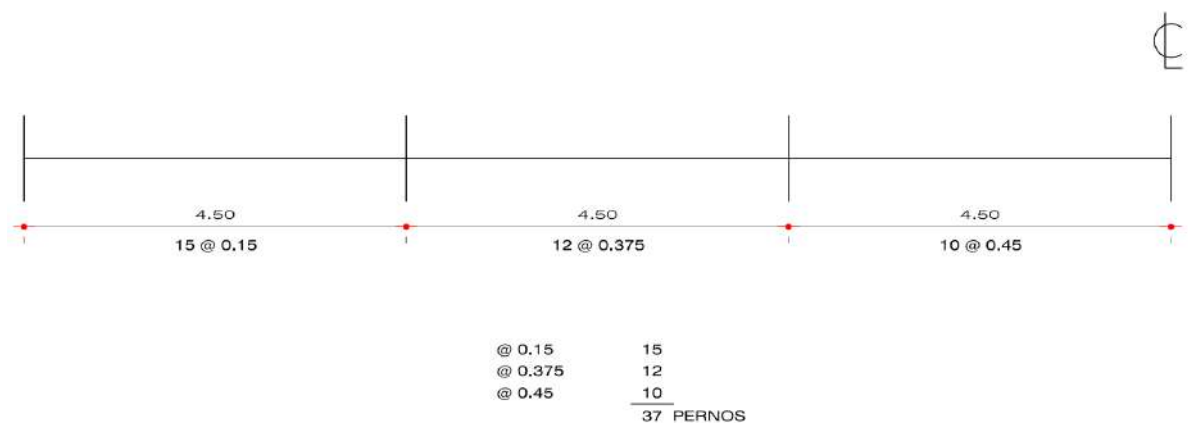
$$N^\circ \text{ de conectores} = \frac{P_1}{0.85 H_U}$$

$N^\circ \text{ de conectores} = 74 \text{ Por viga}$

Distribución de los pernos (conectores)

Figura 74

Distribución de pernos (conectores).



Nota. La figura representa la distribución de pernos. Tomado de fuente propia.

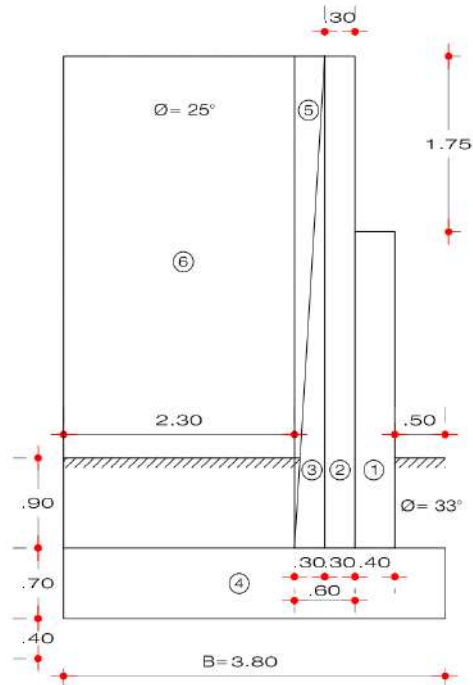
❖ **Diseño de componentes de la Subestructura**

✓ **Dimensionamiento de Estribos – Subestructura**

(3.11.5.3 AASHTO)

Figura 75

Dimensionamiento de Estribos.



Nota. La figura representa el dimensionamiento de estribos. Tomado de fuente propia.

Coefficiente de empuje lateral activo (k_a)

(3.11.5.2 AASHTO)

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ dato } \phi \text{ obtenido del estudio de mecánica de suelos (EMS)}$$

$$\phi = 25^\circ$$

$$K_a = 0.406$$

Fuerzas verticales

Tabla 8

Cálculo de Inercia del perfil compuesto n=30.

ZONA	CARGAS (Kgxf)	\bar{X}_A (m)	MR (Kgf-m)
①	$A_1 \times P_{ec} = 3,024$	0.70	2,116.80
②	$A_2 \times P_{ec} = 3,528$	1.05	3,704.40
③	$A_3 \times P_{ec} = 1,764$	1.30	2,293.20
④	$A_4 \times P_{ec} = 6,048$	1.80	10,886.40
⑤	$A_5 \times P_{ec} = 1,359.75$	1.40	1,903.65
⑥	$A_6 \times P_{es} = 20,849.50$	2.65	55,251.18
	$\sum F_v = 36,573.25$	$\sum MR =$	76,155.63

Nota. La tabla representa el cálculo de inercia del perfil. Tomado de fuente propia.

donde $P_{ec} = 2400 \text{ kg/m}^3$ y $P_{es} = 1850 \text{ kg/m}^3$

son los pesos específicos de los materiales que son el concreto y el suelo

Factor de seguridad al volcamiento (fsv):

(11.6.3.1 AASHTO)

$$FSV = \frac{\sum MR}{\sum F_v} = \frac{76,155.63}{36,573.25} = 2.08 \quad \text{datos obtenidos de la Tabla 8}$$

verificando $FSV = 2.08 > 2.0$ ¡OK!

Factor de seguridad al desplazamiento

(11.6.3.1 AASHTO)

a) Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} P_{es} K_a h^2$$

se tienen los datos $K_a = 0.406$, $P_{es} = 1850 \text{ kg/m}^3$, $h = 5.60\text{m}$

$$\text{reemplazando tenemos } E_a = \frac{1}{2} \times 1850 \text{ kg/m}^3 \times 0.406 \times (5.60\text{m})^2$$

resultando $E_a = 11,777.25 \text{ kgf}$

b) Sobrecarga viva (ls)

(3.11.6.4 AASHTO)

Tabla 9

Sobrecarga viva (ls).

ALTURA DEL ESTRIBO (m)	heq (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥6.0	0.6

Nota. La tabla representa la sobrecarga viva. Tomada de fuente propia.

Para H=5.60 m, interpolamos en la Tabla y obtenemos:

$$heq = 0.64 \text{ m}$$

Empuje por sobrecarga viva

calculamos mediante la ecuacion $E_{LS} = PesKa \times heq \times h$

con los datos $Pes = 1850 \text{ kg/m}^3$, $Ka = 0.406$, $h_{ef} = 0.64\text{m}$, $h = 5.60\text{m}$

reemplazando se tiene $E_{LS} = 1850 \text{ kg/m}^3 \times 0.406 \times 0.64 \text{ m} \times 5.60 \text{ m}$

resultando $E_{LS} = 2,692.00 \text{ kgf}$

Tabla 10

Empuje por sobre carga viva.

EMPUJE	FUERZA (Kgxf)	\bar{h} (m)	MA (Kgf-m)
Eh	11,777.25	1.87	22,023.46
E _{LS}	2,692.00	2.80	7,537.60
$\Sigma FH =$	14,469.25		$\Sigma MA = 29,561.06$

Nota. La tabla representa el empuje por sobre carga viva. Tomada de fuente propia.

$$FSD = \frac{\Sigma F_V}{\Sigma F_H} = \frac{36,573.25}{14,469.25} = 2.53 \quad \text{factor de seguridad de desplazamiento}$$

se cumple cuando la fuerza vertical es mayor a la horizontal en 1.5 veces

verificando $FSD = 2.53 > 1.5$ ¡OK!

Punto de paso de la resultante (ppr)*(Método de Meyerhof)*

$$PPR = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum F_V} = \frac{76,155.63 - 29,561.06}{36,573.25} = 1.27$$

Excentricidad

se calcula mediante la ecuación $e = \frac{B}{2} - PPR$

se tienen los datos $B = 3.80m$ y $PPR = 1.27m$

reemplazando $e = \frac{3.80m}{2} - 1.27m$

resultando $e = 0.63 < 0.90$ ¡OK!

Presión uniforme*(11.6.3.2 – 1 AASHTO)*

$$q_u = \frac{\sum F_v \text{ FACTORADAS/UNIDAD DE LONGITUD}}{B - 2e} = \frac{36,573.25Kgf}{3.80m - 2 \times 0.63m} = 2.54 \text{ kg f/cm}^2$$

Refuerzo vertical de la pantalla del estribo

se calcula con la ecuación $M_U = n[1.50M_{EH} + 1.75M_{LS}]$ (3.4.1 – 1 AASHTO)

reemplazando $M_U = 1.0 (1.50 \times 11.80 \times 1.87 + 1.75 \times 2.70 \times 2.80)$

los datos fueron obtenidos de la tabla 10 en la columna fuerza, la unidad es convertida a tn/m²

resultando $M_U = 46.33 \text{ tn} - m$

luego para hallar la cuantía se tiene que despejar e de la siguiente ecuación

$$M_U = \phi f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e\right) b d^2 \quad (3.4.1 - 1 AASHTO)$$

$$R_U = \frac{M_U}{b d^2}$$

se tiene $d = 100 - 6 = 94 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

reemplazando $R_U = \frac{46.33 \text{ tn} - m}{100 \text{ cm} \times (94 \text{ cm})^2} = 5.24 \text{ kg/cm}^2$

se reemplaza R_u en la ecuación principal $R_U = \phi f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e\right)$

se tiene $\phi = 0.9$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$\text{reemplazando } 5.24 = 0.90 \times 210 \times e \left(1 - 0.59 \frac{4200}{210} e \right)$$

$$\text{resulta } \Rightarrow e = 0.0014 \quad (\text{CUANTIA})$$

la cuantia es $A_s = ebd$

$$\text{datos } e = 0.0014, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad d = 94 \text{ cm}$$

$$\text{reemplazamos } A_s = 0.0014 \times 100 \text{ cm} \times 94 \text{ cm}$$

$$\text{resultando } A_s = 13.66 \text{ cm}^2 \quad (\text{TENTATIVO})$$

A_{smax}

(5.7.3.3.1 AASHTO)

$$\text{Debe cumplirse : } \frac{c}{d} \leq 0.42$$

$$\text{Asumimos: } \emptyset = 3/4$$

$$A_s = \frac{2.85}{0.20} \quad \text{donde 2.85 es el area transversal de } \emptyset = 3/4$$

$$\text{resultando } A_s = 14.25 \text{ cm}^2 \geq 13.16 \text{ cm}^2 \quad \text{¡ OK!}$$

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

$$\text{datos } A_s = 14.25 \text{ cm}^2, \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{reemplazando } a = \frac{14.25 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}} = 3.35 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{B} = \frac{3.35}{0.85} \Rightarrow c = 3.94 \text{ cm}$$

$$\text{Luego reemplazamos } c \text{ y } d : \frac{c}{d} = \frac{3.94}{94} = 0.042 \leq 0.42 \quad \text{¡ OK!}$$

$$M_U = A_s (0.9) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{datos } A_s = 14.25 \text{ cm}^2, \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, \quad d = 94 \text{ cm}, \quad a = 3.35 \text{ cm}$$

$$\text{reemplazando } M_U = 14.25 \text{ cm}^2 (0.9) 4200 \text{ kg/cm}^2 \left(94 \text{ cm} - \frac{3.35 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$\text{obteniendo } M_U = 49.73 \text{ tn} - \text{m} \geq 46.33 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{¡ OK!}$$

A_{smin}

(5.7.3.3.2 AASHTO)

$$\text{a) } 1.2M_{Cr} = 1.2 f_r \cdot S$$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{reemplazando } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \text{ se tiene } f_r = 2.01 \sqrt{210}$$

resultando $f_r = 29.13 \text{ kgf/cm}^2$

$$s = \frac{b \times h^2}{6}$$

con datos $b = 100 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm},$

$$\text{reemplazando } s = \frac{100 \text{ cm} \times (100 \text{ cm})^2}{6} = 166,667 \text{ cm}^3$$

$$\text{reemplazando } 1.2 M_{cr} = 1.2 \times 29.13 \text{ kgf/cm}^2 \times 166,667 \text{ cm}^3$$

$$\text{se obtiene } 1.2 M_{cr} = 58.26 \text{ tn} - \text{m}$$

b) se calcula el valor de $1.33M_U$

$$\text{reemplazando } 1.33 M_U = 1.33 \times 46.33 \text{ tn} - \text{m} = 61.62 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ El menor de ellos es $58.26 \text{ tn} - \text{m}$

$$M_U = 46.33 \text{ tn} - \text{m} \geq 58.26 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{¡NO!}$$

continuamos con $e = 0.0014$ (CUANTIA)

se halla el area de acero con la ecuación $A_S = A_{S_{T^o}}$

$$A_{S_{T^o}} = 0.0018 A_g \quad \text{donde } A_g \text{ es el área por m}^2$$

datos $b = 100 \text{ cm}$ y $h = 100 \text{ cm}$

$$\text{reemplazando } A_S = 0.0018 \times 100 \text{ cm} \times 100 \text{ cm} = 18.00 \text{ cm}^2$$

Elección de varilla

$\emptyset = 1''$; $A_S = 18.00 \text{ cm}^2$ para cubrir esa area se usa $4 \emptyset 1''$

USAR A_{SV} : $\emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

Refuerzo horizontal

Colocar A_{SH} el $A_{S_{T^o}}$ en 2 capas:

$$A_{S_{T^o}} = 0.0018 A_g$$

$$= 18.00 \text{ cm}^2 \text{ EN CAPAS}$$

$$A_{SH} = \frac{18.00}{2} = 9.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{SH} = 9.00 \text{ cm}^2$$

Elección de varilla

$\emptyset = 5/8"$; para cubrir 9.00 cm^2 se usa la cantidad de 5 $\emptyset 5/8"$

USAR As_H : $\emptyset 5/8" @ 0.20 \text{ m}$

Acero vertical en la cara opuesta del relleno

$As_{VR} = As_{T^\circ} = 18.00 \text{ cm}^2$

Elección de varilla

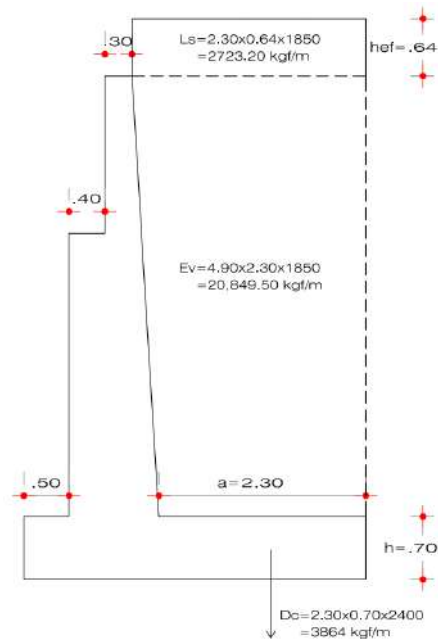
$\emptyset = 1"$; para cubrir 18.00 cm^2 se usa la cantidad de 4 $\emptyset 1"$

USAR As_{VR} : $\emptyset 1" @ 0.25 \text{ m}$

Refuerzo de la cimentación

Figura 76

Refuerzo de la Cimentación.



Nota. La figura representa el refuerzo de la cimentación. Tomado de fuente propia.

$$M_U = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}] \quad (3.4.1 - 1 \text{ AASHTO})$$

$$n = 1.00$$

$$M_{DC} = D_C \times \frac{a}{2} \quad \text{donde el valor de } \mathbf{Dc} \text{ y } \mathbf{a} \text{ est}{\acute{a}}\text{n en la figura 67}$$

$$M_{EV} = E_V \times \frac{a}{2} \quad \text{donde el valor } \mathbf{Ev} \text{ y } \mathbf{a} \text{ est}{\acute{a}}\text{n en la figura 67}$$

$$M_{LS} = E_{LS} \times \frac{a}{2} \quad \text{donde el valor } \mathbf{Els} \text{ y } \mathbf{a} \text{ est}{\acute{a}}\text{n en la figura 67}$$

reemplazando

$$M_U = 1 \left[\frac{1.25 \times 3864 \times 2.30}{2} + \frac{1.35 \times 20849.50 \times 2.30}{2} + \frac{1.75 \times 2723.20 \times 2.30}{2} \right]$$

obteniendo $M_U = 43,403.79 \text{ kgf} - \text{m}$

$d = h - 6$ donde el valor de $h = 0.70\text{m}$ obtenido de la figura 67

$$M_U = \phi f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e \right) b d^2 \quad (5.5.4.2 \text{ AASHTO})$$

$$\text{ecuacion } R_U = \frac{M_U}{b d^2}$$

$$\text{reemplazando y calculando } R_U = \frac{43,403.79 \text{ kgf} - \text{m}}{100 \text{ cm} \times (64 \text{ cm})^2}$$

resultando $\Rightarrow R_U = 10.60 \text{ kgf/cm}^2$

$$R_U = \phi f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e \right)$$

datos $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Reemplazando resulta $e = 0.0029$ lo cual nos permite hallar el área de acero

mediante al formula $A_s = e b d$

datos $b = 100 \text{ cm}$, $d = 64 \text{ cm}$, $e = 0.0029$

reemplazando $A_s = 0.0029 \times 64 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$

resultando $A_s = 18.56 \text{ cm}^2$

A_{smax}

(5.7.3.3.1 AASHTO)

Debe cumplirse : $\frac{c}{d} \leq 0.42$

Asumimos: $\phi = 3/4$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad \text{se calcula usando los datos previos}$$

$A_s = 18.56 \text{ cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$

$$\text{reemplazando } a = \frac{18.56 \text{ cm}^2 \times 4200 \text{ kg/cm}^2}{0.85 \times 210 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}}$$

resultando $a = 4.37 \text{ cm}$

luego de halla C con los siguientes datos $B_1 = 0.85$ y $a = 4.37 \text{ cm}$

$$\text{reemplazando } c = \frac{a}{B_1} = \frac{4.37 \text{ cm}}{0.85} \Rightarrow \text{resultando } c = 5.14 \text{ cm}$$

$$\text{Luego se procede a verificar: } \frac{c}{d} = \frac{5.14 \text{ cm}}{64 \text{ cm}} = 0.08 \leq 0.42 \quad \text{¡ OK!}$$

Asmin

(5.7.3.3.1 AASHTO)

a) $1.2M_{cr} = 1.2 f_r s$

$$f_r = 2.01 \sqrt{f'_c} = 29.13 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{donde } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$s = \frac{b \times h^2}{6} \quad \text{donde } b = 100 \text{ cm}, \quad h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{reemplazando } s = \frac{100 \text{ cm} \times (70 \text{ cm})^2}{6} = 81,667 \text{ cm}^3$$

$$\text{reemplazamos } 1.2 M_{cr} = 1.2 \times 29.13 \text{ kgf/cm}^2 \times 81,667 \text{ cm}^3$$

$$\text{resultando } 1.2 M_{cr} = 28.55 \text{ tn} - \text{m}$$

b) se halla el valor de $1.33M_U$

$$\text{reemplazando } 1.33 M_U = 1.33 \times 43.40 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{donde } M_U = 43.40 \text{ tn} - \text{m}$$

$$\text{resultando } 1.33 M_U = 57.72 \text{ tn} - \text{m}$$

❖ El menor valor entre $1.33M_U$ y $1.2M_{cr} = 1.2 f_r s$ es $28.55 \text{ tn} - \text{m}$

$$M_U = 43.40 \text{ tn} - \text{m} > 28.55 \text{ tn} - \text{m} \quad \text{¡ OK!}$$

Luego: $A_s = 18.56 \text{ cm}^2$ el cual se determinó a partir de $M_U = 43.40 \text{ tn} - \text{m}$

Elección de varilla

$\emptyset = 1''$ para cubrir un área de $A_s = 18.56 \text{ cm}^2$ se necesita la cantidad de $4 \emptyset 1''$

USAR $A_s : \emptyset 1'' @ 0.25 \text{ m}$

➤ Acero de temperatura

Se colocará este refuerzo en 2 capas, por no tener un refuerzo al acero de flexión tanto en el talón como en la punta del cimiento.

$$A_{sT^o} = 0.0015 A_g$$

$$\text{siendo } A_g = b \times h$$

$$\text{datos } b = 100 \text{ cm}, h = 70 \text{ cm}$$

$$\text{reemplazando } A_{sT^o} = 0.0015 \times 100 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$$

$$\text{resultando } A_{sT^o} = 10.50 \text{ cm}^2$$

entonces el $A_{S_{TALON}} = \frac{10.50}{2} = 5.25 \text{ cm}^2$ la cual es por capa

Elección de varilla

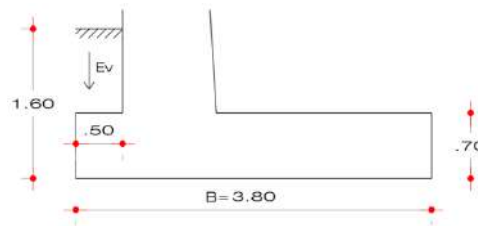
$\emptyset = 1/2"$ para cubrir $A_s = 5.25 \text{ cm}^2$ se necesita la cantidad de 4 $\emptyset 1/2"$

USAR $A_{S_{TALON}} = A_{S_{TALON}} = \emptyset 1/2" @ 0.25 \text{ m}$

➤ Refuerzo en el fondo de la zapata

Figura 77

Refuerzo en el fondo de zapata.



Nota. La figura representa el refuerzo en el fondo de zapata. Tomada de fuente propia.

$$M_U^* = \frac{M_U \times b^2}{2} \times 1\text{m} \quad \text{se tienen los siguientes datos}$$

$$M_U = 43.40 \text{ tn} - \text{m}, b = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{reemplazando } M_U^* = \frac{43.40 \text{ tn/m} \times (0.50 \text{ m})^2}{2} \times 1\text{m}$$

$$\text{resultando } M_U^* = 5.43 \text{ tn} - \text{m}$$

$$M_U^* = \emptyset f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e \right) b d^2$$

para calcular e previamente se debe calcular R_U

$$R_U = \frac{M_U^*}{b d^2}$$

se usan los siguientes datos $M_U = 5.43 \frac{\text{tn}}{\text{m}}, b = 100 \text{ cm}, d = 64 \text{ cm}$

$$\text{reemplazando } R_U = \frac{5.43 \frac{\text{tn}}{\text{m}}}{100 \text{ cm} \times (64 \text{ cm})^2}$$

$$\text{resultando } R_U = 1.33 \text{ kgf/cm}^2$$

$$R_U = \emptyset f_y e \left(1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} e \right)$$

datos $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Reemplazando los datos que se tienen:

$$1.33 \text{ kgf/cm}^2 = 4200 \text{ kg/cm}^2 e \left(1 - 0.59 \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{210 \text{ kg/cm}^2} e \right)$$

despejando e se obtiene $e = 0.0035$

se calcula el area de acero $A_s = ebd$

los datos son $b = 100 \text{ cm}$, $d = 64 \text{ cm}$

reemplazando $A_s = 0.0035 \times 100 \text{ cm} \times 64 \text{ cm}$

se tiene $A_s^* = 2.24 \text{ cm}^2$

tambien se calcula A_s^* en base a A_{sT^o} para poder analizar el $A_{s_{min}}$ a usar

$A_{s_{min}} = A_{sT^o} = 0.0015 bh$ donde $b = 100 \text{ cm}$ y $h = 70 \text{ cm}$

reemplazamos $A_s^* = 0.0015 \times 100 \text{ cm} \times 70 \text{ cm}$

resultando $A_{s_{min}} = 10.50 \text{ cm}^2$

se toma el mayor valor que es $A_s^* = 10.50 \text{ cm}^2$

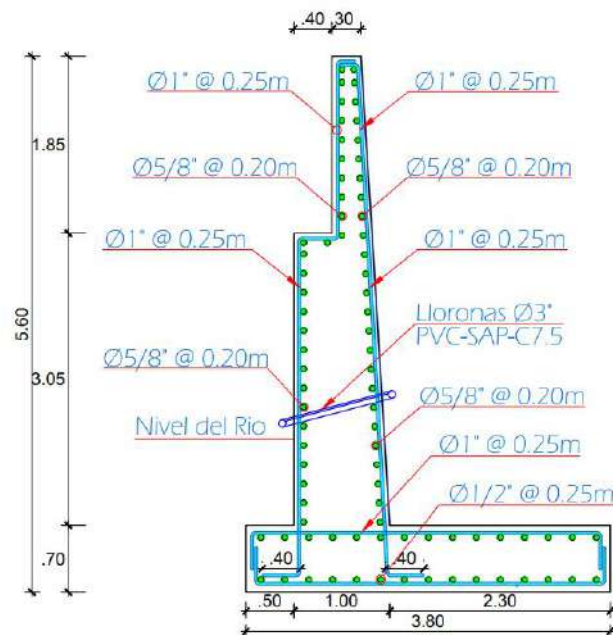
Elección de varilla

$\emptyset = 3/4"$ para cubrir un area de 10.50 cm^2 se usa la cantidad de 4 $\emptyset 3/4"$

USAR $A_s^* = \emptyset 3/4" @ 0.25 \text{ m}$

Figura 78

Refuerzo en estribo.



Nota. La figura representa el refuerzo en estribo. Tomado de fuente propia.