



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**Diseño Estructural de un Puente Reticulado Mediante el Método
AASHTO-LRFD en Yanque – Caylloma - Arequipa, 2021**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

Ingeniero Civil

AUTOR:

Carlos Cuyo, Luis Rudy (ORCID: 0000-0003-4223-3059)

ASESOR:

Mg. Arévalo Vidal, Samir Augusto (ORCID: 0000-0002-6559-0334)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA- PERÚ

2021

DEDICATORIA

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi padre Mauricio por su amor incondicional desde el cielo y a mi madre Antonia por su sacrificio, apoyo, consejos, cuidados y amor constante.

A mi amada esposa Evelyn por su afecto y amor, por ser mi fuente de motivación e inspiración para poder superarme cada día más y así luchar para que la vida nos depare un futuro mejor.

A mis hermanos Agueda, Mercedes, Vilma, Fredy, Marleny, Yobana y Evelyn, quienes con sus palabras de aliento no me dejaban decaer para que siguiera adelante y siempre sea perseverante y cumpla con cada uno de mis ideales.

AGRADECIMIENTO

Es muy importante agradecer a la Universidad Cesar Vallejo la oportunidad de poder cerrar la brecha profesional, dándonos la oportunidad de exponer una investigación inspirada en cada una de las enseñanzas brindadas.

Índice

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
Índice.....	v
Índice de tablas	vi
Índice de figuras	vii
RESUMEN	xi
ABSTRACT	xii
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. MARCO TEÓRICO.....	5
III. METODOLOGÍA.....	25
3.1. Tipo y diseño de investigación	26
3.2. Variables y operacionalización.....	26
3.3. Población, muestra y muestreo.....	28
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	28
3.5. Procedimientos	29
3.6. Método de análisis de datos	30
3.7. Aspectos éticos.....	30
IV. RESULTADOS	31
V. DISCUSIÓN.....	131
VI. CONCLUSIONES.....	134
VII. RECOMENDACIONES	137
REFERENCIAS.....	139
ANEXOS	141

Índice de tablas

Tabla 1. Operacionalización de la variable dependiente	27
Tabla 2. Operacionalización de la variable independiente	27
Tabla 3. Ubicación puente Chacapi.....	33
Tabla 4. Coordenadas de ubicación de las cuencas Camaná-Majes-Colca	39
Tabla 5. Zonificación sísmica.	46
Tabla 6. Resumen valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo	49
Tabla 7. Coeficientes para el cálculo del espectro sísmico	49
Tabla 8. Valores de V_0 y Z_0 ,.....	69
Tabla 9. Presiones Básicas de VB	69
Tabla 10. Resultados de los ratios de las secciones:.....	85
Tabla 11. Resistencia de diseño de tornillos	93

Índice de figuras

Figura 1. Planta y elevación y sección trasversal típica de un puente	8
Figura 2. Puente peatonal	10
Figura 3. Puente carretero	10
Figura 4. Puente ferroviario	10
Figura 5. Puente de madera.....	11
Figura 6. Puentes de piedra	11
Figura 7. Puentes de acero	11
Figura 8. Puentes de sección compuesta	12
Figura 9. Puentes de concreto	12
Figura 10. Puentes de postensado.....	12
Figura 11. Sección transversal de un puente	15
Figura 12. Baranda peatonal típica	16
Figura 13. Distancia de gálibos	17
Figura 14. Junta con sello de compresión	18
Figura 15. Densidades	20
Figura 16. Camión de diseño HL-93.....	21
Figura 17. Ejes de diseño camión HL-93	22
Figura 18. Tándem de diseño.....	23
Figura 19. Tándem de diseño camión HL-93	23
Figura 20. Sobrecarga distribuida con camiones de ejes.....	23
Figura 21. Ubicación puente Chacapi	32
Figura 22. Topografía de la zona de estudio.....	35
Figura 23. Vista del rio Colca debajo del puente	35
Figura 24. Vista aguas arriba de la zona de estudio	36
Figura 25. Vista carretera margen izquierda	36
Figura 26. Delimitación de cuenca Camaná-Majes-Colca.....	39
Figura 27. Cuenca Majes-Camana y sus 04 sub cuencas	40
Figura 28.- Vista altura de Galibo.....	41
Figura 29. Mapa Geológico Chivay	42
Figura 30. Estratigrafía Chivay.	43
Figura 31. Colcas de Chininia y estructuras de sismitas en sedimentos de la formación Colca, sector encañonado entre Chivay y Yanque	44

Figura 32. Puntones de ignimbritas entre el puente ubicado entre Yanque y Coporaque, vistas aguas abajo en el rio Colca	45
Figura 33. Mapa de Isoaceleraciones del Perú	47
Figura 34. Propiedades A36.....	50
Figura 35. Propiedades $f'c=280\text{kg/cm}^2$	50
Figura 36. Tipos principales de vigas celosía.....	52
Figura 37. Puente celosía en carreteras	52
Figura 38. Vista del puente	54
Figura 39. Vista en planta de perfiles en superestructura	54
Figura 40. Vista lateral de perfiles en superestructura	55
Figura 41. Vista superior perfiles asignados en superestructura.....	55
Figura 42. Vista frontal de perfiles asignados en superestructura.....	55
Figura 43. Brida inferior y superior	57
Figura 44. Diagonales	57
Figura 45. Montantes	58
Figura 46. Arriostres.....	58
Figura 47. Tablero de carril	59
Figura 48. Modelo de estribo.....	59
Figura 49. Carga de asfalto	61
Figura 50. Asignación de carga de asfalto	61
Figura 51. <i>Carga de vereda</i>	62
Figura 52. Asignación de carga de veredas	63
Figura 53. Asignación de carga de veredas	63
Figura 54. Carga de baranda 150kg/m.....	64
Figura 55. Asignación de carga de baranda.....	64
Figura 56. Camión de diseño HL-93M.....	65
Figura 57. Tandem de diseño HL-93K	65
Figura 58. Carga de carril distribuido HL-93S	66
Figura 59. Asignación de carga peatonal	66
Figura 60. Espectro sísmico para el puente	67
Figura 61. Mapa eólico de la distribución de vientos en el Perú.....	68
Figura 62. Carga de viento (Barlovento)	70
Figura 63. Carga de viento (Sotavento)	71
Figura 64. Deflexión por peso propio (m)	72

Figura 65. Deflexión por carga vehicular HL-93 (m).....	73
Figura 66. Deflexión por peso de vereda (m)	73
Figura 67. Deflexión para estado de servicio (m)	74
Figura 68. Líneas de influencia para el tramo del puente (48 m)	74
Figura 69. Líneas de influencia en el CSI Bridge	75
Figura 70. Combinaciones de carga LRFD	76
Figura 71. Factores de carga para cargas permanentes.....	77
Figura 72. Cargas axiales (Resistencia I).....	78
Figura 73. Diagrama de momentos (Resistencia I)	78
Figura 74. Barra diagonal para diseño (resistencia I).....	79
Figura 75. Carga Axial PU=168.41 Tonf.....	79
Figura 76. Factores de Resistencia.....	80
Figura 77. Steel Stress Check Data AASHTO LRFD 2007	81
Figura 78. Carga Axial PU=199.22 Tonf.....	82
Figura 79. Factor de esbeltez.....	83
Figura 80. Ratios de diseño.....	84
Figura 81. Diagrama de diagonal y bridas.....	91
Figura 82. Fuerza Axial (Compresión -76.11 tn).....	92
Figura 83. Fuerza Axial (Tracción 98.65 tn)	92
Figura 84. Diagrama de Momentos Longitudinal.....	94
Figura 85. Diagrama de Momentos Transversal	94
Figura 86. Momento 8.58 tn.m/m	95
Figura 87. Momento 1.71 tn.m/m	97
Figura 88. Momento 1.43 tn.m/m	98
Figura 89. Losa de tablero distribución de acero.....	99
Figura 90. Peso propio (D =59.15 Tn).....	101
Figura 91. Carga Muerta - vereda (Dv =9.22 Tn)	102
Figura 92. Carga Muerta - baranda (Db = 3.60 Tn).....	102
Figura 93. Carga Rodadura - Asfalto (Dw = 4.75 Tn).....	102
Figura 94. Carga viva - Peatonal (LL = 6.91 Tn)	103
Figura 95. Carga viva - Vehicular (HL93 = 42.26 Tn).....	103
Figura 96. Cargas y Secciones Aplicadas al Estribo	105
Figura 97. Factores de carga	111
Figura 98. Factores de carga para cargas permanentes.....	111

Figura 99. Momento de Vuelco	115
Figura 100. Deslizamiento en la base	116
Figura 101. Factores de resistencia para muros	117
Figura 102. Presiones Actuantes	118
Figura 103. Esfuerzos pasivos	121
Figura 104. Procedimiento de cálculo de empujes pasivos.....	122
Figura 105. Reacción R3=193.03 tn.....	125
Figura 106. Rango de temperatura	126
Figura 107. Dispositivo de elastómero	130

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado: “Diseño Estructural de un Puente Reticulado Mediante el Método AASHTO-LRFD en Yanque – Caylloma - Arequipa, 2021” se realizó en el Distrito de Yanque, teniendo como base el puente de tipo reticulado existente, proponiendo una estructura metálica de tipo reticulado que cumpla con los requerimientos de diseño establecidos en la AASTO-LRFD y el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

El desarrollo de la presente investigación está relacionada al diseño y comportamiento estructural del puente tipo reticulado, sometido a las cargas establecidas en la AASHTO –LRFD y el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

En cuanto a la geometría, luz del puente y a las características de la zona, se determinó la mejor elección de tipo de puente, de acuerdo y el indicado en manuales, procediendo a introducir e interpretar los resultados del programa computacional.

Por otro lado, utilizando la metodología descrita en la AASTO-LRFD y el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el puente de tipo reticulado en la localidad de Chacapi, tiene un comportamiento adecuado frente a diferentes solicitudes de diseño, tanto en la superestructura como en la subestructura.

Palabras clave: Puente, Diseño, reticulado, AASHTO-LRFD.

ABSTRACT

The present research work entitled: "Structural Design of a Reticulated Bridge Using the AASHTO-LRFD Method in Yanque - Caylloma - Arequipa, 2021" was carried out in the District of Yanque, based on the existing reticulated bridge, proposing a structure reticulated metal type that meets the design requirements established in the AASTO-LRFD and the Bridge Manual of the Ministry of Transport and Communications.

The development of this research is related to the design and structural behavior of the reticulated bridge, subjected to the loads established in the AASHTO-LRFD and the Manual of Bridges of the Ministry of Transport and Communications.

Regarding the geometry, span of the bridge and the characteristics of the area, the best choice of bridge type was determined, in accordance with and indicated in the manuals, proceeding to introduce and interpret the results of the computer program.

On the other hand, using the methodology described in the AASTO-LRFD and the Bridges Manual of the Ministry of Transport and Communications, the reticulated bridge in the town of Chacapi has an adequate behavior against different design requests, both in the superstructure as in the substructure.

Keywords: Bridge, Design, Lattice, AASHTO-LRFD.

I. INTRODUCCIÓN

La problemática vial en el Perú es una preocupación de todos porque se ve constantemente algunas dificultades ya sea en la conservación, en la construcción misma o en los diseños viales correspondientes.

Dentro de este contexto, tenemos los puentes que sirven de vías de conexión y dan continuidad a la red vial de nuestro país, por lo que es menester, mantener esta infraestructura en correcto funcionamiento, ya que de lo contrario se generara incomunicación entre diferentes zonas y esto afecta el desarrollo económico y social.

Por otro lado, el deterioro de puentes se da comúnmente debido a una serie de factores patológicos, así como también cargas de tráfico inesperado, ataque de cloruros y otros agentes, por lo que es necesario generar un constante mantenimiento de estos.

Debemos indicar que el estado de los puentes en nuestro país requiere de un trabajo que necesita del compromiso de las autoridades a fin de mantener su operatividad, a lo cual se debe impulsar la ejecución de los proyectos que permitan su reparación, mantenimiento.

Arequipa es la segunda ciudad en importancia en el Perú, lo cual conlleva un desarrollo económico y comercial importante, además consta de 08 provincias, dentro de ellas tenemos a la provincia de Caylloma y específicamente la localidad de Yanque, en donde se ubica el puente Chacapi, que sirve de vía de conexión para las actividades económicas y turísticas de la zona.

Cabe indicar que las condiciones del puente Chacapi, varían considerablemente, el puente tipo Bailey tiene más de 50 años de uso, ha sufrido deterioros por falta de conservación oportuna, más por su antigüedad. Los daños más significativos fueron producidos por el sismo de 4.5 grados, ocurrido el 17 de agosto del 2017, presentando inestabilidad estructural en su capacidad de carga como estado crítico.

Contamos además con el antecedente del terremoto ocurrido en el año 2017, ocurrido a la 5 de la tarde del día 18 de agosto, por lo cual se clausuro el paso del

punto Chacapi, quedando sin acceso de paso entre el margen izquierdo y derecho del río Colca, habiéndose deteriorado y debilitado la subestructura tras el sismo de 4.5 grados (Diario EP 2017).

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones tiene pleno conocimiento del estado estructural del puente Chacapi, pero, en vista de ello, hasta el momento no ha realizado políticas de gestión de infraestructura vial y no ha mejorado la condición de seguridad y de servicio del puente.

La problemática principal de la presente investigación es la siguiente pregunta ¿Cómo será el comportamiento de diseño estructural del puente Chacapi de acero tipo reticulado, de 48.00 m de luz?

Las problemáticas secundarias de la investigación se dan con las siguientes preguntas, ¿Por qué el puente reticulado de acero es la mejor alternativa para el puente de 48.00 m de luz?, ¿Cuál será el resultado del diseño estructural de las súper-estructura del puente de acero reticulado?, ¿Cuál será el resultado del diseño estructural de las sub-estructura del puente de acero reticulado?.

Justificación de la investigación, dentro del sistema de carreteras nacional, los puentes han jugado un papel determinante en el desarrollo de la ingeniería de caminos, los cuales cumplen con un doble propósito de ser obras útiles y estéticas para el progreso de una región.

Dentro de los cursos de pre grado, el curso de puentes ha tenido consideraciones de electivo y/o obligatorio, dándose poca importancia a los temas de investigación del mismo. Por eso, esta tesis busca profundizar los aspectos tocados en pregrado y así tener referencias para otras investigaciones y aplicaciones al tema.

Es necesario también indicar que este estudio es importante ya que en el Perú tenemos un naciente Manual de Puentes aprobado el 20 de diciembre del 2018, el mismo que entro en uso y prueba a fin de determinar, por parte de los diseñadores, los aspectos que sean necesarios incorporarse a fin de tener posteriormente, un documento de consenso nacional. Por ello, esta tesis busca aplicarlo en nuestro

proyecto teniendo cuidado de los aspectos fundamentales que establece las especificaciones Técnicas de las Normas Americanas AASHTO LRFD Séptima Edición, y del Ínterin publicado por AASHTO en el año 2015.

Los objetivos generales de la investigación será; Efectuar el diseño estructural del puente reticulado mediante de 48.00 m de luz mediante la metodología AASHTO-LRFD en el Distrito de Yanque, Provincia de Caylloma, Departamento de Arequipa.

Los objetivos específicos de la investigación será; el diseño estructural de la Superestructura, el diseño estructural de la Subestructura y la determinación del comportamiento estructural del tipo reticulado.

Las hipótesis generales de la investigación serán; Si en el diseño de puentes vehiculares se predimenciona de acuerdo al tipo de vehículos transitados y estudios básicos de ingeniería, entonces conseguiremos un adecuado análisis estructural del puente de tipo reticulado, la carencia absoluta de estudios profundos acerca de los comportamientos estructurales en puentes, además de la falta mecanismos calculo totalmente confiables, hacen que los diseños de puentes no sea una práctica común en nuestro medio.

Las hipótesis específicas de la investigación serán; el puente de acero tipo reticulado, será adecuado, para una luz de 48.00 metros de luz, la superestructura será funcional y soportará las cargas de diseño y la subestructura del puente de acero tipo reticulado, será adecuada y económica para el diseño de los apoyos.

II. MARCO TEÓRICO

Este capítulo detalla el marco teórico necesario de la investigación, en la cual se menciona el estado situacional de la zona en estudio y la metodología usada en proyectos similares, como partes de puentes.

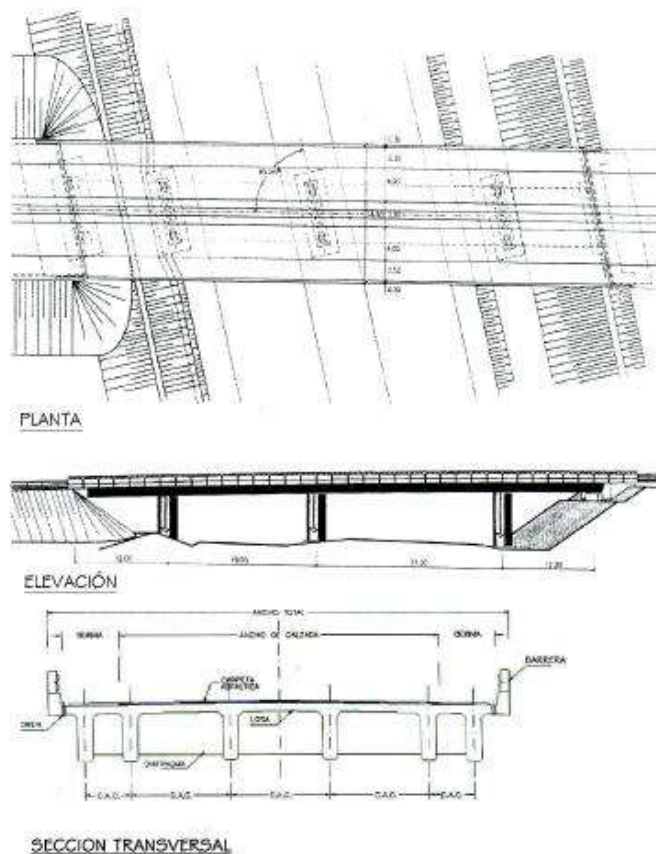
Para la realización de esta investigación se tuvieron en consideración estudios e indagaciones locales, nacionales e internacionales, donde estos estudios aportaron ideas a definiciones puntuales, como comportamiento, análisis y diseño. (Verónica Yanchatuña 2014) Alternativas de Diseño de un Puente sobre Rio Pita para Mejorar las Condiciones Socio-Económicas y de Trafico en la AV. Ilalo, Sector del Valle de los Chillos, Provincia de Pichincha, facultad de Ingeniería Civil y Mecánica. Ecuador. Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, cuyo **Objetivos** fue desarrollar alternativas de diseño del puente sobre el rio Pita de conformidad con las actuales especificaciones AASHTO-LRFD, como alternativas propone el puente mixto (tablero de hormigón armado y vigas longitudinales de acero) y puente de vigas longitudinales de hormigón postensado y tablero de hormigón armado, analizando los parámetros del puente, la cual evaluara la mejor alternativa técnicamente eficiente estructural y económica. Los resultados que se obtuvieron entre las alternativas de puente, el diseño más óptimo es de las vigas de acero, teniendo un comportamiento adecuado y deformación menor en cuanto a la otra alternativa bajo un peralte de viga de menor altura. Como conclusión de mayor relevancia fue la alternativa de puente con vigas metálicas, puesto que el costo durante el proceso constructivo resultar menor en la consideración de encontrado y construcción, puesto que como mejor alternativa se tiene las vigas metálicas.

El Ministerio de Transportes y Comunicaciones propone la Directiva N°01- 2006-MTC/14, Guía para la Inspección de Puentes, aprobada mediante Resolución Directoral No 012-2006-MTC de fecha 14 de Marzo del 2016, esta Guía es muy importante en la cual proporciona pautas para realizar la inspección apropiada de los componentes de los puentes. En ella también nos indica las características que deben tener los profesionales para realizar las inspecciones e incluye también el tipo de material conveniente para hacer una evaluación adecuada con el fin de evaluar y controlar los daños y/o fallas que estos vayan teniendo con el paso del tiempo, las cuales se irán contrastando con un formato que nos servirá para la toma de datos. La guía que nos ofrecen es un importante aporte para la evaluación de

los puentes, explica punto por punto las partes a considerar, y los daños que pueden sufrir las diferentes componentes de la estructura, propone también una tabla de calificación por puntajes, para así considerar el estado crítico o no crítico del puente (MTC 2006). (Yury Apaza 2018) Evaluación de Costos de Construcción en el Análisis y Diseño de Puentes Viga Losa y Reticulado sobre la Vía Desvío Rosario – Cruceiro, del Distrito de Potoni, Azángaro, Puno, facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura. Perú. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil, cuyo **Objetivos** fue desarrollar el análisis y diseño para cada alternativa planteada basados en estudios básicos de ingeniería y determinar los costos de construcción y operación para las alternativas del puente (viga losa y reticulado). Los resultados que se obtuvieron entre las alternativas de puente, se el diseño más óptimo es el tipo reticulado. Como conclusión se tiene que el puente tipo viga losa resulta más económica, se realizó las comparaciones de operación y mantenimiento, consideraciones para su construcción). Antecedentes Locales, INGEMMET 2016, Evaluación Geológica Post-sismo del 14 de Agosto del 2016: Reactivación de la falla Yanque Arequipa, da a conocer el sismo ocurrido el sábado 14 de agosto del 2016 a los 21.58 (horas local) que ocurre un sismo de magnitud 5.3 ML (escala de Richter) a una profundidad de 8 km, el movimiento sísmico genero daños importantes en las localidad de Ichupampa, Yanque, Achoma, Maca, Coporaque y localidades aledañas del Valle del Colca, Provincia de Caylloma. Las Conclusiones indican que las localidades de Ichupampa, Yanque y Achoma son los poblados más afectados, debido a que el segmento reactivado y el epicentro del sismo se encuentran muy cerca de estas poblaciones.

Las teorías relacionadas al tema de la investigación serán; Un puente se edifica para salvar un inconveniente dando así continuidad a una vía. Suele sostener un camino, un canal, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 1).

Figura 1. Planta y elevación y sección transversal típica de un puente



Fuente: Tomado de Capítulo I (p. I-1), por Ing. Arturo Rodriguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

Superestructura, es un conjunto de diferentes elementos estructurales que son diseñados para que soporten directamente las cargas de servicio. La superestructura en un puente es el tramo de distancia, la cual soporta la carga de los vehículos y peatones y está apoyada a los extremos.

Tablero, Es un elemento estructural tipo losa que transmite cargas y sobrecargas a las vigas principales y diafragmas.

Vigas principales, Son elementos que soportan toda la losa de mayor relevancia para soporte de la superestructura, son elementos que funcionan a flexión, pueden ser vigas de; concreto armado, pretensadas, postensadas, tipo arco, pórticos, reticulares, etc.

Diafragmas, son elementos estructurales transversales tipo viga que tiene la función de arriostramiento, cumpliendo la función de mantener la geometría de las vigas principales y resistir las fuerzas laterales.

Armadura, Son elementos de sostenimiento metálicos, que tiene la función de transmitir cargas, pueden estar configurados debajo o encima del tablero, poseen una gran capacidad de resistencia. Las armaduras de acero dan soluciones a grandes luces y cargas importantes.

Aceras, Es una franja perpendicular a la dirección del puente, puede estar a nivel de la carpeta de rodadura o elevada, se coloca principalmente a los extremos de la calzada, tiene la función de tránsito de peatones.

Subestructura, La subestructura es el elemento estructural que se encuentra en contacto y debajo del suelo es quien recibe todas las cargas y pesos de la superestructura, las cuales son transmitidas al suelo por medio de los elementos de cimentación, está compuesto por pilares (apoyos centrales) y estribos (apoyos extremos).

Estribos, Elemento estructural que soporta empujes laterales del suelo y a la vez sirve de apoyo a los extremos de la superestructura, también tiene la función de trabajar como muro de contención.

Pilares, Son elementos estructurales tipo columnas, que tienen la función de apoyos intermedios, reciben la carga de dos tramos, transmiten las cargas al suelo a través de sus pedestales.

La Clasificación de los puentes pueden clasificarse de la siguiente manera, según: (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 2), Según su función:

Figura 2. Puente peatonal



Fuente: Tomado de <https://3dmb.com/en/3d-model/footbridge/4478659/?q=Railway-station-footbridge>, por Constructor Designed, 2018.

Figura 3. Puente carretero



Fuente: Tomado de <https://www.twinkl.cl/resource/Golden-Gate-Bridge-Augmented-Reality-AR-Quick-Look-Model>, por Constructor Designed, 2011.

Figura 4. Puente ferroviario



Fuente: Tomado de <https://www.megahobby.com/products/150-midwest-punch-plate-pratt-truss-bridge-kit-ho-central-valley-model-works.html>, por Constructor Designed, 2014.

Por sus materiales de construcción:

Figura 5. Puente de madera.



Fuente: Tomado de <https://free3d.com/3d-model/wooden-bridge-19-7444.html>, por Free 3D, 2019.

Figura 6. Puentes de piedra



Fuente: Tomado de <https://3dmdb.com/en/3d-models/old-Stone-Bridge/>, por 3D mdb, 2012.

Figura 7. Puentes de acero



Fuente: Tomado de <https://www.turbosquid.com/3d-models/3d-old-steel-bridge/534020>, por Turbosquid, 2015.

Figura 8. *Puentes de sección compuesta*



Fuente: Tomado de <http://bloglanammeucr.blogspot.com/2018/03/puentes-tipo-cajon-un-clasico-vigente.html>, Blog LANAMMEUCR, 2018.

Figura 9. *Puentes de concreto*



Fuente: Tomado de <https://slideplayer.com/slide/1631709/>, por SlidePlayer, 2009.

Figura 10. *Puentes de postensado*



Fuente: Tomado de <https://www.civilcoatings.com/portfolio/>, por Civil Coating & Construction, 2015.

Por el tipo de estructura:

- Puentes estructura simplemente apoyados.
- Puentes estructura continuos.
- Puente estructura de tramos multiples.
- Puente estructura en arco.
- Puente estructura atirantado.
- Puentes estructura colgantes.
- Puentes basculantes.
- Pontones.

Los estudios básicos

Antes de proceder con el diseño del proyecto de un puente, es indispensable realizar los estudios básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, que redunde en la generación de información básica necesaria y suficiente que concluya en el planteamiento de soluciones satisfactorias plasmadas primero en anteproyectos y luego en proyectos definitivos reales y ejecutables. (Claros & Merudia, 2004, pág. 1-13).

Estudios topográficos

- Plano de ubicación y accesos del puente como contenido mínimo.
- Plano planímetro con curvas de nivel distanciados a metro, dependiendo del terreno si es plano o una quebrada.
- Perfil longitudinal detallado si el proyecto está sobre un cauce de río.
- El levantamiento topográfico debe ser de 100 metros a cada extremo del puente.
- Demarcación de BM, como puntos de referencia, como inicio del tramo.

Estudio de hidrología e hidráulica

El estudio debe contener por lo menos la media anual de las precipitaciones, las crecidas máximas y mínimas, la velocidad máxima de la corriente, el caudal, las

variaciones climatéricas y materiales de arrastre (palizada, témpanos de hielo, y otros). (Claros & Merudia, 2004, pág. 1-14).

Los estudios de hidrología e hidráulica para el diseño de puentes deben permitir establecer los siguientes, según: (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 44)

- Ubicación del cruce (vial y de dirección fluvial)
- Caudal de diseño en el ingreso y salida del puente.
- Áreas de inundación cercanas al puente.
- Todo puente sobre un río debe registrar el nivel de aguas (NAME).
- Velocidad del cauce para calcular nivel de socavación.

Estudios geológicos y geotécnicos

El estudio geotécnico con sondeos geofísicos y perforaciones de pozos en los ejes de los probables emplazamientos de la infraestructura, traducidos en perfiles geológicos con identificación de capas, espesores, tipos de suelos, clasificación, tamaño medio de sus partículas, dureza, profundidad de ubicación de la roca madre y todas las características mecánicas. Igualmente deberá incorporarse el material predominante del lecho del río, su tamaño medio, la variabilidad del lecho del río, la cota más baja de este, sus tendencias de socavación, y finalmente un informe que debe recomendarse la cota y tipo de fundación. (Claros & Merudia, 2004, pág. 1-14).

El estudio sísmico

Tiene la finalidad que los puentes permanezcan funcionales y que sus componentes estructurales se comporten dentro del régimen elástico, después de ocurrido un evento sísmico moderado; por otra parte, en el caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, se acepta cierto nivel de daño sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 52).

Requerimientos para el estudio sísmico son:

- Conocer la zona y ubicación sísmica de ubicación del puente.
- Definir el tipo de puente y su longitud.
- Obtener las características del suelo.

Estudio de tráfico

Tiene el objetivo del estudio de tráfico es determinar la cantidad de vehículos que transitará por la demarcación de estudio donde se proyecta el puente, y así poder obtener el índice vehicular actual y el índice proyectado, de acuerdo al tránsito y tipo de vehículo.

- Conteo de tráfico, según vehículos que transitaran en la zona de estudio.
- Determinación del volumen de tránsito diario.
- Obtención del índice medio diario anual, para el diseño de cargas móviles del puente.

Geometría

Se refiere a la presentación de dimensiones determinadas de las secciones transversales, gálibos y dispositivos estándares.

Trata de la integración del proyecto del puente con un proyecto geométrico de una autopista y con las condiciones locales, topográficas, geotécnicas, hidrológicas y ambientales. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 67).

Sección transversal

Es la sección transversal que contiene la vía de tráfico, contiene también las vías de seguridad, veredas, barreras y barandas incluido también los drenajes.: (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 3).

Figura 11. Sección transversal de un puente



Fuente: Tomado de <https://steemit.com/spanish/@thepajaro/modelado-de-un-puente-de-72-m-en-csi-bridge>, por Steemit, 2017.

Ancho de vía

Un puente debe construirse de manera que tenga un carril de diseño y con bermas. El número de carriles de diseño se determina tomando la parte entera de la relación de $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada en metros.

El ancho de calzada que varía entre los 6.00 y 7.20 metros de sección transversal, contemplaran dos carriles. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 4).

Bermas

Es un tramo contiguo al sentido del carril, que se toma de forma útil para estacionamiento de emergencia de vehículos, dependiendo a la clasificación de carretera, pueden variar entre 1.80; 2.40 y hasta 3.60 metros. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 4).

Veredas

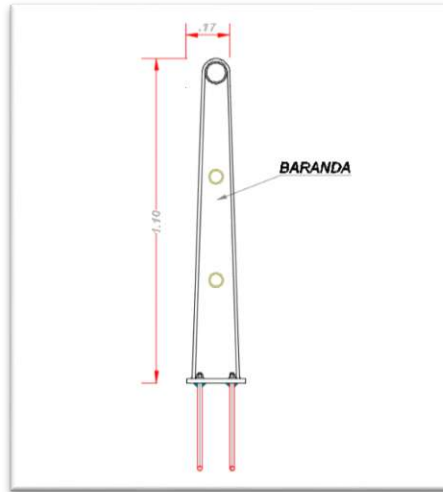
Utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Están separadas de la calzada adyacente mediante un cordón de barrera (baranda para tráfico vehicular). El ancho mínimo para veredas es de 0.75 metros. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 4).

Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será menos que 1.10 metros.

Sin embargo, su uso debe delimitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es de 70 km/h, para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, es preferible utilizar una barrera para proteger a los peatones. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 5).

Figura 12. *Baranda peatonal típica*



Fuente: Tomado de Capítulo I (p. I-5), por Ing. Arturo Rodríguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

Losas de transición

La losa de transición es el resultado para la continuidad al ingreso a nivel del tablero de un puente y el terraplén, su diseño tiene un espesor mínimo de 0.20 metros.

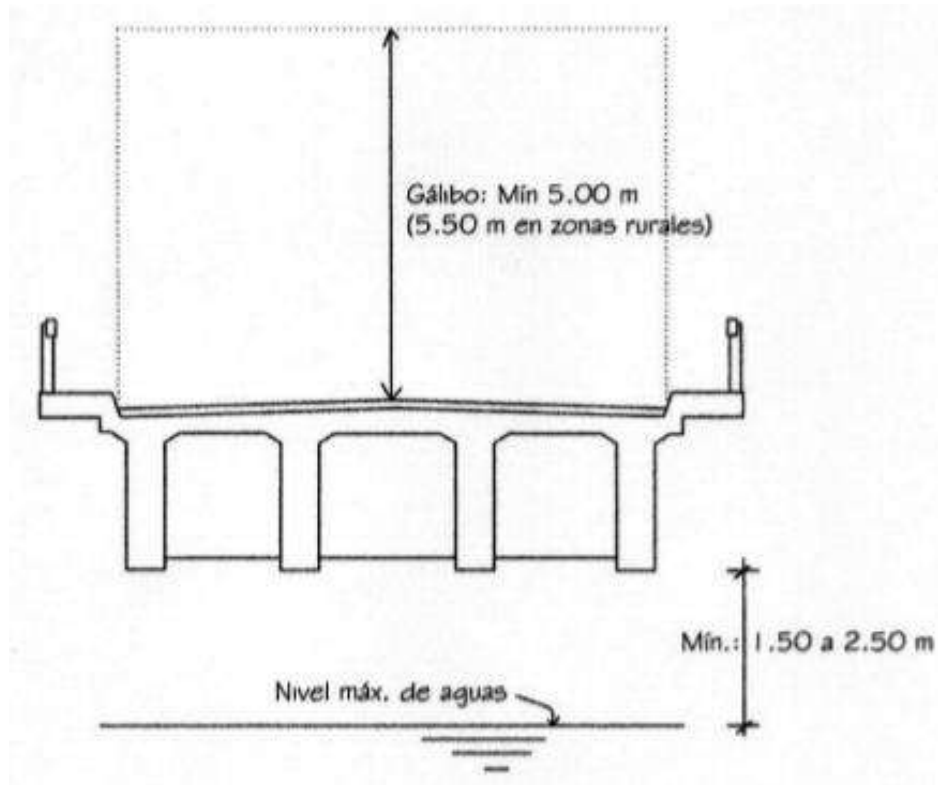
Drenaje

Todo puente debe tener un drenaje ya sea al inicio del tramo o en el tramo longitudinal del puente, comprendiendo una pendiente mínima del 0.5 % en el sentido longitudinal y un 2 % en el sentido transversal.

Gálibos

Los gálibos horizontal y vertical tienen un ancho y altura necesarios para el paso del tráfico de vehículos, para los gálibos verticales tiene una distancia no menos a 5.00 metros. En puentes sobre cursos de agua (ríos) debe tener una altura mínima de 1.50 a 2.50 metros sobre el nivel máximo de agua. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 6).

Figura 13. *Distancia de gálibos*

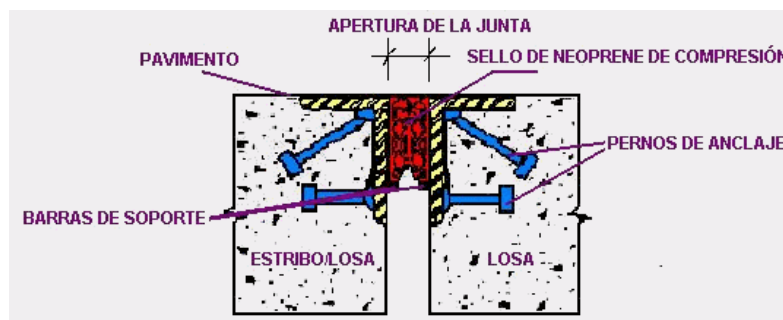


Fuente: Tomado de Capítulo I (p. I-7), por Ing. Arturo Rodríguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

Juntas de dilatación

Permiten la unión de expansión y compresión de la estructura, debido a cambios de temperatura, la posición va en los extremos del puente o tramos intermedios si es que el diseño lo requiere. (Ingeniero Arturo Rodríguez, Puentes LRFD, pág. 7).

Figura 14. Junta con sello de compresión



Fuente: Tomado de Capítulo I, juntas de dilatación (p. I-8), por Ing. Arturo Rodríguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

Materiales

El uso de materiales para los diseños deben satisfacer las normas y grados de sus propiedades de construcción, conforme a lo establecido en el Capítulo 5.4 de las Especificaciones AASHTO LRFD. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 136).

Concreto

El concreto de uso para el proceso constructivo de puentes, debe tener una resistencia determinada y un ensayo de materiales para su correcta dosificación.

Solo deben utilizar concreto de resistencia de diseño mayores a 170 kg/m², para elementos pre esforzados no se usaran concretos con resistencia a la compresión menor a 280 kg/cm², la evaluación del concreto se realizara mediante rotura de probetas, ensayadas y evaluadas, siguiendo las recomendaciones del Capítulo 8 del AASHTO LRFD. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 144).

Acero

Los elementos de concreto armado, requieren refuerzo de acero corrugado, como barras o alambres, mallas electrosoldadas, las cuales deben satisfacer las especificaciones descritas en el Artículo 9.2 del AASTHO LRFD. Para el caso de puentes metálicos, para sus elementos se recomienda aceros estructurales las cuales deben cumplir con resistencia a la fluencia, ductilidad, soldabilidad, resistencia a la rotura. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 136).

Acero pretensado

Los elementos de acero pretensado deben satisfacer las normas para materiales AASHTO M 203/M, AASHTO M 275/M, en barras, cables y torones, en este caso el valor de tracción minino es de 1% de deformación y el coeficiente de carga minina a 1% de deformación entre el área nominal de la sección transversal. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 138).

Cargas y combinaciones de carga.

Las cargas, son pesos que afectan a la superestructura como se indica en la AASTHO LRFD, las cargas en la superestructura son referentes a sus componentes estructurales, las cargas en puentes están divididas en dos grupos: cargas permanentes y cargas transitorias.

Los puentes deben diseñarse para resistir diferentes combinaciones de carga para cada caso correspondientes al tipo de carga como lo indica en el en la AASTHO LRFD.

Cargas permanentes

Las cargas permanentes son consideradas las cargas de peso propio de los elementos estructurales y no estructurales descritas en la AASHTO LRFD, consideradas como: (DC) componentes estructurales, (DW) capa de rodadura, barandas e instalaciones. Los pesos serán considerados de acuerdo el peso específico del material multiplicado por sus longitudes.

Figura 15. Densidades

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

Fuente: Tomado de Seccion 3 Loads and Load Factors (p. 3-19), Manual Puentes AASHTO-LRFD Bridge Desing Specifications 87th Edition, 2017.

Las cargas de suelo definidas por la simbología (EH, ES y DD) son cargas aplicadas a la subestructura, como cargas de suelos, (EH) sobre cargas de suelo, (ES) fricción

superficial y (DD) mismos que resultan de los principios del estudio de mecánica de suelos.

Cargas transitorias

Son definidas como cargas variables aplicadas durante la construcción, como peso de materiales y equipos, están consideradas durante el proceso constructivo.

Cargas vivas:

Numero de Vías

El número de carriles de diseño está determinado por la relación $w/3.6$ en m, siendo w el ancho de calzada. En los casos que los carriles sean menores a 3.60 m de ancho de vía, el número de carriles de diseño debe ser igual al carril de circulación, al igual al ancho del carril de circulación. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 91).

Cargas vivas de vehículos

El vehículo designado como carga es el HL-93, teniendo la siguiente combinación.

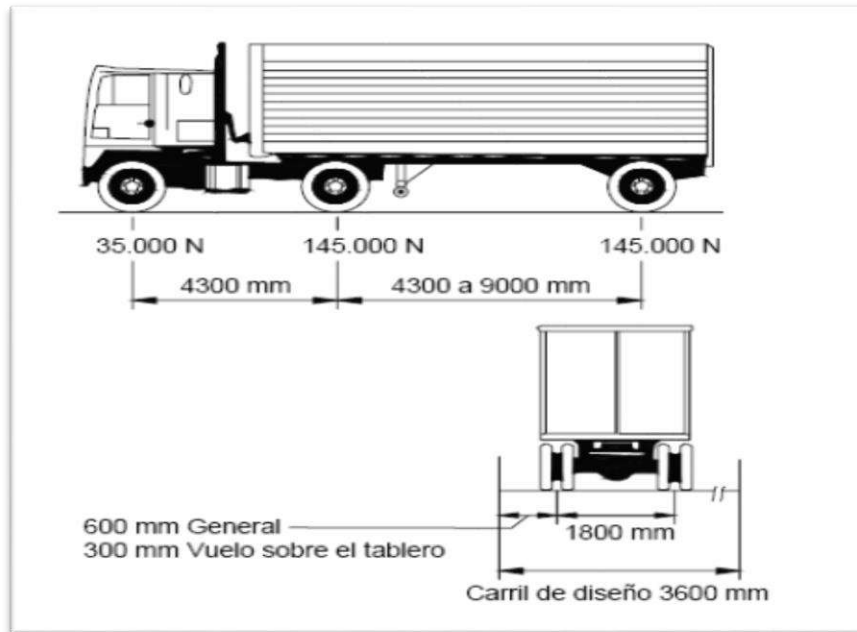
- Camión de diseño o tándem de diseño.
- Carga distribuida de diseño.

Para el cómputo de deflexiones se considera el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo o con la mayoracion de sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño (3.6.1.3.2 AASHTO).

Camión de diseño

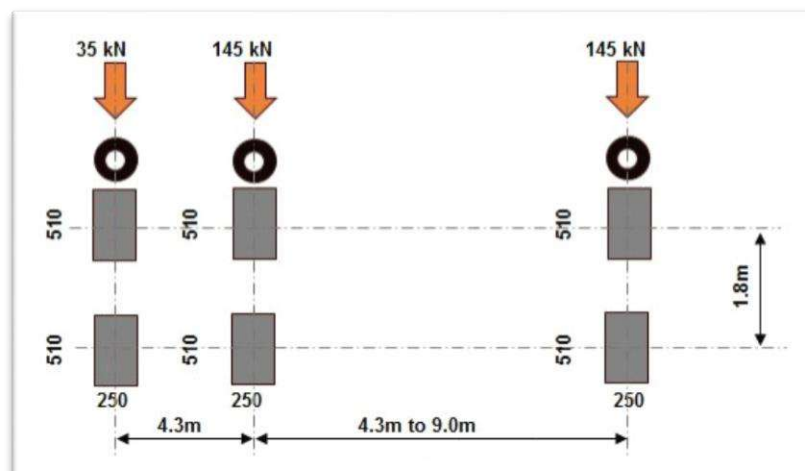
Está representada por tres cargas puntuales, considerando los ejes desde 4.30 a 9.0 m, para obtener así las sollicitaciones máximas.

Figura 16. *Camión de diseño HL-93*



Fuente: Tomado de Seccion 3 Loads and Load Factors – Design Truck (p. 3-22), Manual Puentes AASHTO-LRFD Bridge Desing Specifications 87th Edition, 2017.

Figura 17. Ejes de diseño camión HL-93

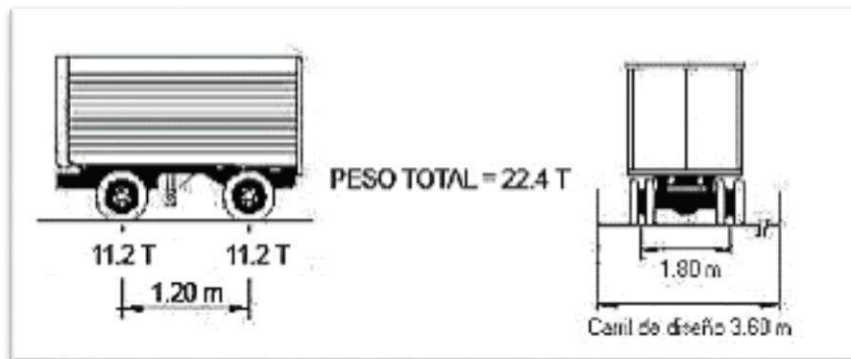


Fuente: Tomado de <https://ingenieriaobras.blogspot.com/2016/10/hl-93-aashto-vehicular-en-vivo-loading.html>, por Materiales de Ingenieria y Obra, 2018.

Tandem de diseño

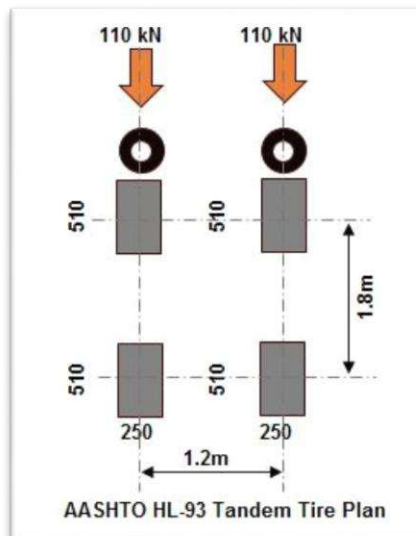
Está compuesta en el eje longitudinal dos ejes sometidos a cargas, se debe considerar un incremento por carga dinámica y así hallar las solicitaciones resultantes generadas por el tándem.

Figura 18. Tándem de diseño



Fuente: Tomado de Capítulo II (p. II-2), por Ing. Arturo Rodríguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

Figura 19. Tándem de diseño camión HL-93

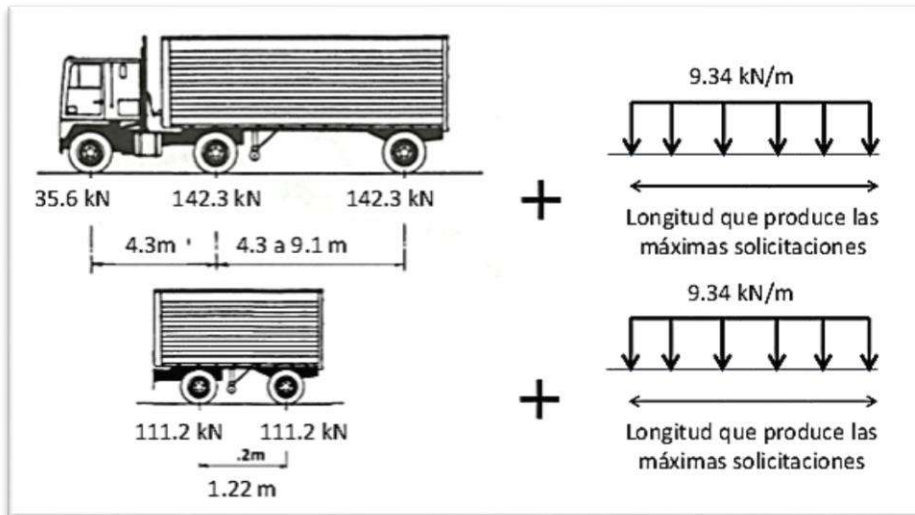


Fuente: Tomado de <https://ingenieriaobras.blogspot.com/2016/10/hl-93-aashto-vehicular-en-vivo-loading.html>, por Materiales de Ingeniería y Obra, 2018.

Sobrecarga distribuida

La carga está distribuida en forma longitudinal a través del carril de diseño, se considera 954 kgf/m uniformemente distribuida, no considerándose un incremento por efectos dinámicos.

Figura 20. Sobrecarga distribuida con camiones de ejes



Fuente: Tomado de Capitulo II (p. II-2), por Ing. Arturo Rodriguez Serquen, Puentes con AASHTO-LRFD 7th Edition, 2016.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

Tipo de investigación: aplicada

El presente desarrollo de investigación de tesis es de tipo tecnológica aplicada, lo cual emplea muestras representativas, como estudio de praxis para el diseño de puentes aplicando normas y manuales.

Diseño de la investigación: cuasi experimental

El diseño de la investigación se desarrolla dentro del esquema de diseño cuasi experimental, porque está centrado en el diseño de la superestructura y sub estructura del puente de acero tipo reticulado, produciendo la solución del problema y quedando a nivel de diseño.

3.2. Variables y operacionalización

Variable dependiente

- Diseño estructural del puente tipo reticulado.

Variable independiente

- Estudio topográfico
- Estudio de riesgo sísmico
- Estudio hidrológico
- Estudio geotécnico
- Estudio de tráfico
- Manual de puentes y normas relacionadas

Tabla 1. Operacionalización de la variable dependiente

Variable	Dimensión	Indicadores	Índices	Instrumentos de medición	Técnicas de recolección de información	Instrumentos de recolección de la información
Diseño estructural del puente tipo reticulado	Proyecto	Memoria de calculo	unidad		Análisis de documentación	Guía de observación, análisis de documentos y recolección de datos.
		planos	unidad			

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 2. Operacionalización de la variable independiente

Variable	Dimensión	Indicadores	Índices	Instrumentos de medición	Técnicas de recolección de información	Instrumentos de recolección de la información
Diseño estructural del puente tipo reticulado	Estudio topográfico	- Planimetría (Curvas de nivel) -Perfil longitudinal	Metros (m)	Levantamiento topográfico	Obtención de datos e interpretación y análisis de documentos	Guía de observación, análisis de documentos y recolección de datos.
Diseño estructural del puente tipo reticulado	Estudio hidrológico	Caudal de diseño y determinación de cálculo de socavación	Lts/seg	anemómetro	Obtención de datos e interpretación	Observación, análisis de documentos y recolección de datos
Diseño estructural del puente tipo reticulado	Estudio geotécnico	-capacidad portante. -tipo de roca	Kg/cm ²	Ensayos de corte directo. Ensayo de zonificación.	Obtención y análisis de datos	Observación, análisis de documentos y recolección de datos
Diseño estructural del puente tipo reticulado	Estudio de trafico	Conteo vehicular	unidad		Observación, análisis y obtención de resultados	Observación, análisis de documentos y recolección de datos

Fuente: Elaboración Propia

3.3. Población, muestra y muestreo

Población

La población es de tipo accesible y serán conjuntamente los vehículos que hacen la utilización del paso de puente.

Muestra

La muestra estará establecida por todo vehículo que haga paso por esta vía y puente.

Muestreo

El muestreo es no probabilística ya que es elegida por determinados criterios, buscando mayor representatividad de la muestra para el investigador.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas; Para la recolección de datos se utilizó la observación directa está nos permite enfocar la metodología establecido por Benedetti-Petrini en la cual se anotarán los resultados obtenidos de la observación.

Se observó el transito promedio diario del tránsito que pasa por la zona de dominio del estudio.

Se observó la topografía de la zona y longitudes del puente.

Para el desenvolvimiento de la presente tesis, se consideró tesis, artículos, libros, normas AASTHO LRFD y manuales del MTC, que tengan conexión con el presente desarrollo.

Guía de observación

- Registro de puntos topográficos.
- Ubicación de puntos de referencia BMs.

Guía de documentos

- Normas AASTHO LRFD 2014.
- Manual de puentes MTC 2018.
- Formato para conteo de tráfico.
- Equipos para levantamiento topográfico.

- Software CSI Bridge

3.5. Procedimientos

- Obtención de información disponible.
- Levantamiento topográfico de la zona.
- Estudio de transitabilidad.
- Utilización del programa CSI Bridge para el cálculo.
- Elaboración de memoria de cálculo.

La realización de los procesos tiene una secuencia de acuerdo al diagrama de flujo de procesos.

Obtención de información disponible, Consiste en la obtención de toda la información e interpretación del manual de puentes MTC -2018 y norma AASTHO – 2014, disponibles para el análisis de la presente tesis.

Levantamiento topográfico de la zona

Consiste en realizar el levantamiento topográfico de la zona, obtener información del área donde se proyecta el puente, la obtención de datos realizo con equipos como: GPS y estación total, teniendo como referencia un punto conocido de BMs, al inicio y final del puente, teniendo como resultado las curvas de nivel y perfiles longitudinales.

Estudio de transitabilidad

El estudio de transitabilidad consiste en la obtención de información respecto al tipo y cantidad de vehículos que transitan por la avenida Chacapi donde se encuentra ubicado el puente, los resultados del presente estudio corresponden a una tesis existente y recolección de artículos referidos al presente estudio.

Utilización del programa CSI Bridge para el cálculo

Obteniendo todos los estudios preliminares y aplicación de normas y manuales, se procede a modelar y procesar los resultados con el programa CSI Bridge, lo cual verifica y analiza el diseño el comportamiento del puente para cada solicitud de carga.

Elaboración de memoria de cálculo

Se elabora cada procedimiento, utilizando formatos, formulas, aplicando la norma AASTHO LRFD y el reglamento de puentes MTC, en el procedimiento de la elaboración de la memoria se describe cada resultado obtenido.

3.6. Método de análisis de datos

De acuerdo a las variables de estudio, el diseño estructural aplicando el método AASTHO LRFD, debe cumplir con criterios de normas y manuales, y poder determinar el comportamiento estructural.

3.7. Aspectos éticos

- Los equipos usados para el levantamiento topográfico, tuvieron su certificación y estaban debidamente calibrados.
- El resultado final de la presente tesis, podrá ser concebido en diferentes proyectos posteriores para que tengan un uso en la misma rama, teniendo una referencia y respetando el derecho de autoría.

IV. RESULTADOS

Ingeniería del proyecto

Aspectos generales

El Chacapi de tipo temporal, se encuentra ubicado sobre el río Colca, en la Red Vial Departamental AR-109, en la intersección de LA Av. Chacapi en el Distrito de Yanque.

Figura 21. Ubicación puente Chacapi

Fuente:



Tomado de https://portal.mtc.gov.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/Mapas%20Distritales/Arequipa/AR_040501%20CHIVAY.pdf, por Ministerio de Transportes y Comunicaciones AR-681, 2017.

➤ **Ubicación Política**

Vía : Red Vial Departamental AR-109

Localidad : Yanque

Distrito : Yanque

Provincia : Caylloma

Departamento : Arequipa

➤ **Ubicación Geográfica.**

El puente se encuentra localizado en las coordenadas UTM sistema WGS-84, zona 19 L y una altitud media 3344 m.s.n.m.

Estribo inicial : 8267394.72 N - 213717.61 E

Estribo final : 8267408.80 N - 213672.77 E

➤ **Vías de acceso**

Para acceder a la zona del proyecto, ubicado en el distrito de Yanque, se cuenta con vías asfaltadas, partiendo desde la ciudad de Arequipa, a través de la ruta Arequipa – Chivay –Yanque, teniendo un recorrido de 169 km.

Tabla 3. Ubicación puente Chacapi

Clasificador de Ruta	Ruta	Tramo	Longitud	Tipo de Vía
PE – 34A	Emp. PE-1S (La Repartición)	Arequipa – Yura - Vizcachane	108.00 km	Carretera Asfaltada
PE – 34 E	Yura – Dv. Vizcachane	Vizcachane - Chivay	52.70 km	Carretera Asfaltada
AR - 109	Emp. PE-1S (Dv. Huambo) – Huacan – Huacan – Huambo – Cabanaconde – Maca - Chivay	Chivay - Yanque	8.30 km	Carretera Asfaltada

Fuente: Elaboración propia

Descripción de la zona de estudio

La zona se ubica en una región donde la morfología fisiográfica es característico de la zona de sierra por tener altas cordilleras por procesos vulcano tectónicos, generando eventos de carácter tectónico y geodinámica.

El relieve donde se ubica la zona de estudio, está localizado fundamentalmente sobre las rocas del grupo tacaza que representa las partes más altas de la cordillera Occidental.

El río Colca tiene sus orígenes en los cerros Yaretane y Torre, que se ubican a más de 4750msnm, alimentado sus cursos de agua primordialmente con las precipitaciones que abastecen de la parte occidental de la cordillera de los Andes. El río Colca es el recopilador hidrográfico de la zona, tiene una dependencia constante y con aumentos de lluvia en épocas de lluvia.

Estudios básicos de ingeniería

Estudio topográfico

El estudio determinará los puntos de BM, como puntos de referencia de cotas, la cual determinará las alturas y planimetría de la zona en estudio, los puntos de levantamiento serán imprescindibles para representar la zona de estudio, tendrá como propósito la obtención de:

- Obtención de planos topográficos según normativa.
- Facilitar información de base para estudios hidráulicos, geológicos y suelos.
- Brindar la ubicación de la zona de estudio y definición longitudinal y transversal del puente.
- Ubicación Política
- Distrito : Yanque
- Provincia : Caylloma
- Departamento : Arequipa
- Ubicación Geográfica
- Datum : WGS 84
- Sistema Coordenadas : UTM
- Zona : 19
- Este : 213717.61
- Norte : 8267394.72
- Altitud : 3344.00 m.s.n.m

El levantamiento topográfico se ha efectuado teniendo en cuenta que el puente corresponde a uno existente. Para llegar a la ubicación del puente se tiene el camino vecinal.

La zona de estudio presenta una topografía accidentada, presentando taludes característicos de la zona, presentando medias laderas con alturas que sobrepasan los 4.00 metros de altura.

Tomando en cuenta la orografía de la zona (topografía accidentada), el trazo actual de la vía, en el tramo inicial y final del puente, por lo que se ha considerado, como indica el Manual de Puentes del MTC, 100 metros a cada extremo.

Figura 22. *Topografía de la zona de estudio*



Fuente: Elaboración propia

Figura 23. *Vista del rio Colca debajo del puente*



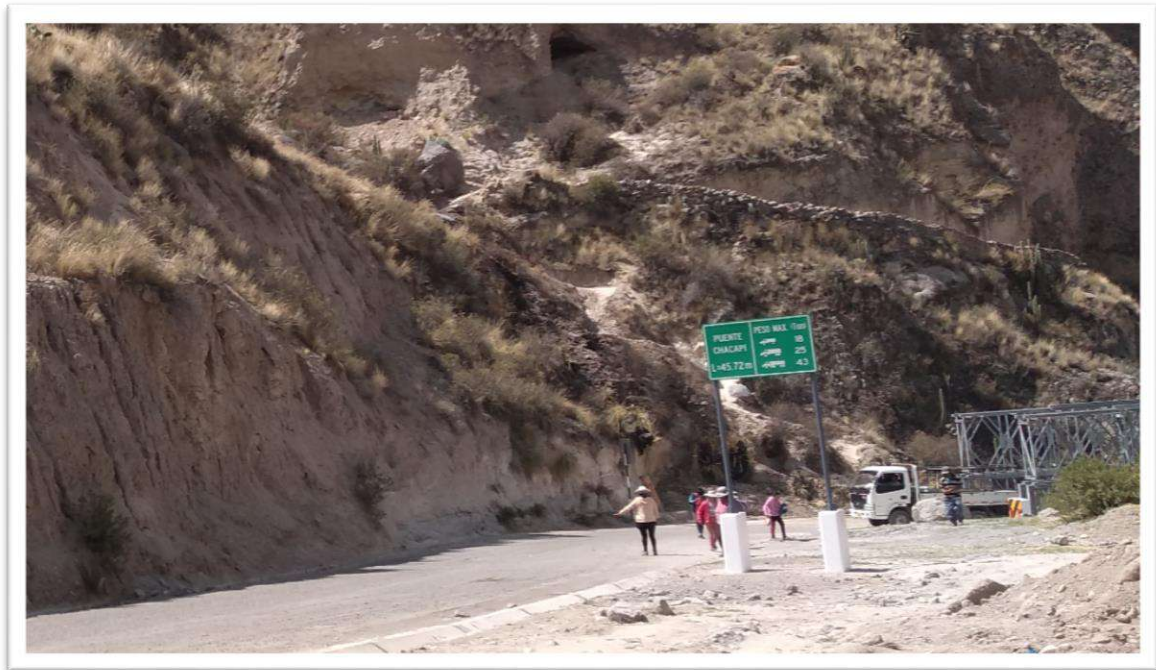
Fuente: Elaboración propia

Figura 24. *Vista aguas arriba de la zona de estudio*



Fuente: Elaboración propia

Figura 25. *Vista carretera margen izquierda*



Fuente: Elaboración propia

Para la realización del levantamiento topográfico, se ha desarrollado con el método indirecto, haciendo cambio de estaciones PIs, para tomar puntos referenciales, obteniendo perfil longitudinal, ubicación de los BMs. Estos puntos de control, fueron tomados en lugares estratégicos para tener una visibilidad total de la zona de estudio.

El método se realizó con un levantamiento semidetallado, obteniendo la forma de la zona de estudio, mediante equipos de estación total.

Toda la información de campo es desarrollada durante los trabajos y se encuentran plasmadas en fotografías y obtención del reporte del equipo.

El presente trabajo de campo primo el levantamiento topográfico de la quebrada o pase a nivel, donde se proyectará el diseño de puente, estos trabajos también serán útiles para los siguientes estudios como hidrología, geología.

Trabajo de campo

El levantamiento topográfico se realizó durante 01 días, principalmente comprendió el levantamiento de 02 puntos BMs donde se ubica el puente, con un área 200 metros margen derecho y 200 metros margen izquierdo.

Equipos e instrumentos:

- 01 estación total Leica TS-02
- 02 prismas bastones
- 01 GPS garmin
- 01 cámara fotográfica

Personal:

- Tesista (responsable del trabajo de campo)
- 01 topógrafo
- 02 ayudantes

Trabajo de gabinete

El trabajo de gabinete tiene por objetivo procesar los datos obtenidos durante el levantamiento topográfico, para lo cual serán procesados y dibujados mediante el Software AutoCAD Civil 3D, en donde se obtuvieron las curvas de nivel y perfil longitudinal.

Del procesamiento de datos se obtiene como resultado:

- Plano de ubicación y localización.
- Plano topográfico planta general.
- Perfil longitudinal.

Estudio hidrológico

En vista de que no se ha desarrollado el estudio hidrológico para el diseño de este puente, se va a tomar como referencia la información consignada en el Trabajo de Suficiencia Profesional, presentado por Bach. Juan Francisco García Quijano, intitulado "ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LAS CUENCAS CAMANÁ, MAJES,

SIHUAS, QUILCA - VITTOR - CHILI CON INFORMACIÓN SATELITAL.”, en el año 2018.

Al respecto en dicho documento se muestra la siguiente información:

La cuenca Camaná-Majes-Colca limita al N con las cuencas Pucara (UH 018) y Alto Ucayali (UH 4998); al S con la cuenca Quilca-Vítor-Chili (UH 132), la intercuenca 133 y el Océano Pacífico; al E con las cuencas Quilca-Vítor-Chili (UH132), Tambo (UH 1318) y Coata (UH 0176), entre las coordenadas geográficas que se indican en la siguiente tabla:

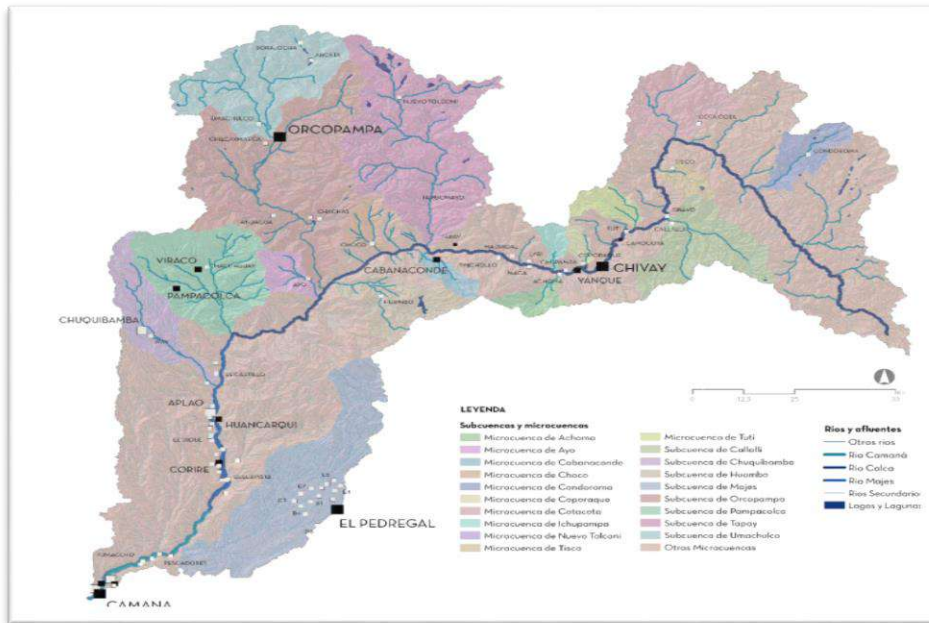
Tabla 4. *Coordenadas de ubicación de las cuencas Camaná-Majes-Colca*

Sistemas	Datum	Componentes	Valor	
			Mínimo	Máximo
Coordenadas Geográficas	Horizontal WGS 84	Longitud Oeste	70° 53' 5"	72° 44' 6"
		Latitud Sur	14° 55' 50"	16° 37' 59"
Coordenadas UTM Zona 18	Horizontal WGS 84	Metros Este	737 940	821 990
		Metros Norte	8 159 678	8 347 644
Altitud	Vertical Nivel Medio del mar	msnm	0	6398

Fuente: Elaboración propia

El ámbito de la cuenca del río Camaná-Majes-Colca está en el Departamento de Arequipa, también incluye un ámbito pequeño del Sur del Departamento de Cusco y Oeste de Puno.

Figura 26. *Delimitación de cuenca Camaná-Majes-Colca*



Fuente: Tomado de Anexo 1 (p. 58), por Autoridad Nacional del Agua, Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca Camana-Majes-Colca, 2015.

Figura 27. Cuenca Majes-Camana y sus 04 sub cuencas



Fuente: Tomado de Anexo 1 (p. 1453), por Autoridad Nacional del Agua, Evaluación de Recursos Hídricos en la Cuenca Camana-Majes-Colca, 2015.

Por otro lado se sabe que el área específica del proyecto, tenemos el río Colca, que tiene como origen en las alturas del cerro Yanasalla con una elevación de 4886

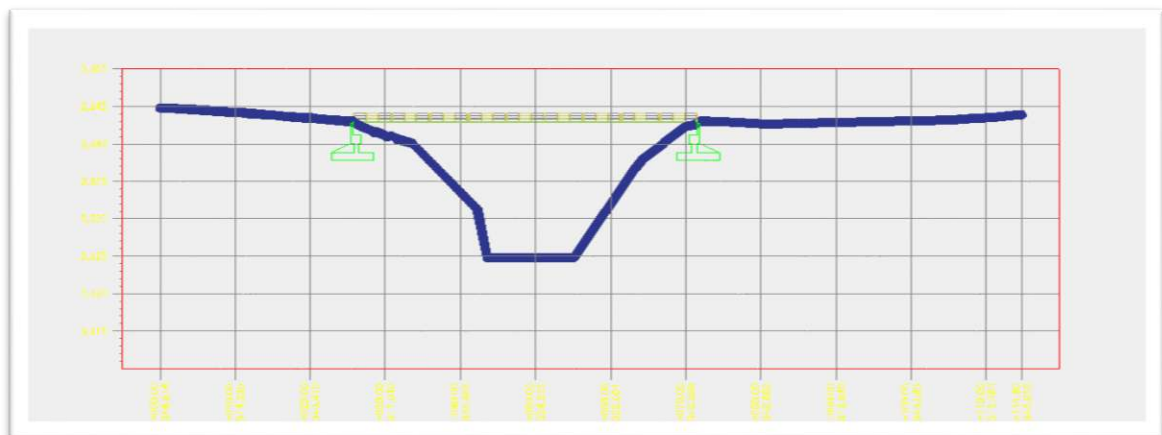
m.s.n.m.; el flujo de agua lo recibe básicamente las precipitaciones que caen en las alturas del flanco occidental de la Cordillera de los Andes.

Justamente en esta zona tenemos ubicado el puente Chacapi, materia del presente estudio, asimismo teniendo en cuenta la topografía encajonada del cauce del río y la tipología del puente adoptada (puente de acero tipo reticulado) el cual la superestructura se encuentra por encima de 18.22 metros de altura desde el espejo de agua del río, las circunstancias hidráulicas del río Colca y condiciones geológicas – geotécnicas no resultan determinantes para el tipo de puente y sus apoyos.

Se ha considerado de acuerdo a los apoyos (estribos) del puente, se encuentran fuera del cauce y por encima del río Colca, teniendo un galibo de 18.22 metros, los apoyos derecho e izquierdo tendrán una cimentación superficial cimentada y apoyada en roca.

Los efectos de socavación en los apoyos extremos del puente no afectan a la subestructura.

Figura 28.- Vista altura de Galibo



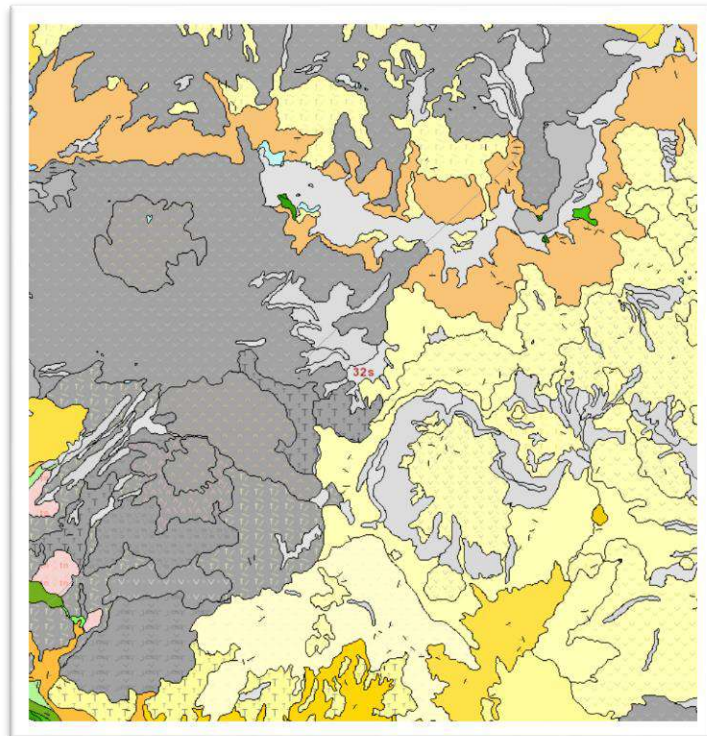
Fuente: Elaboración propia

Estudio Geológico

Geología Regional

Muestra el relieve característico de las altas cordilleras, con una cota baja que es de 4200 m.s.n.m. y en ella predomina el modelo glaciario controlado por los procesos vulcano – tectónicos ocurridos principalmente en el terciario superior y en el cuaternario. Según boletín Chivay – 32 s elaborado por INGEMMET. El cual fue compartido por los geólogos del Servicio Geológico Británico (British Geological Survey), fue estudiado por KLINCK, B.A. (BGS).

Figura 29. Mapa Geológico Chivay



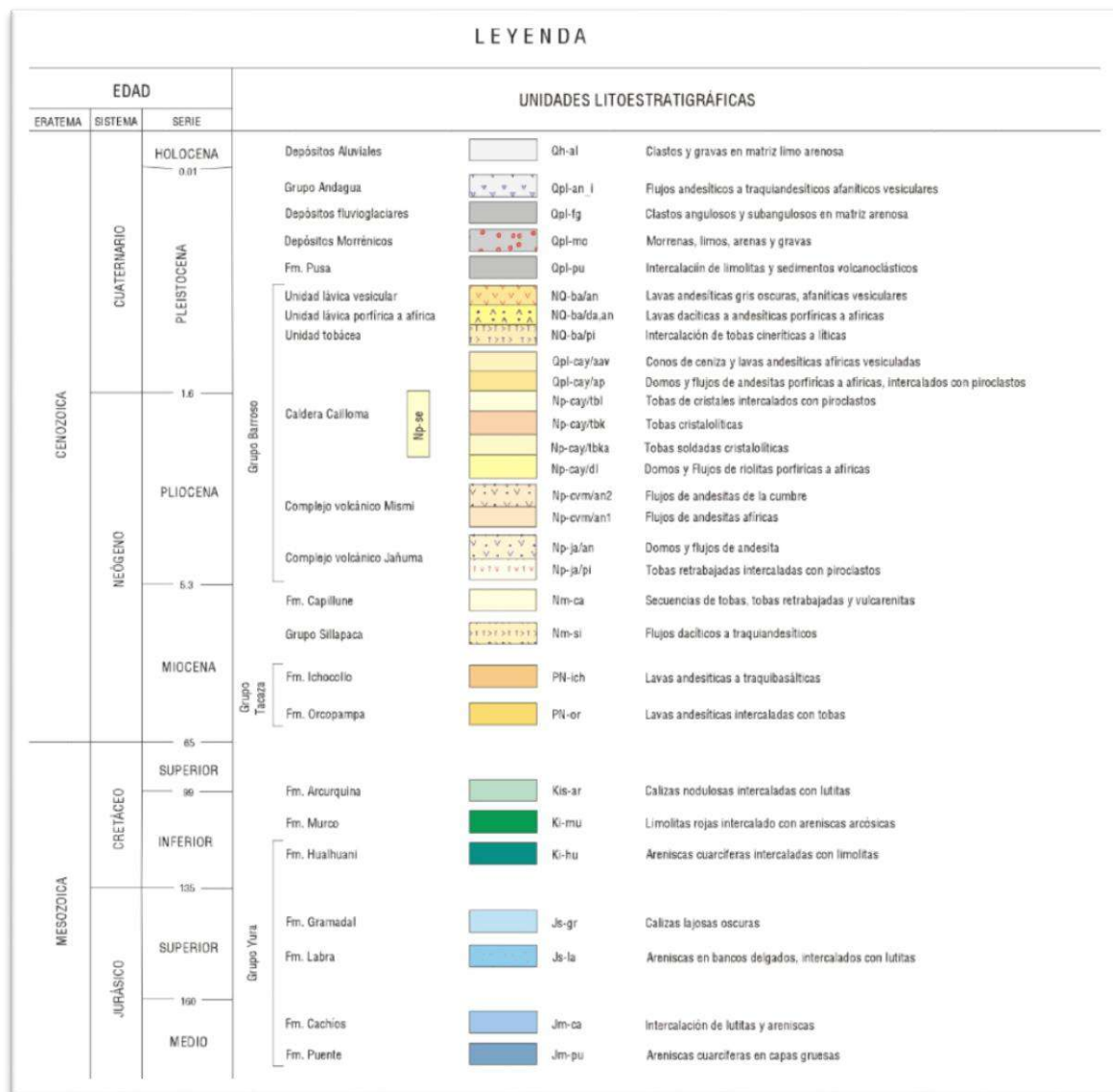
Fuente: Tomado de Mapa Chivay 32 s (p. 1), por INGEMMET, Memoria descriptiva de la revision y actualizacion de los cuadrangulos de Caravelí (32-p), Chuquibamba (32-q), Chivay (32-s), Cailloma (31-s), Velille (30-s), Livitaca (29-s) y Pacapausa (30-p) , 2003.

Geología Estructural

A nivel regional, según el estudiado por el INGEMMET en el área de ubicación donde se ubica el puente Chacapi, las rocas existentes son las que afloran en los alrededores.

Estructuralmente el área se ubica dentro de los denominados pliegues y sobre escurrimientos de eventos tectónicos pertenecientes a la fase Peruana de Steinman, lo cual se caracteriza por tener un amplio desarrollo dentro de la cuenca, conteniendo una deformación tectónica exponiendo fallas inversas, fracturas, pliegues asimétricos y algo estrechos que varían de forma y tamaño, según la naturaleza de los niveles estratigráficos que abarcan todo el cuadrángulo de Caylloma.

Figura 30. Estratigrafía Chivay.



Fuente: Tomado de Unidades Litoestratigráficas (p. 20), por INGEMMET, Memoria descriptiva de la revisión y actualización de los cuadrángulos de Caravelí (32-p), Chuquibamba (32-q), Chivay (32-s), Cailloma (31-s), Velille (30-s), Livitaca (29-s) y Pacapausa (30-p), 2003.

Geología Local

Las características morfológicas del área de ubicación del puente, está definida por presentar una quebrada en forma de “V” cuya sección transversal varia ancha y ajustada en tramos, según la quebrada se desarrolla hacia su confluencia con el rio Colca.

En la ubicación del actual puente Chacapi, la sección transversal de la quebrada ofrece una forma de “V” cerrada, con taludes abruptos que superan los 20 metros de altura, la configuración permitió realizar el presente diseño de puente, dado que la quebrada presenta menor ancho y en ambas márgenes hay afloramiento de roca.

La configuración del cauce del rio es ligeramente sinuosa a recta, estrechándose en su fondo dado que sus márgenes y taludes están configurados por afloramientos rocosos y por depósitos coluviales.

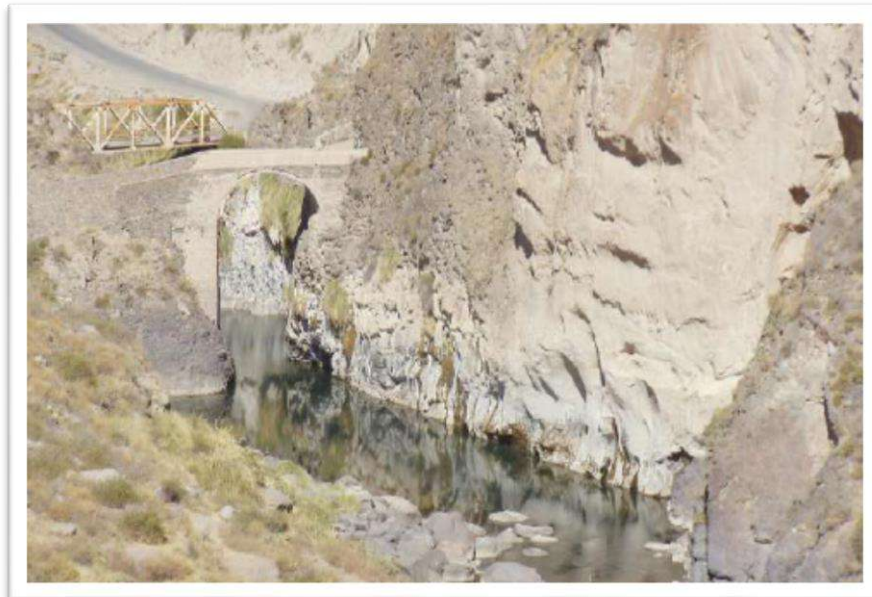
Figura 31. *Colcas de Chininia y estructuras de sismitas en sedimentos de la formación Colca, sector encañonado entre Chivay y Yanque*



Fuente: Tomado de Unidades Litoestratigráficas (p. 25), por INGEMMET, Memoria descriptiva de la revisión y actualización de los cuadrángulos de Caravelí (32-p), Chuquibamba (32-q), Chivay (32-s), Cailloma (31-s), Velille (30-s), Livitaca (29-s) y Pacapausa (30-p) , 2003.

Preferentemente en la zona en donde se hará el proyecto del puente reticulado de acero, se tiene una estructura de rocas en forma de un cañón, hacia ambos lados del río, por lo que los apoyos de los estribos necesariamente estarán ubicados en rocas ignimbritas, tal como se observa en la siguiente vista:

Figura 32. *Puntones de ignimbritas entre el puente ubicado entre Yanque y Coporaque, vistas aguas abajo en el río Colca*



Fuente: Tomado de Unidades Litoestratigráficas (p. 36), por INGEMMET, Memoria descriptiva de la revisión y actualización de los cuadrángulos de Caravelí (32-p), Chuquibamba (32-q), Chivay (32-s), Cailloma (31-s), Velille (30-s), Livitaca (29-s) y Pacapausa (30-p) , 2003.

Dado que no es posible aplicar la mecánica de suelos en este caso, se va a considerar el uso de la mecánica de rocas para poder determinar la capacidad portante aproximada de la roca encontrada en el lugar donde se asentarán los estribos del puente.

Estudio de riesgo sísmico

El estudio de riesgo sísmico tiene como objetivo determinar los niveles de actividad sísmica que han ocurrido y que pueden ocurrir dentro del área de influencia del puente proyectado, mediante este medio se determinara las aceleraciones que pueden presentarse dentro del área, las cuales serán utilizadas para el diseño estructural del puente, estribos.

Condiciones sísmicas

La geografía del Perú se ubica, dentro del contexto geotectónico mundial denominado como “cinturón del fuego Circun-Pacífico” permite ubicarlo a nuestro país en la región de un alto indicador de sismicidad.

Estas gamas de sismos conforman la primera fuente sismo génica del territorio peruano con el acontecimiento de magnitudes y frecuencias cuantioso; ocasionando alto grado de destrucción, principalmente, en la franja oeste del país.

Análisis sísmico

Para el diseño sísmico se debe tener en cuenta los siguientes principios:

- Deben resistir sismos severos sin llevar al colapso total ni parcial, se aceptan daños reparables. No se aceptan daños en la cimentación.
- Los puentes deben resistir los sismos menores dentro del rango elástico sin ningún daño.
- Deben resistir sismos moderados dentro del rango elástico con algún daño reparable.
- En el proceso de diseño se deben utilizar intensidades realistas para el sismo de diseño.

Zonas Sísmicas

Los puentes deberán ser asignados a una de las cuatro zonas sísmicas de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 5. Zonificación sísmica.

Coefficiente de Aceleración, Sp1	Zona Sísmica
$D1 \leq 0.15$	1
$0.15 < D1 \leq 0.30$	2
$0.30 < D1 \leq 0.50$	3
$0.50 < D1$	4

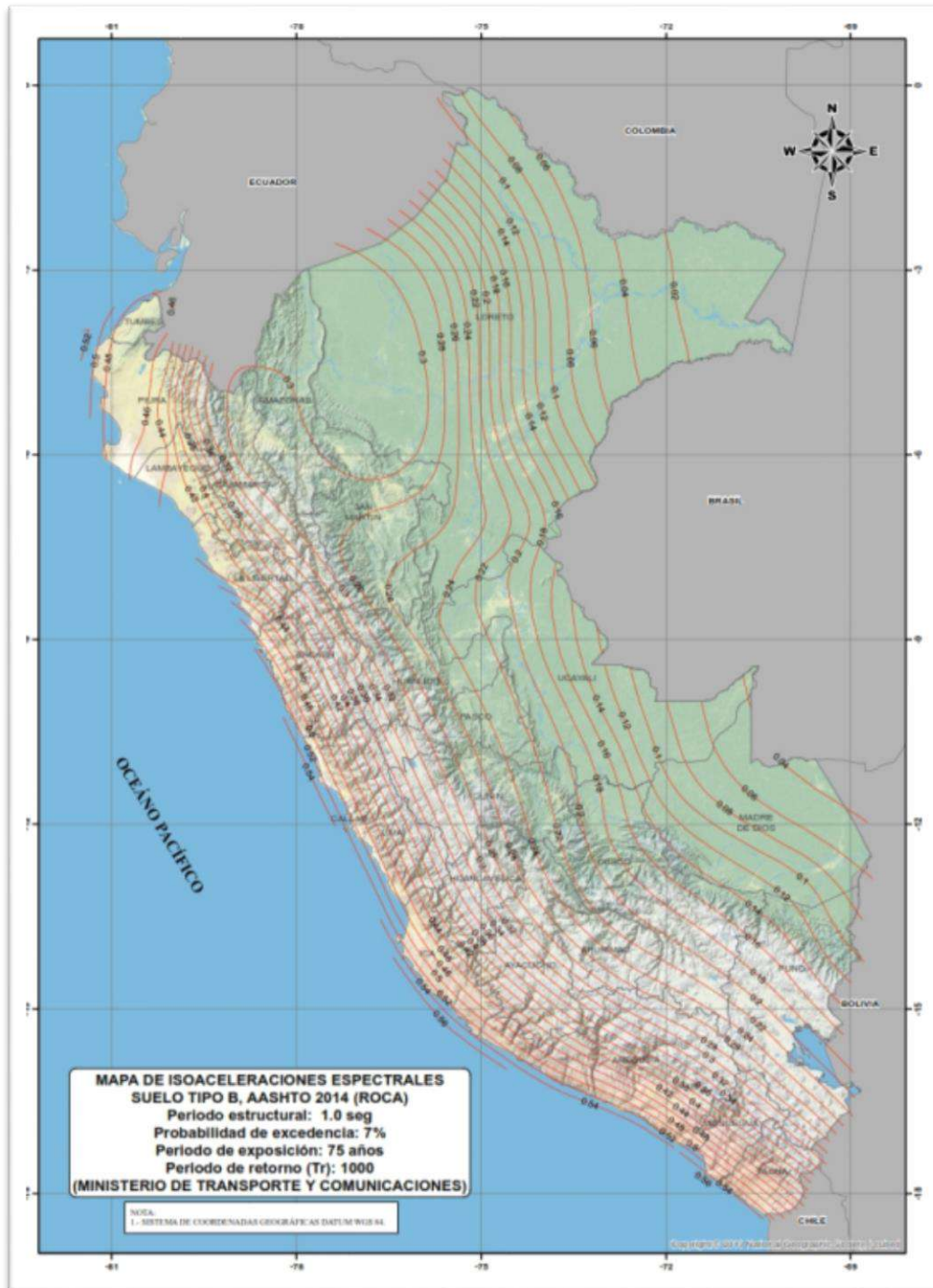
Fuente: Tomado de Capítulo II, zonas sísmicas (p. 115), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Fuente: (Manual de Puentes 2018-MTC)

Coefficiente de Aceleración

El coeficiente A, que se utilizará en la aplicación de estos requisitos se deberá determinar en base al mapa de isoaceleraciones de Perú.

Figura 33. *Mapa de Isoaceleraciones del Perú*



Fuente: Tomado de Apéndice A3, Mapas Isoaceleraciones espectrales (p. 564), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

De acuerdo al coeficiente de aceleración determinado del mapa de isoaceleraciones, el Puente tiene un coeficiente de isoaceleración de $A=0.32$.

Condiciones locales

Para considerar la modificación de los sismos, por las condiciones del suelo, se usarán los parámetros de la siguiente tabla:

Tabla 6. Resumen valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo

Clasificación de los perfiles de suelo			
PERFIL	Vs	N60	Su
So	>1500 m/s	-	-
S1	500 m/s a 1500 m/s	>50	> 100 kPa
S2	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S3	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S4	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Tomado de Factores de sitio (p. 112), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Coeficiente de respuesta sísmico elástico

Las cargas sísmicas se deberán tomar como solicitaciones horizontales determinadas en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} y al peso equivalente de la superestructura, debiéndose ajustar aplicando el factor de modificación de la respuesta R.

$$C_{sm} = \frac{1.2 A * S}{T_m^{2/3}} \leq 2.5$$

Donde:

T_m = período de vibración en la dirección considerada

A = coeficiente de aceleración (A=0.32)

S = coeficiente de sitio (S=1.2)

Además se tiene las operaciones para el cálculo del espectro sísmico.

Tabla 7. Coeficientes para el cálculo del espectro sísmico

Z=	0.35	U=	1.5
A=	0.18	G=	9.81
S=	1.2	Tp=	0.6
R=	6	TL=	2

Fuente: Elaboración propia

Especificaciones de los materiales

Materiales para la Superestructura del puente:

- Acero de refuerzo A36
 - Peso específico : 7.85 ton/m³
 - Módulo de Elasticidad : Ea= 2038901.9 kg/cm²
 - Módulo de Corte : G=784193 kg/cm²
 - Resistencia Fluencia : Fy=2530 kg/cm²
 - Resistencia a la fractura : Fu=4080 kg/cm²

Figura 34. Propiedades A36.

The screenshot shows a software dialog box titled "Material Property Data" for "ACERO A36". The dialog is organized into four main sections:

- General Data:** Includes fields for "Material Name and Display Color" (ACERO A36), "Material Type" (Steel), "Material Grade", and "Material Notes" with a "Modify/Show Notes..." button.
- Weight and Mass:** Includes "Weight per Unit Volume" (7.85), "Mass per Unit Volume" (0.8005), and a "Units" dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Isotropic Property Data:** Includes "Modulus Of Elasticity, E" (20389019), "Poisson, U" (0.3), "Coefficient Of Thermal Expansion, A" (1.170E-05), and "Shear Modulus, G" (7841930).
- Other Properties For Steel Materials:** Includes "Minimum Yield Stress, Fy" (25310.507), "Minimum Tensile Stress, Fu" (40800), "Expected Yield Stress, Fye" (37965.76), and "Expected Tensile Stress, Fue" (44855.64).

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked), and "OK" and "Cancel" buttons.

Fuente: Elaboración propia

- Concreto $f_c=280$ kg/cm².
 - Peso específico : 2.5 ton/m³
 - Módulo de Elasticidad : Ec= 281,616.05 kg/cm²
 - Coeficiente de Poisson : U=0.20
 - Módulo de Corte : G=105606 kg/cm²

Figura 35. Propiedades $f_c=280$ kg/cm²

Fuente: Elaboración propia

- Asfalto
 - Peso específico : 2.20 ton/m³

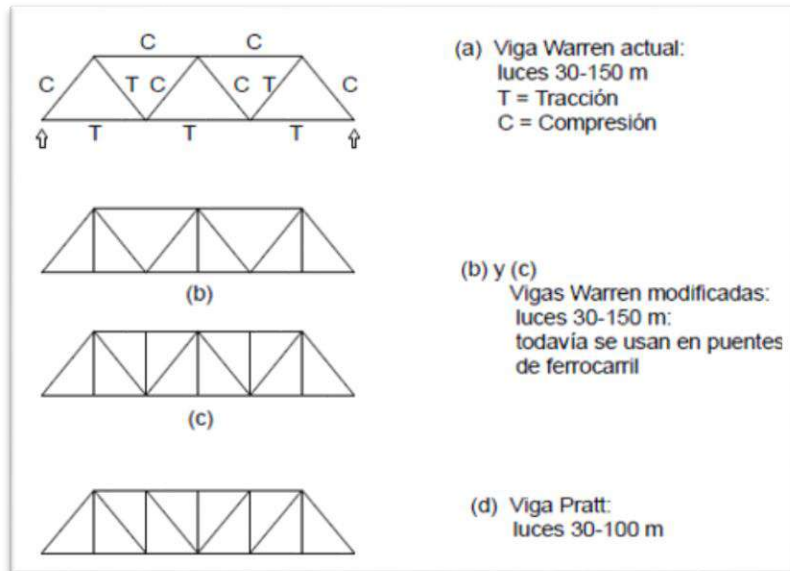
Elección del tipo de puente

Una estructura reticular o reticulada denominada también vigas de celosía (También conocida como estructura de barras) está formada por un conjunto de barras interconectadas y entrecruzadas unidas por medio de nudos articulados o rígidos formando triángulos.

Los Puentes reticulados son aquellos que se componen de elementos conectados que soportan esfuerzos de tracción, compresión o ambos para la acción de cargas dinámicas. Para propósitos de análisis, pueden considerarse uniones articuladas para trabajar con fuerzas axiales.

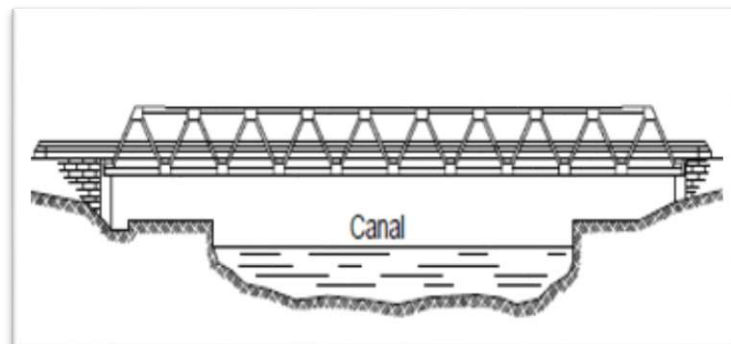
El ahorro de material en comparación con una viga armada es evidente. En una viga de celosía, las almas son fundamentalmente "aire", por lo tanto, menos peso y menos presión del viento.

Figura 36. Tipos principales de vigas celosía



Fuente: Tomado de <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/vigas-de-celosia>, por ITEA, 2010

Figura 37. Puente celosía en carreteras



Fuente: Tomado de <http://www.arquitecturaenacero.org/uso-y-aplicaciones-del-acero/soluciones-constructivas/vigas-de-celosia>, por ITEA, 2010

Filosofía de diseño

El tipo reticulado se ha diseñado considerando condiciones de serviciabilidad para el control de estabilidad y de presiones transmitidas al macizo rocoso en el que se apoya las bases del puente.

Las resistencias de las componentes estructurales se han determinado teniendo el comportamiento no elástico de los materiales, el comportamiento no lineal para el concreto de esfuerzos equivalentes y el modelo elasto-plástico para el acero de refuerzo.

Los estados de resistencia última, han sido considerados para satisfacer con las solicitaciones esenciales de resistencia, durabilidad, seguridad, para todos los elementos estructurales y componentes deberán satisfacer el estado límite de la ecuación 1.3.2.1-1 de las especificaciones AASHTO-LRFD.

$$n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$n = n_D n_R n_I > 0.95$$

Donde:

γ_i = Factor de carga.

ϕ = Factor de resistencia.

n = factor que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.

Q_i = Efectos de fuerza.

n_D = Factor de ductilidad.

n_R = Factor de redundancia.

n_I = Factor de importancia.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia factorizada (ϕR_n)

Configuración estructural

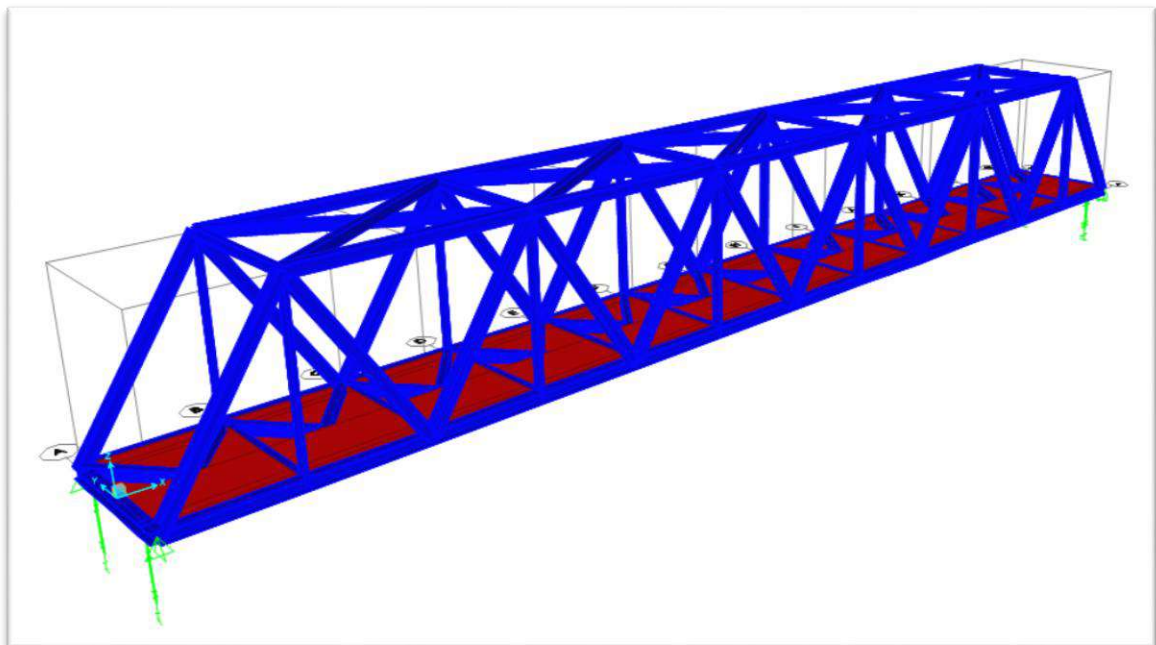
Para el presente tema de tesis se considera un puente de 48.00 metros de luz, apoyado simplemente a través de dos vigas principales y vigas diafragma en sus extremos de tipo reticuladas, considerando un tablero de concreto de ancho de carril de 3.6 metros (carril de vía existente).

El tablero es de concreto armado con espesor de predimensionado de 0.25 m. y ancho de 3.60 m. apoyadas sobre las vigas diafragma.

Los elementos de vereda tiene un ancho de 0.80 m considerados a ambos lados de la vía.

La armadura principal está compuesta por vigas I, W y Tubular, con dimensiones que satisfacen el diseño, las cuales están separadas longitudinalmente a 5.20 metros y transversalmente a cada 4.80 metros.

Figura 38. *Vista del puente*

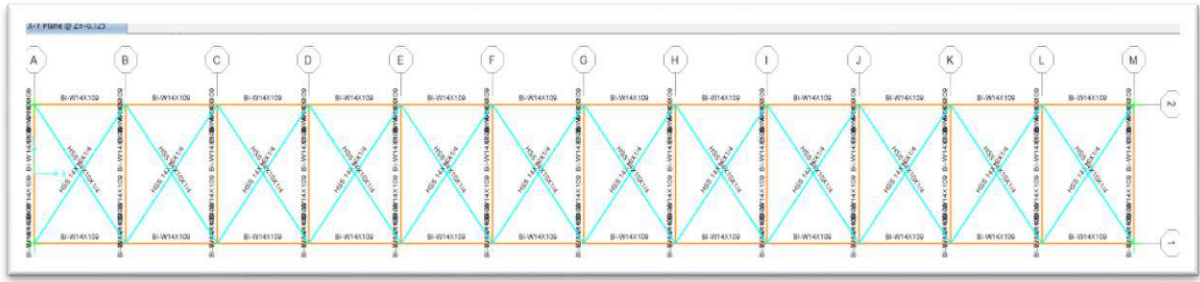


Fuente: Elaboración propia

Superestructura

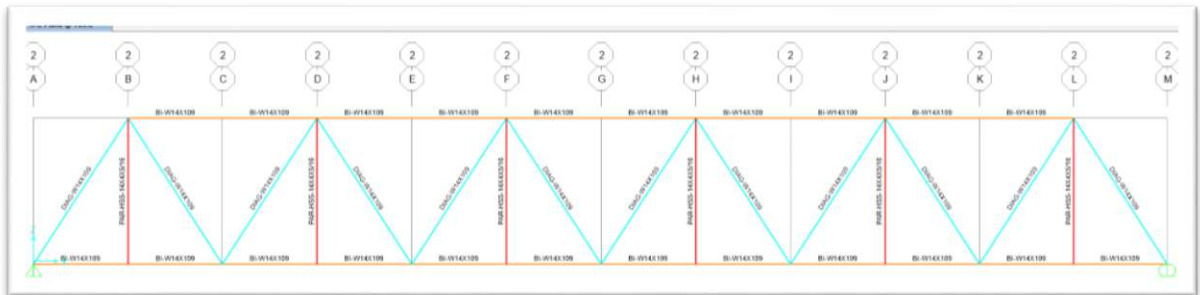
La superestructura es compuesta por los siguientes elementos, dos vigas exteriores como brida inferior arriostradas por vigas diafragma, las mismas que se encuentran arriostradas por vigas tubulares en la parte superior e inferior, cumpliendo su configuración.

Figura 39. *Vista en planta de perfiles en superestructura*



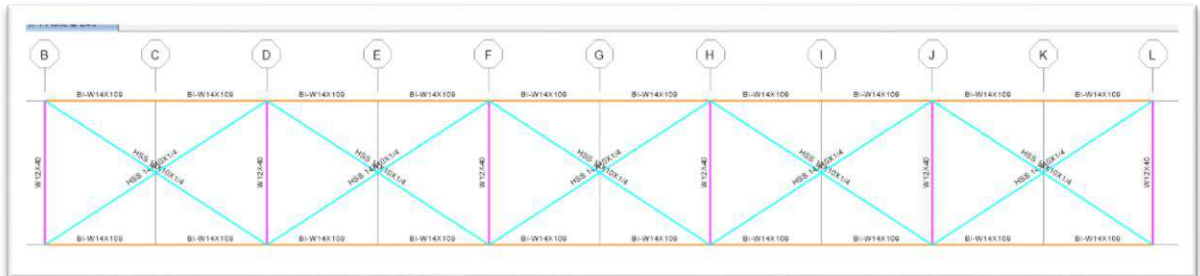
Fuente: Elaboración propia

Figura 40. Vista lateral de perfiles en superestructura



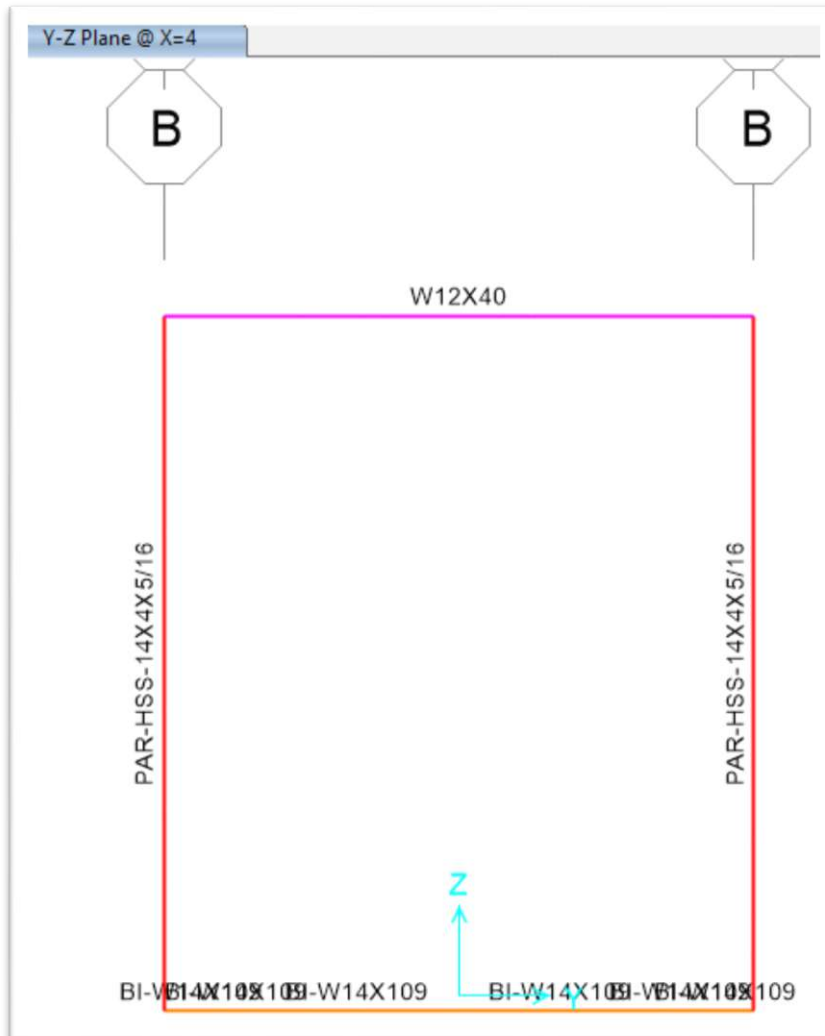
Fuente: Elaboración propia

Figura 41. Vista superior perfiles asignados en superestructura



Fuente: Elaboración propia

Figura 42. Vista frontal de perfiles asignados en superestructura

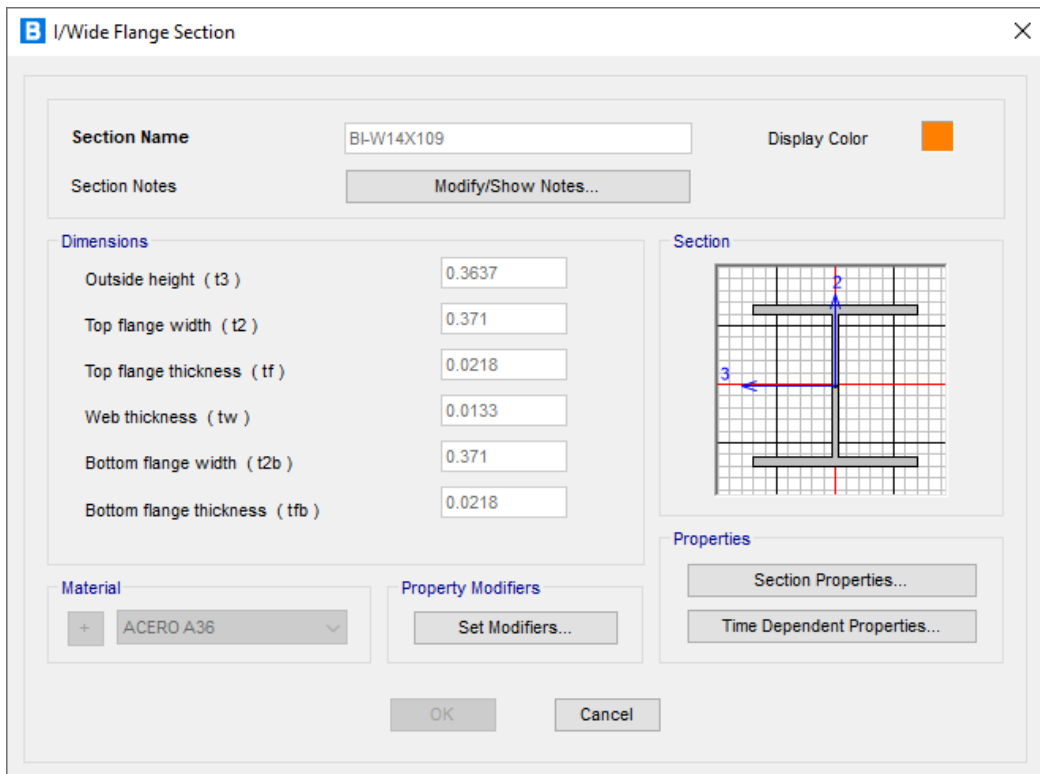


Fuente: Elaboración propia

Perfiles

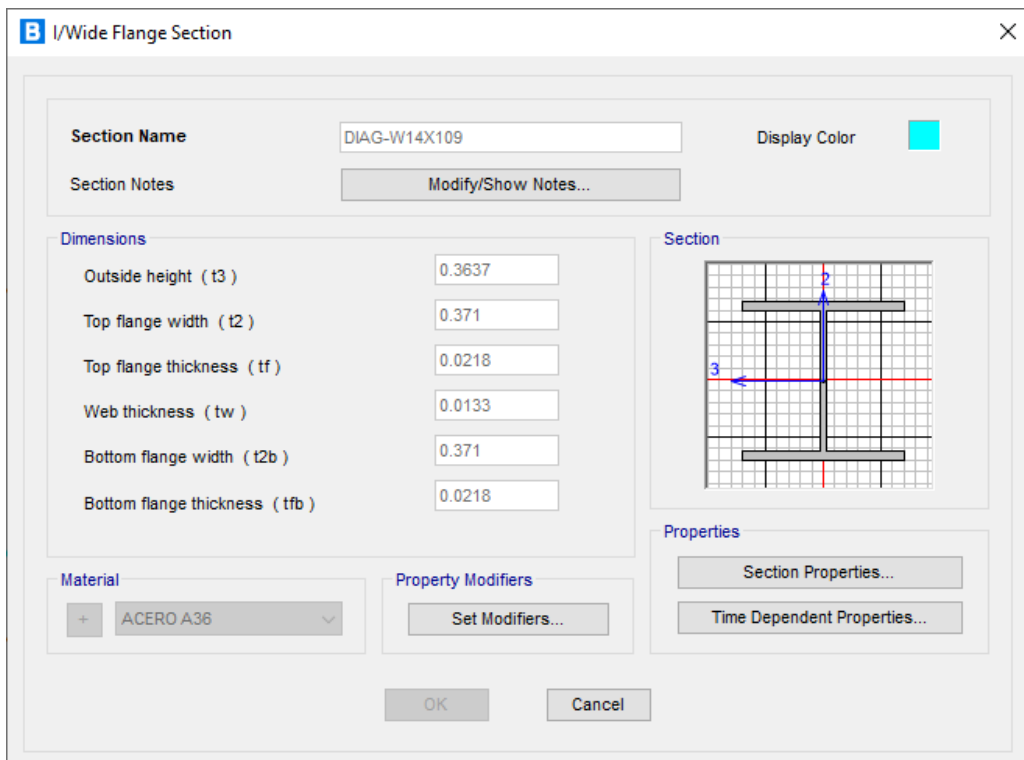
Los elementos estructurales considerados son de tipo W y Tubular de acero A-36, con resistencia de fluencia de $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 43. Brida inferior y superior



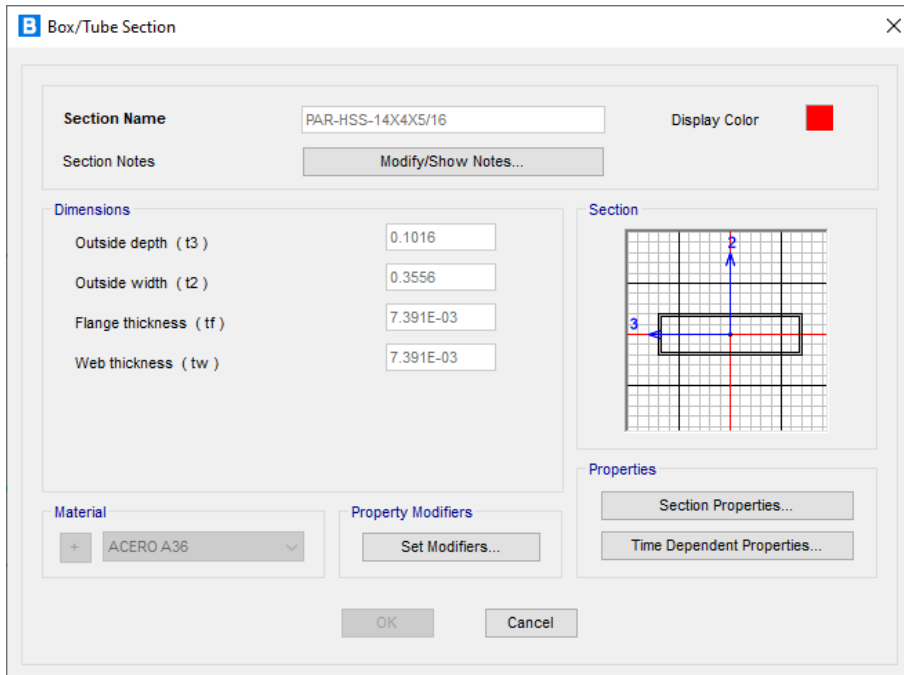
Fuente: Elaboración propia

Figura 44. Diagonales



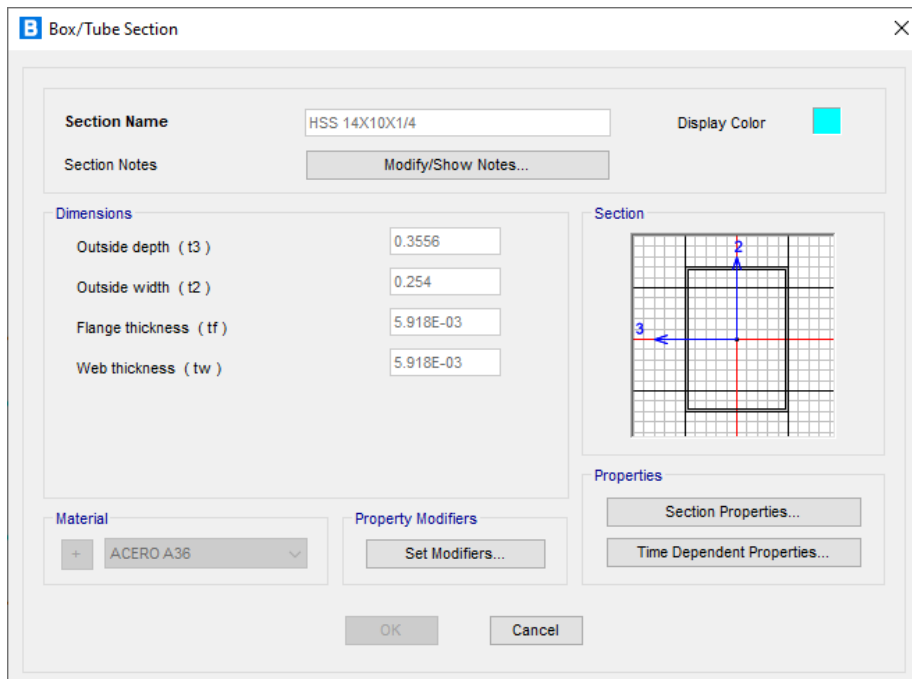
Fuente: Elaboración propia

Figura 45. Montantes



Fuente: Elaboración propia

Figura 46. Arriostres

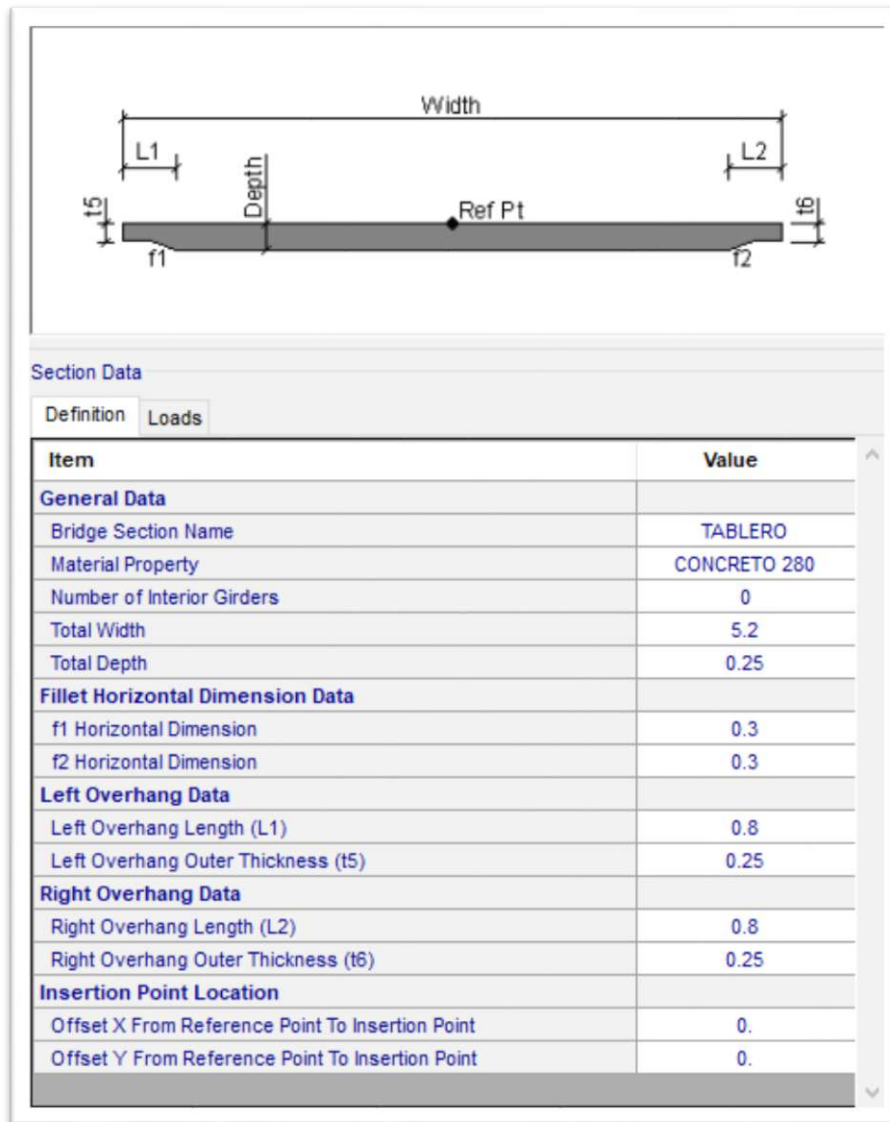


Fuente: Elaboración propia

Losa de tablero

La losa de tablero tiene una resistencia de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, con un ancho de carril de 3.60 m y ancho de vereda en ambos extremos de 0.8 m.

Figura 47. Tablero de carril

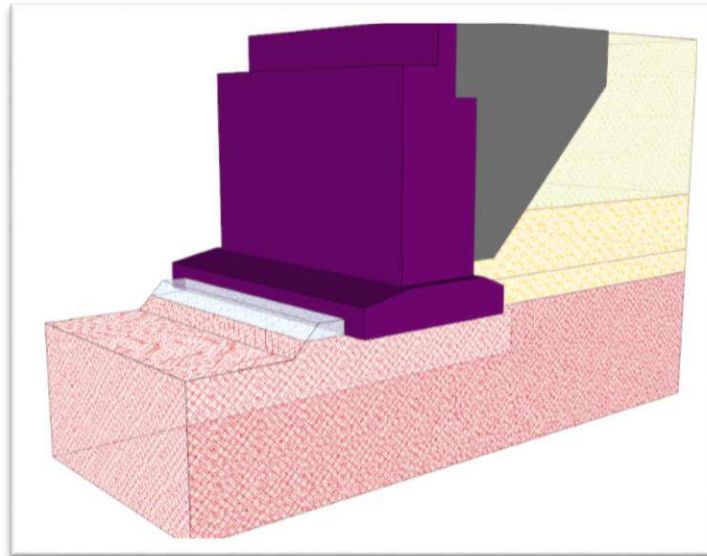


Fuente: Elaboración propia

Subestructura

La subestructura está conformada por dos estribos de gravedad de concreto armado, apoyados sobre un macizo rocoso.

Figura 48. Modelo de estribo



Fuente: Elaboración propia

Solicitaciones de carga de la subestructura

El puente durante su vida útil presenta diferentes solicitaciones de carga, para saber el comportamiento de los diferentes elementos, las consideraciones de cargas que afectan al puente serán por su longitud, ubicación, tipo, para ello emplearemos las normas del manual del AASHTO LRFD y Manual de puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del 2018.

Cargas permanentes

Las cargas muertas afectaran al puente directamente en sus estructuras, las cuales serán cargas pavimento, cargas de vereda y barandas, asignados en sentido de la gravedad sobre los diferentes elementos estructurales.

- Cargas de pavimento:

$$P_{e_{asfalto}} := 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

$$e_{asfalto} := 0.05 \text{ m}$$

$$a_{asfalto} := 3.60 \text{ m}$$

$$Peso_{pavimento} := P e_{asfalto} \cdot e_{asfalto}$$

$$Peso_{pavimento} = 0.11 \frac{ton}{m^2}$$

Figura 49. Carga de asfalto

B Bridge Area Load Distribution Definition Data

Load Name: ASFALTO Units: Tonf, m, C

Load Direction: Load Type: Force, Coordinate System: GLOBAL, Direction: Gravity

Load Value: Left Edge Value: 0.11, Right Edge Value: 0.11

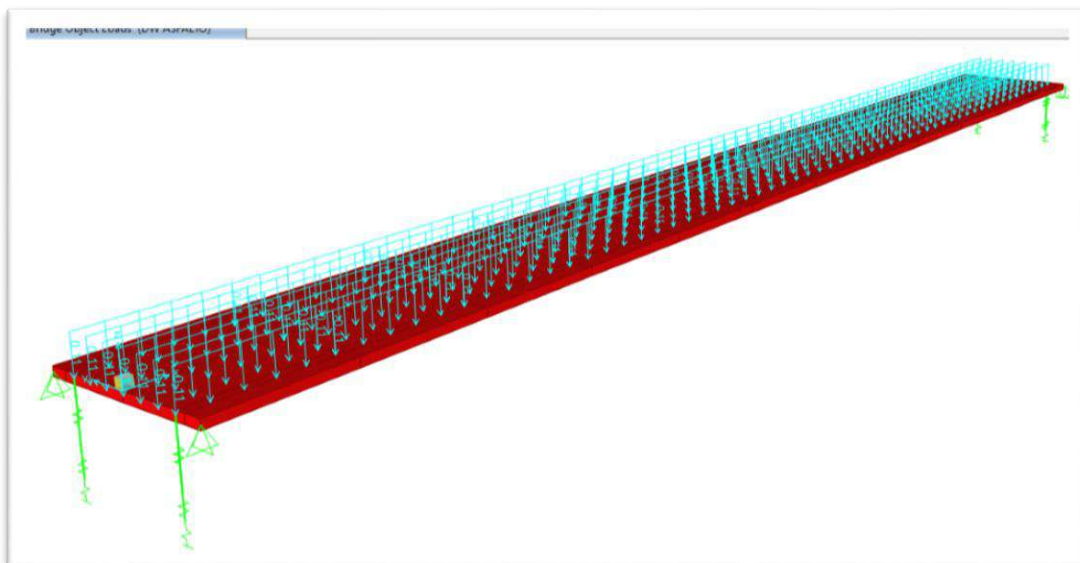
Load Transverse Location: Left Reference Location: Left Edge of Deck, Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.8, Right Reference Location: Right Edge of Deck, Right Load Distance from Right Ref. Location: 0.8

Load Vertical Location: Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia

Figura 50. Asignación de carga de asfalto



Fuente: Elaboración propia

- Cargas de veredas

Las cargas para las veredas, se han tomado el peso de concreto multiplicado por su sección, ya que no se consideró en el tablero su sección.

$$Pe_{concreto210} := 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$$

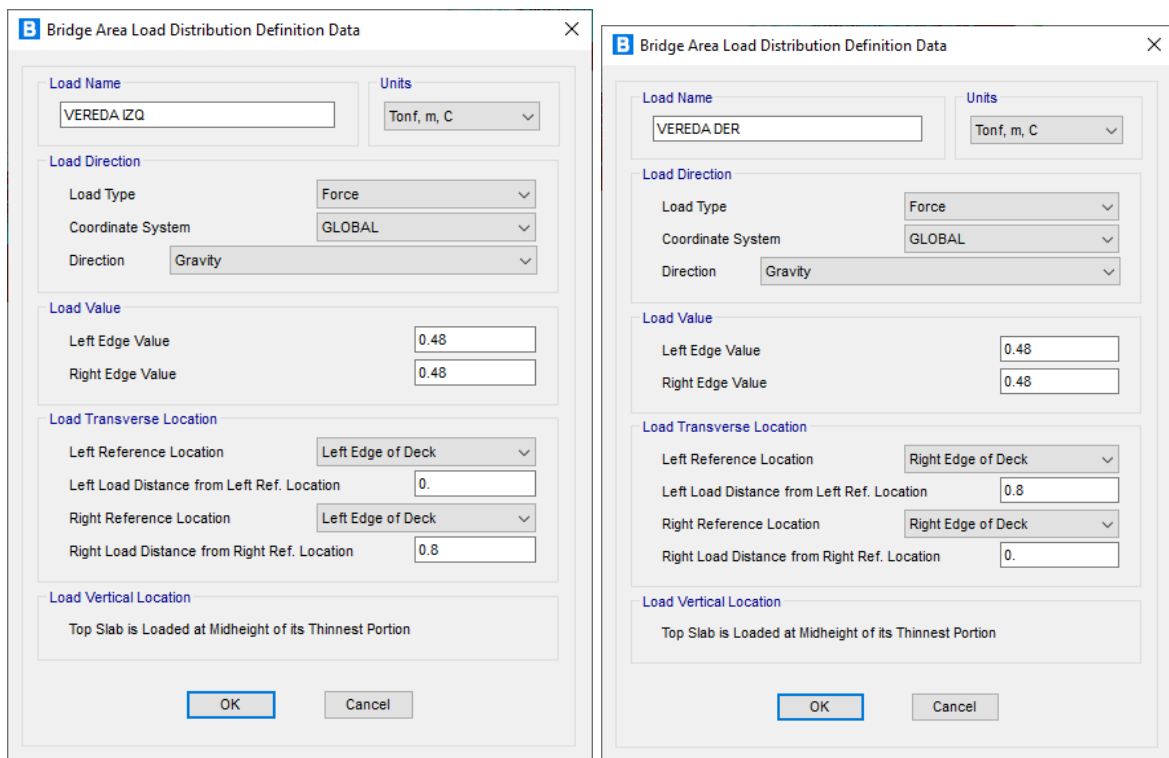
$$e_{vereda} := 0.20 \text{ m}$$

$$a_{vereda} := 0.80 \text{ m}$$

$$Peso_{vereda} := Pe_{concreto210} \cdot e_{vereda}$$

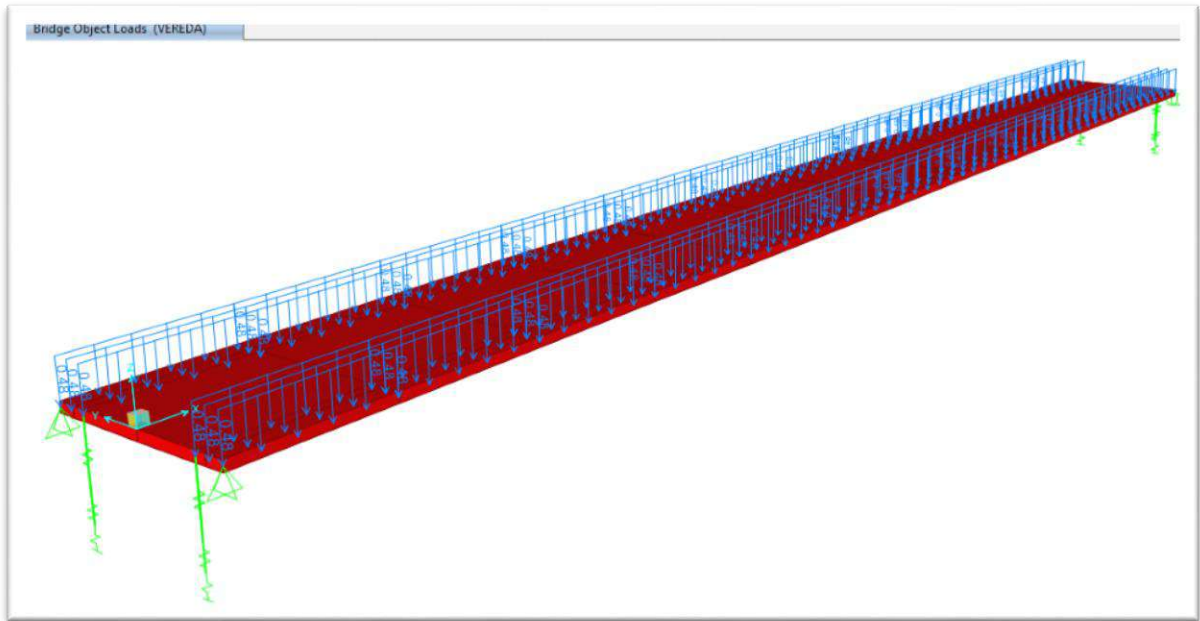
$$Peso_{vereda} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Figura 51. Carga de vereda



Fuente: Elaboración propia

Figura 52. Asignación de carga de veredas

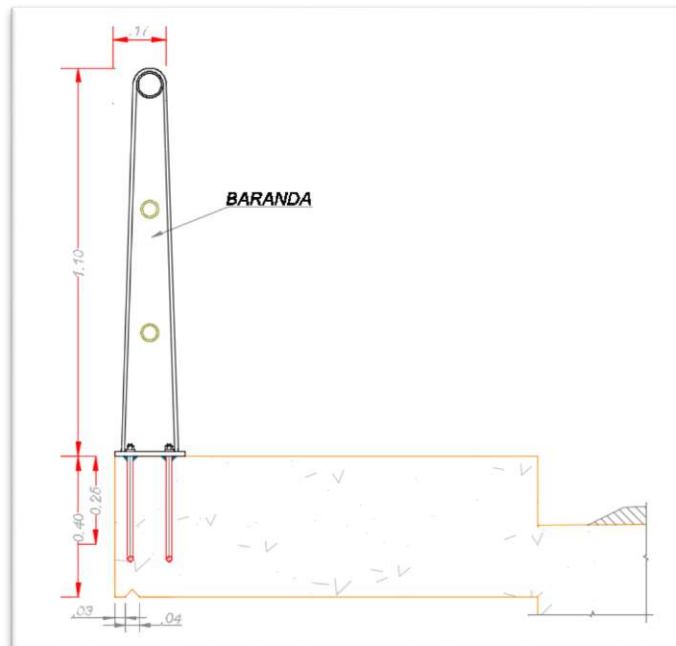


Fuente: Elaboración propia

- Carga de baranda

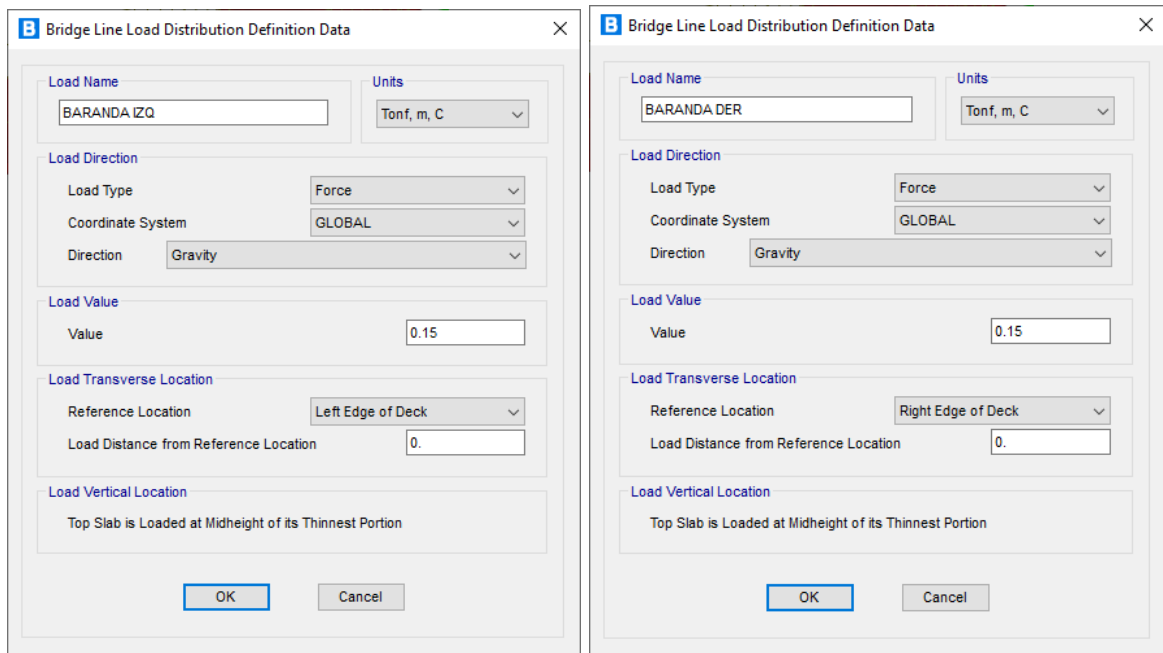
La carga asignada para barandas está considerada de 150 kg/m.

Figura 53. Asignación de carga de veredas



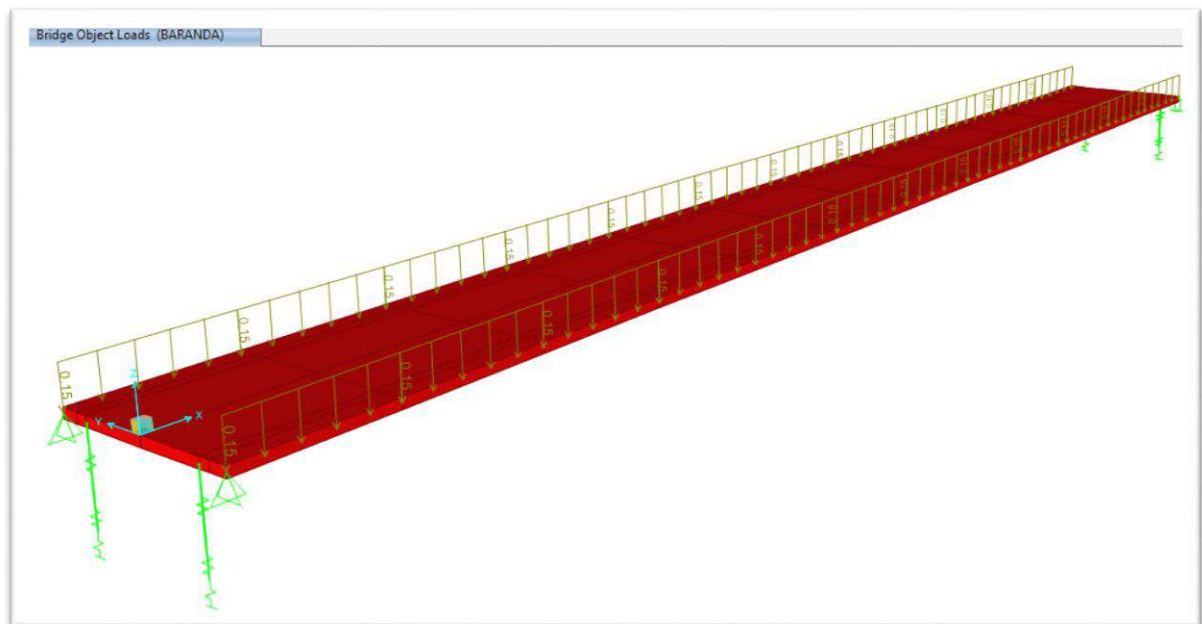
Fuente: Elaboración propia

Figura 54. Carga de baranda 150kg/m



Fuente: Elaboración propia

Figura 55. Asignación de carga de baranda



Fuente: Elaboración propia

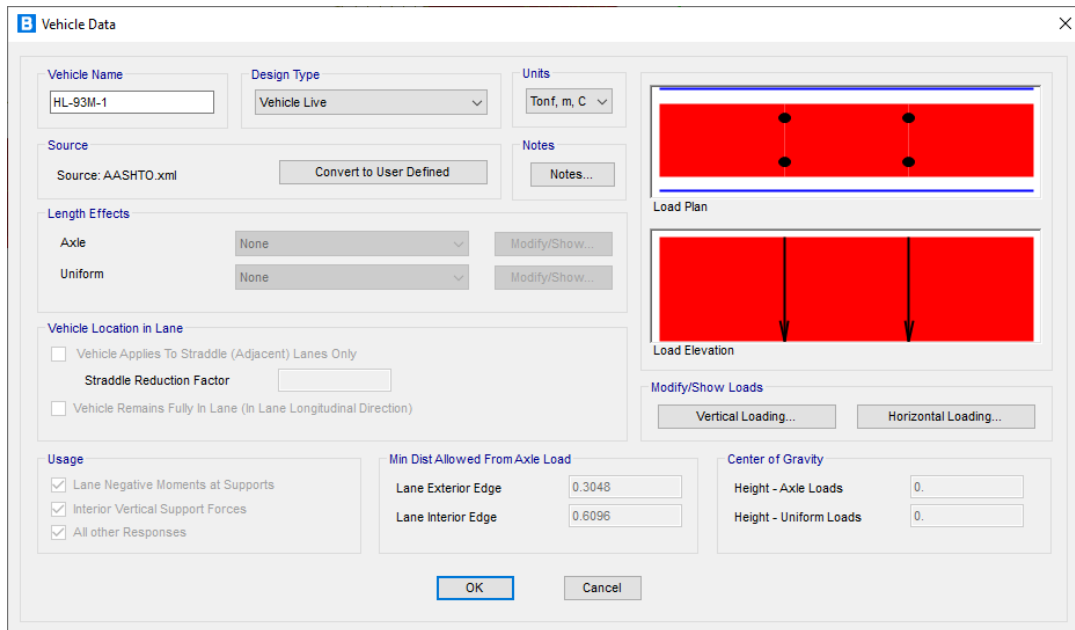
Cargas móviles

Las cargas vivas son aquellas que son móviles durante periodos de transito sobre la estructura, para el presente diseño se consideró el camión HL-93 y de acuerdo a

lo indicado en el manual de diseño de puentes del Ministerios de Transportes y Comunicaciones.

- Camión de diseño

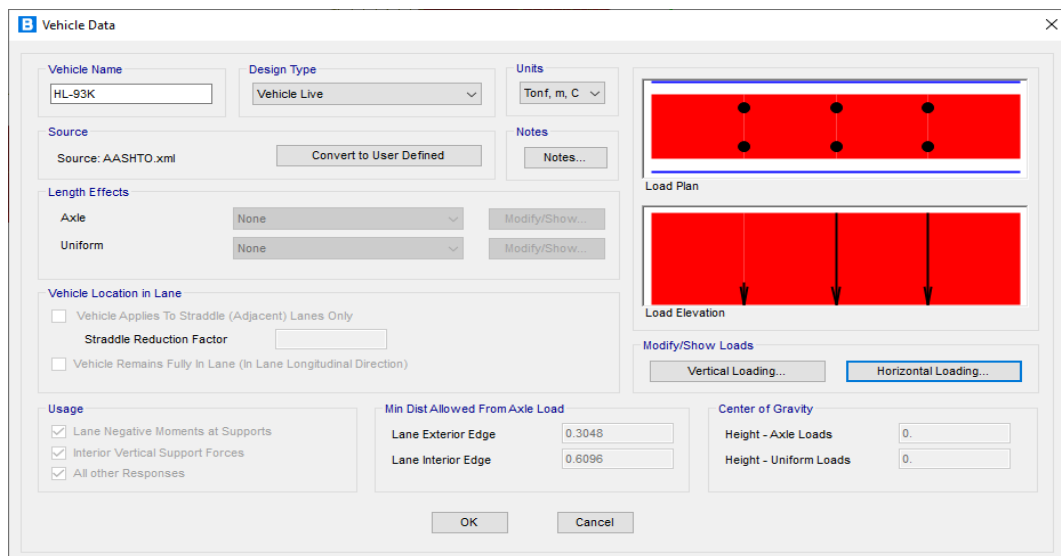
Figura 56. Camión de diseño HL-93M



Fuente: Elaboración propia

- Tandem de diseño

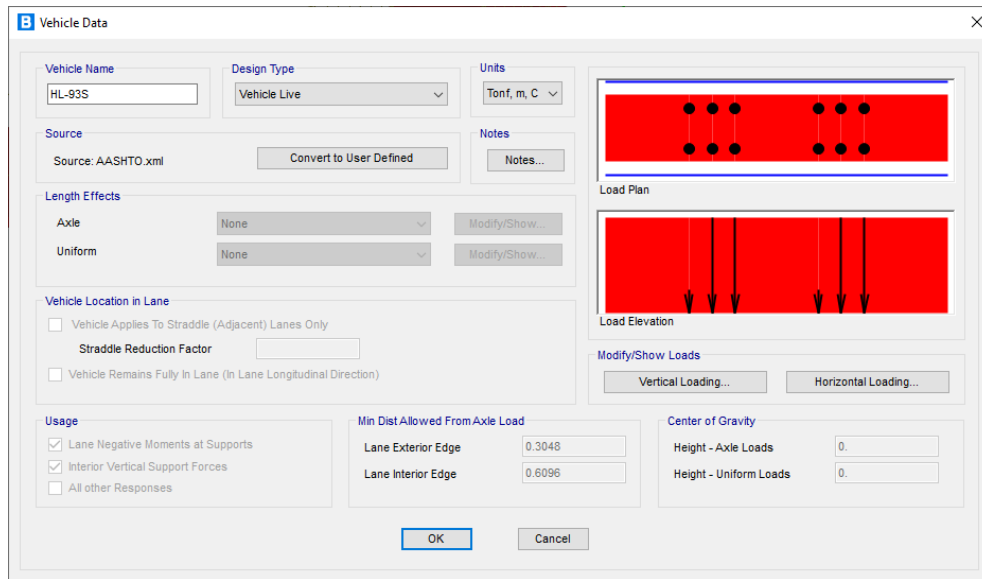
Figura 57. Tandem de diseño HL-93K



Fuente: Elaboración propia

- Carga distribuida

Figura 58. Carga de carril distribuido HL-93S

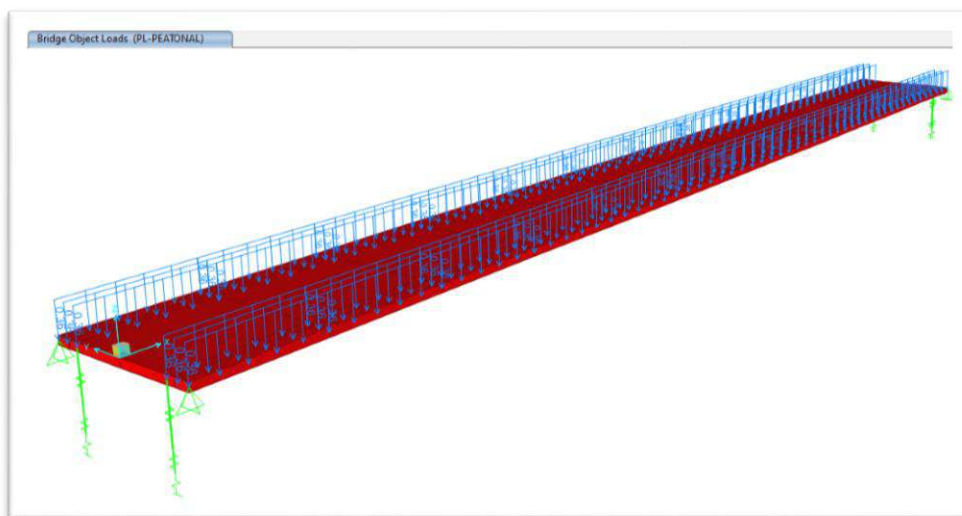


Fuente: Elaboración propia

- Carga peatonal

Se aplicara una carga peatonal de 360 kg/m² en todas las veredas de ambos lados de 0.80 m de ancho, la cual esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño, descrito en la AASHTO LRFD.

Figura 59. Asignación de carga peatonal

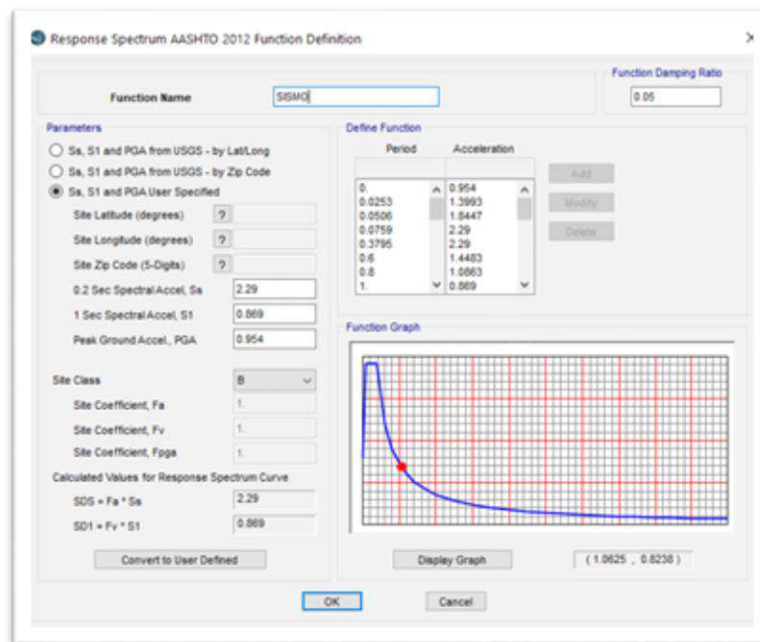


Fuente: Elaboración propia

Carga sísmica

La carga de sísmico se realizara mediante el espectro de respuesta, para un periodo de 75 años para el lugar del análisis descrito en la norma AASHTO LRFD. El espectro de respuesta es calculado usando los coeficientes de aceleración de la zona de estudio y obtenido del mapa de isoaceleraciones.

Figura 60. Espectro sísmico para el puente

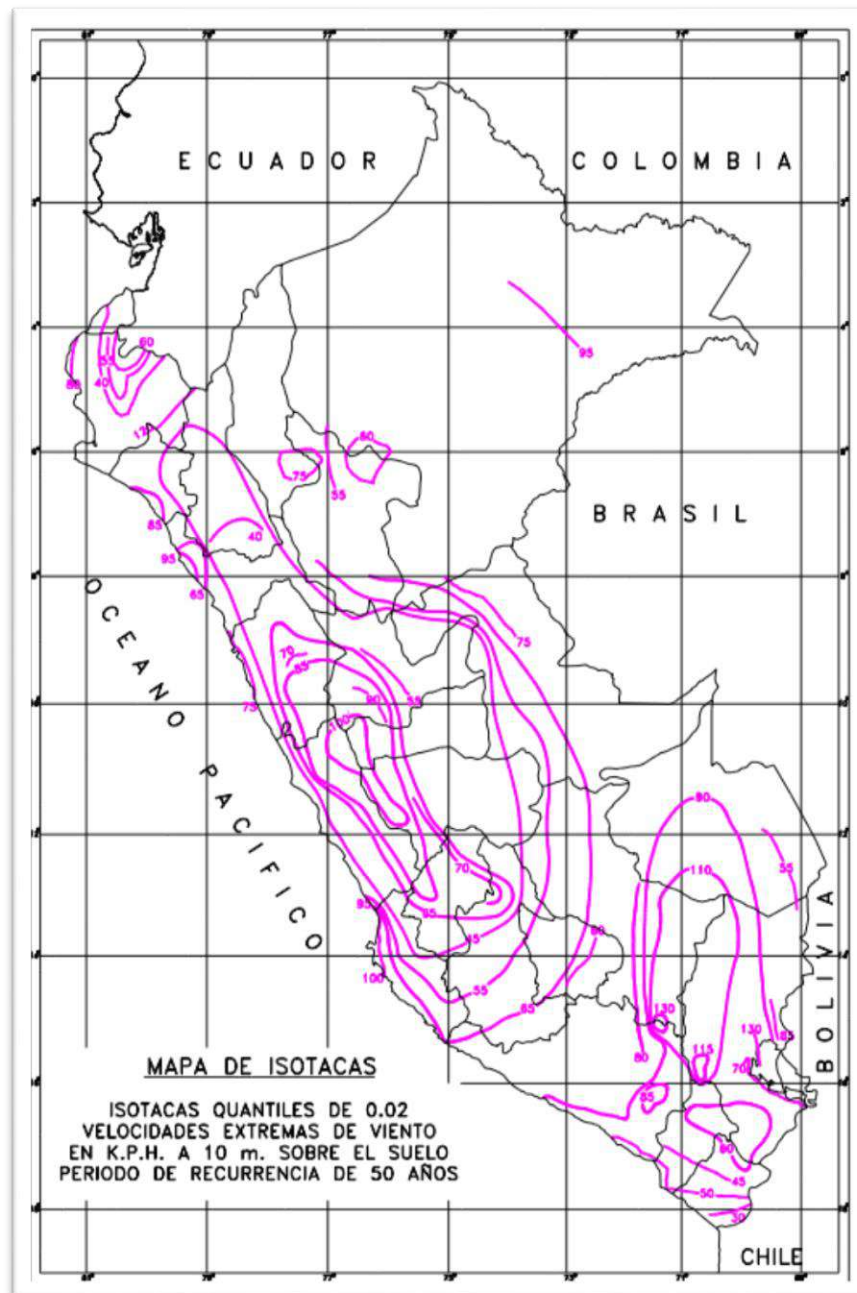


Fuente: Elaboración propia

Carga de viento

El Artículo 3.4.3.10 del Manual de Diseño de Puentes MTC-2018, define los parámetros y características de las presiones de viento requeridas para el diseño. Calcularemos la velocidad de diseño a la altura del puente mencionado.

Figura 61. Mapa eólico de la distribución de vientos en el Perú



Fuente: Tomado de ANEXO 2, Mapa eolico del Peru (p. 29), Norma Tecnica E.020 - Cargas, 2016.

Fuente: Elaboración propia

$$V_{30} := 85 \frac{km}{hr}$$

$$Z := 15 \text{ m}$$

$$V_B := 100 \text{ mph}$$

Tabla 8. Valores de V_o y Z_o ,

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBTERRÁNEO	ÁREA URBANA
$V_o(\text{km/h})$	13,2	17,6	19.3
$Z_o(\text{mm})$	70	1000	2500

Fuente: Elaboración propia

$$V_o := 8.20 \text{ mph} \quad Z_o := 0.23 \text{ ft}$$

$$V_{DZ} := \max \left(2.5 \cdot V_o \cdot \left(\frac{V_{30}}{V_B} \right) \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right), V_{30} \right)$$

$$V_{DZ} = 94.046 \frac{\text{km}}{\text{hr}}$$

Presiones de viento (WS)

- Presión básica:

$$V_B := 100 \text{ mph}$$

Tabla 9. Presiones Básicas de VB

COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA	CARGA A BARLOVENTO MPa	CARGA A SOTAVENTO MPa
Reticulados, columnas y arcos	0,0024	0,0012
Vigas	0,0024	NA
Grandes superficies planas	0,0019	NA

Fuente: Elaboración propia

$$P_{Bb} := 0.05 \text{ ksf} \quad P_{Db} := 0.025 \text{ ksf}$$

La carga de viento no será menor que 0.30 klf del barlovento, ni 0.15 klf del sotavento, para una componente en reticulado o arco.

- Presión barlovento:

$$P_{Db} := P_{Bb} \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad P_{Db} = 84.342 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$H_B := 0.65 \text{ m}$: Altura de las bridas inferiores y espesor de tablero

$$W_{SB} := \max(P_{Db} \cdot H_B, 0.30 \text{ klf}) \quad W_{SB} = 446.449 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

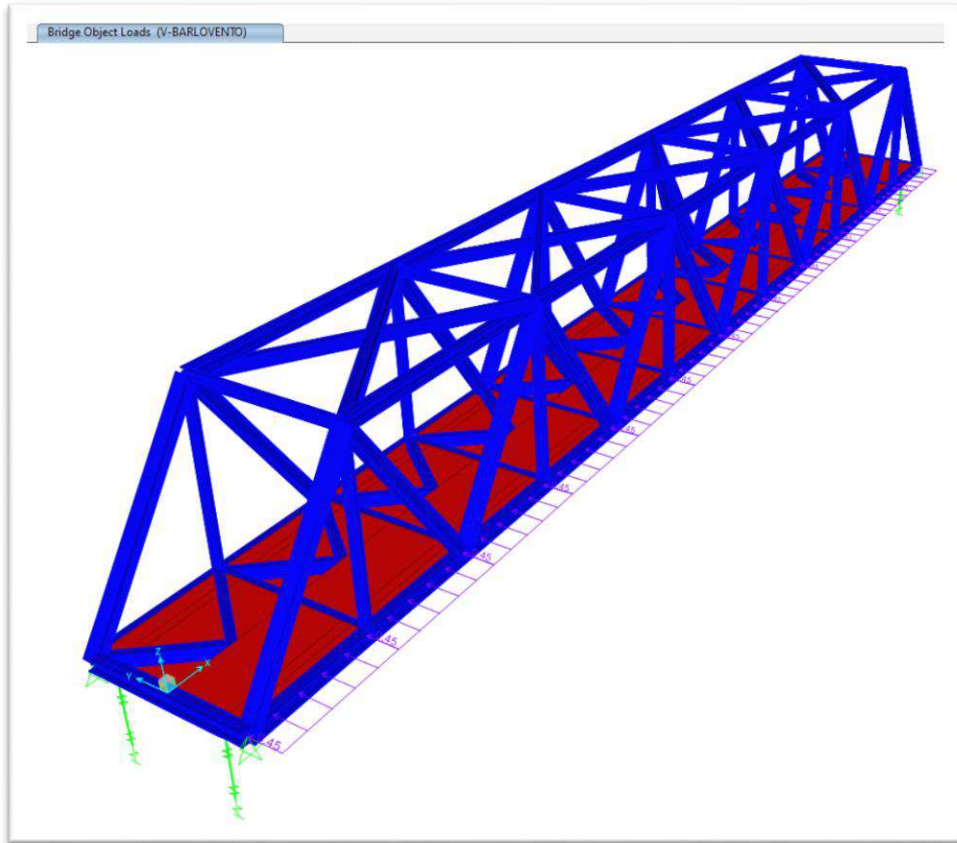
- Presión sotavento:

$$P_{Ds} := P_{Bs} \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad P_{Ds} = 42.171 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

$H_S := 0.65 \text{ m}$: Altura de las bridas inferiores y espesor de tablero

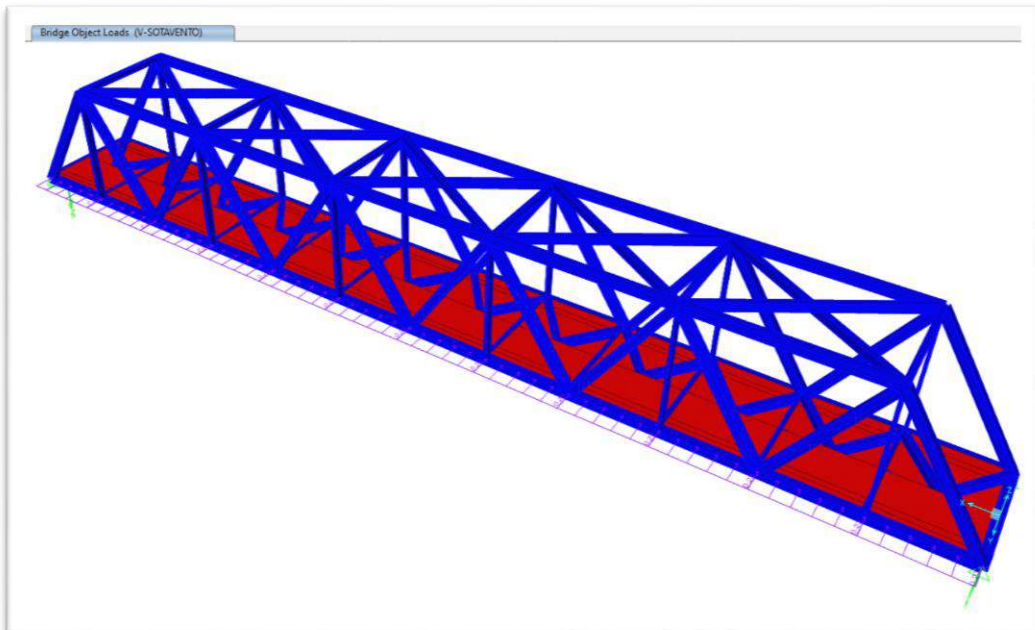
$$W_{SS} := \max(P_{Ds} \cdot H_S, 0.15 \text{ klf}) \quad W_{SS} = 223.225 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

Figura 62. Carga de viento (Barlovento)



Fuente: Elaboración propia

Figura 63. *Carga de viento (Sotavento)*



Fuente: Elaboración propia

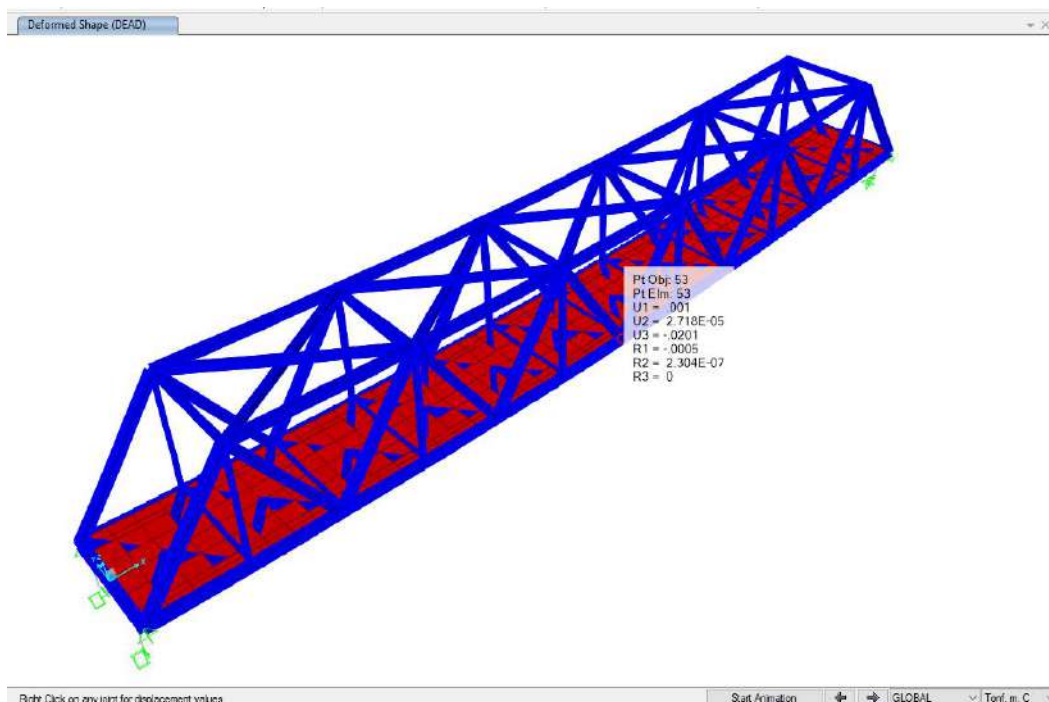
Deflexiones

Los puentes deben estar diseñados para evitar deformaciones, serán comprobados mediante deflexiones, relacionadas a su esbeltez que serán resultado del diseño que determinara que un comportamiento satisfactorio del puente, especifica en su acápite 2.9.1.4.4.5.1b.

Los tableros metálicos reticulados y otros tableros livianos metálicos y de concreto deben satisfacer requisitos de estados límites de servicio donde se considera los efectos de excesiva deformación del tablero incluyendo la deflexión causada por cargas vivas más la carga dinámica que no deben exceder los siguientes criterios. (Manual de Puentes MTC-2018, pág. 205).

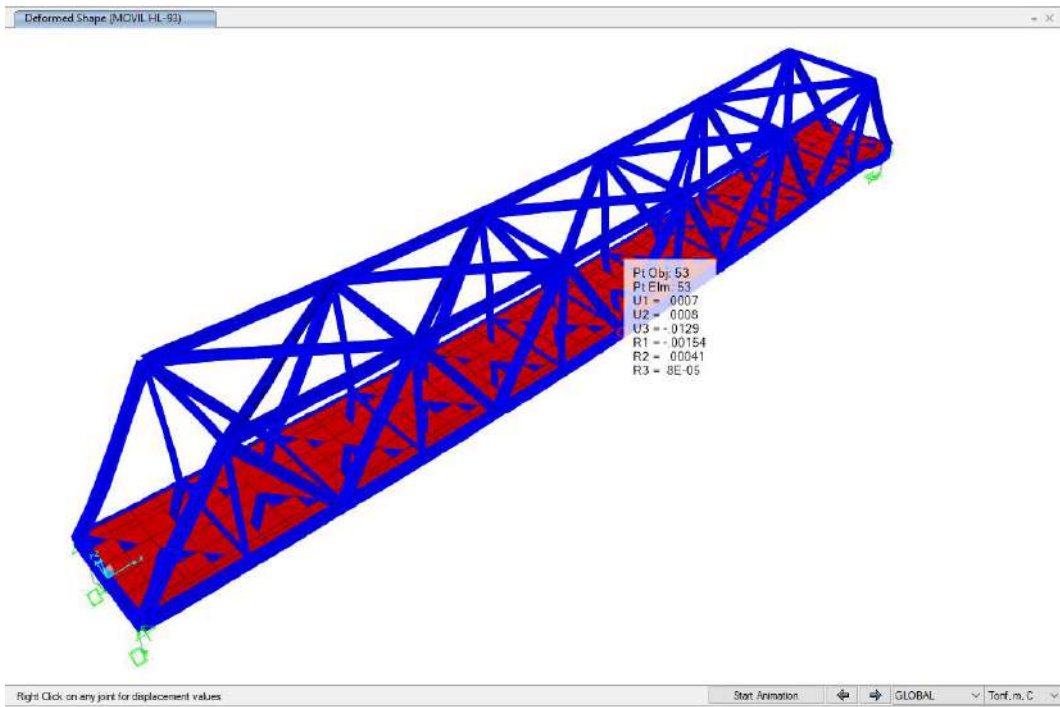
- $L/800$ carga vehicular general.
- $L/1000$ cargas vehiculares y peatonales.
- $L/300$ carga vehicular sobre voladizo.

Figura 64. Deflexión por peso propio (m)



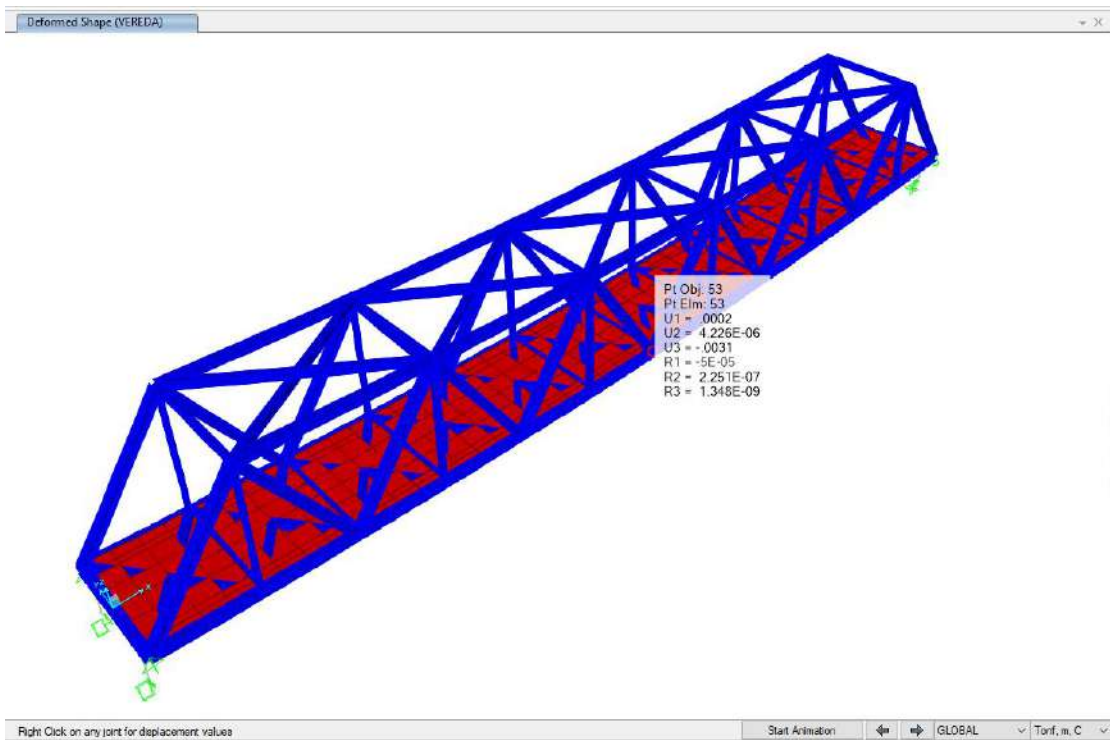
Fuente: Elaboración propia

Figura 65. Deflexión por carga vehicular HL-93 (m)



Fuente: Elaboración propia

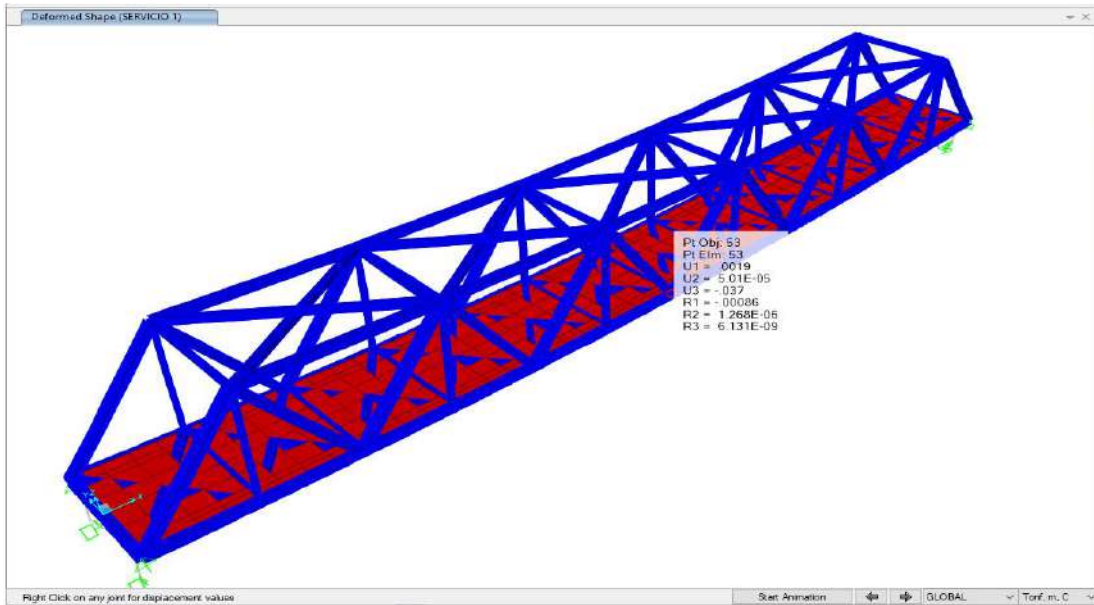
Figura 66. Deflexión por peso de vereda (m)



Fuente: Elaboración propia

De todas estas, se considera como condición crítica el caso de carga vehicular y peatonal, para lo cual verificaremos considerando la deflexión máxima $L/1000 = 48\text{m}/1000 = 4.8\text{cm}$.

Figura 67. Deflexión para estado de servicio (m)



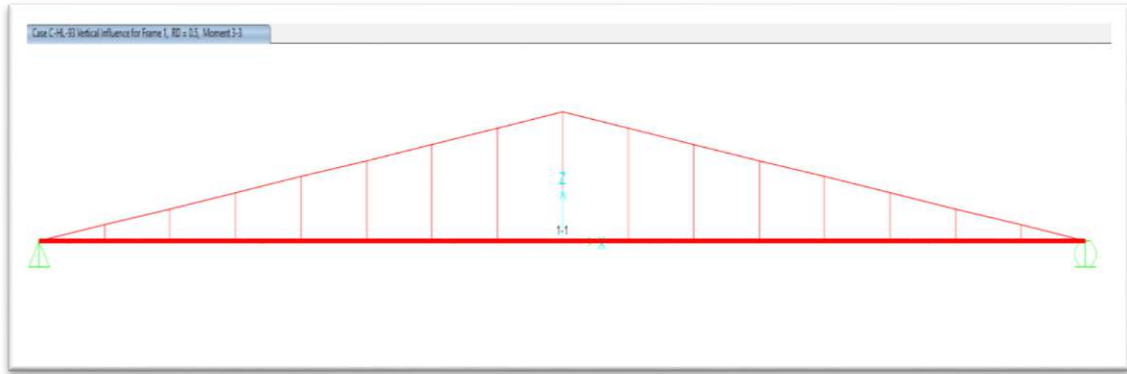
Fuente: Elaboración propia

Como podemos observar, la deflexión crítica es 3.70 cm lo cual es menor que el valor máximo permitido que es 4.80 cm, lo que nos permite afirmar que la estructura cumple con el chequeo de deflexiones.

Líneas de influencia

La línea de influencia se ha considerado el vehículo de diseño HL-93, considerado para la carga unitaria móvil para diferentes posiciones a lo largo de la vida útil del puente.

Figura 68. Líneas de influencia para el tramo del puente (48 m)



Fuente: Elaboración propia

Figura 69. Líneas de influencia en el CSI Bridge

Case C-HL-93 Vertical Influence for Frame 1, RD = 0.5, Moment 3-3

Influence Data									
	Lane	Station	Sta. Dist	Ordinate	Ord. Dist	Global X	Global Y	Global Z	Influence /
			m		m	m	m	m	Tonf-m
1	LANE1	1	0.	1	0.	-24.	0.	0.	0.
2	LANE1	2	3.	1	0.	-21.	0.	0.	1.5
3	LANE1	3	6.	1	0.	-18.	0.	0.	3.
4	LANE1	4	9.	1	0.	-15.	0.	0.	4.5
5	LANE1	5	12.	1	0.	-12.	0.	0.	6.
6	LANE1	6	15.	1	0.	-9.	0.	0.	7.5
7	LANE1	7	18.	1	0.	-6.	0.	0.	9.
8	LANE1	8	21.	1	0.	-3.	0.	0.	10.5
9	LANE1	9	24.	1	0.	0.	0.	0.	12.
10	LANE1	10	27.	1	0.	3.	0.	0.	10.5
11	LANE1	11	30.	1	0.	6.	0.	0.	9.
12	LANE1	12	33.	1	0.	9.	0.	0.	7.5
13	LANE1	13	36.	1	0.	12.	0.	0.	6.
14	LANE1	14	39.	1	0.	15.	0.	0.	4.5
15	LANE1	15	42.	1	0.	18.	0.	0.	3.
16	LANE1	16	45.	1	0.	21.	0.	0.	1.5
17	LANE1	17	48.	1	0.	24.	0.	0.	-3.553E-15

Copy To Clipboard: Copy Entire Table, Copy Selected Cells. Units: Tonf, m, C. Done

Fuente: Elaboración propia

Combinaciones de carga

El manual de diseño de puentes establece las cargas y factores de cargas se calculan según lo descrito en el ítem 3.4. AASHTO, indicando cada factor como:

$$Q = \sum ni * yi * Qi$$

Donde:

ni : Modificador de cargas.

yi : Factores de carga.

Qi : Solicitaciones de carga.

Figura 70. Combinaciones de carga LRFD

Combinaciones de Cargas Estado Limite	DC														
	DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γp	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA II	γp	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA III	γp	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA IV	γp	--	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	--	--	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA V	γp	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
EVENTO EXTREMO I	1.00	γEQ	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	--	
EVENTO EXTREMO II	γp	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.0	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	1.00/ 1.20	--	--	--	--	--	--	--	
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	--	--	1.00	1.00/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/ 1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FATIGA II – Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	

Fuente: Tomado de Capítulo 2, Combinaciones y factores de carga (p. 133), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Figura 71. Factores de carga para cargas permanentes

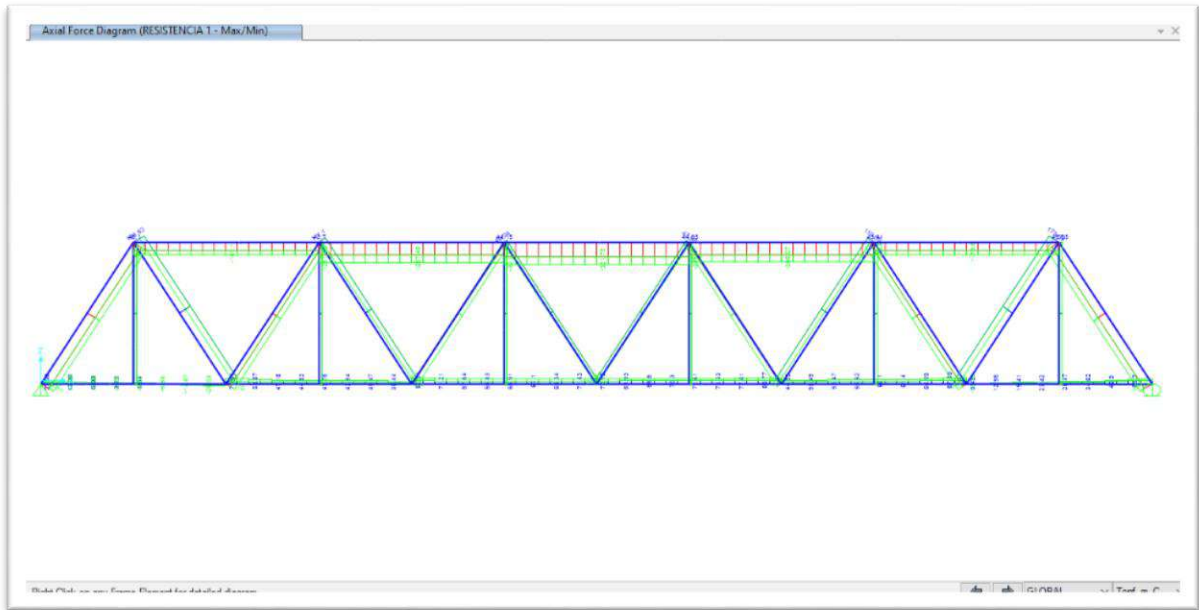
Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag)	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y Auxiliares.	1.25	0.90
DC: Resistencia IV Solamente.	1.50	0.90
DD: Downdrag Pilotes, α Método de Tomlinson.	1.40	0.25
Pilotes, λ Método.	1.05	0.30
Pilotes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

Fuente: Tomado de Capítulo 2, Factores de carga y cargas permanentes (p. 134), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Verificación de la Superestructura

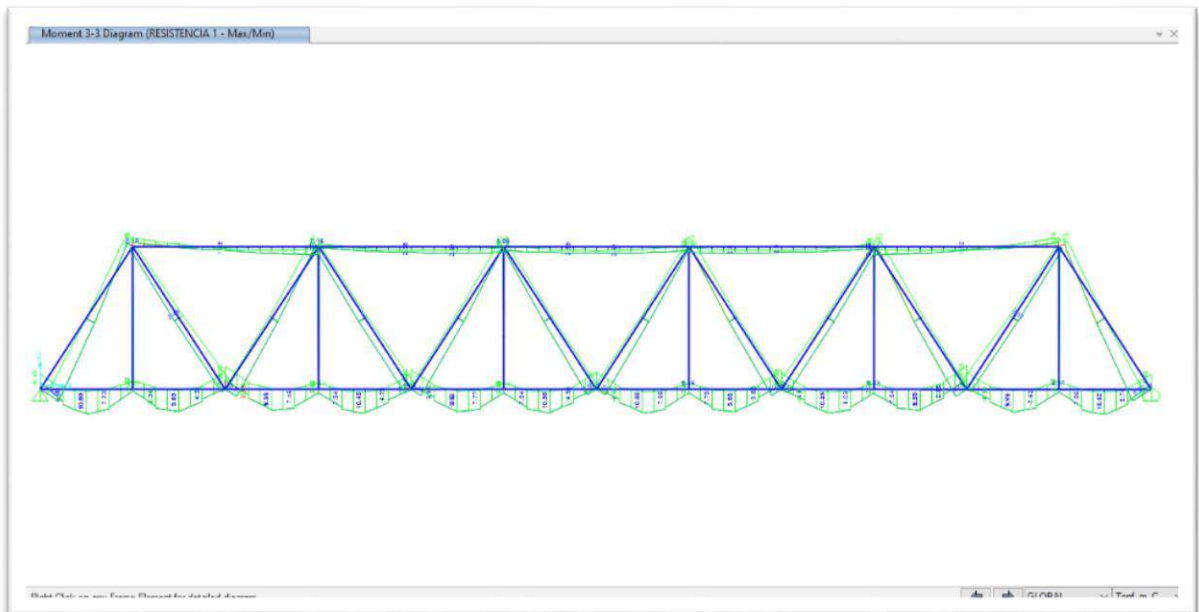
Una estructura reticular o reticulada denominada también vigas de celosía (También conocida como estructura de barras) está formada por un conjunto de barras interconectadas y entrecruzadas unidas por medio de nudos articulados o rígidos formando triángulos.

Figura 72. Cargas axiales (Resistencia I)



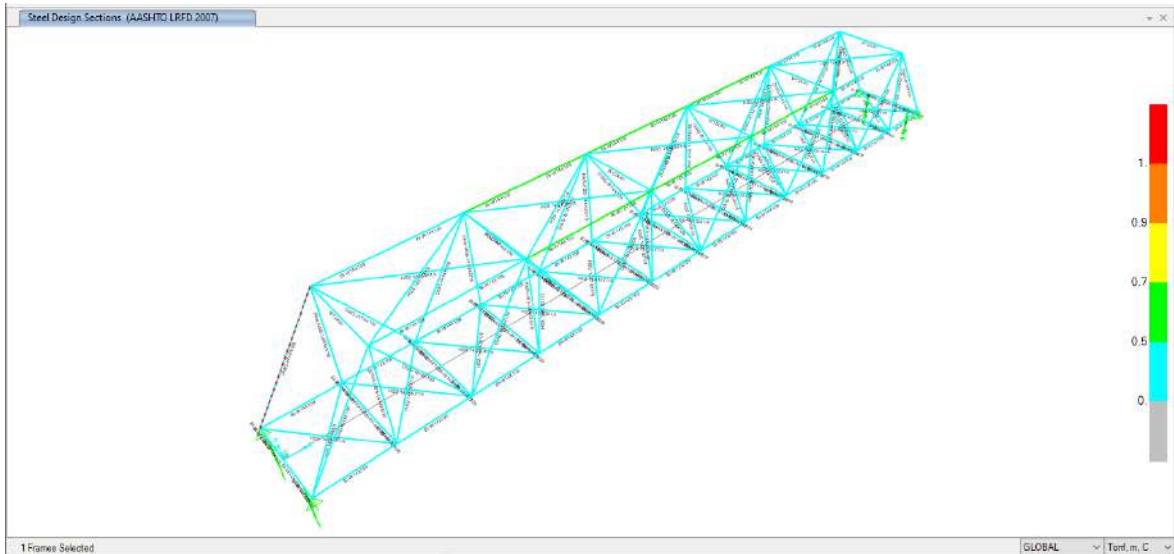
Fuente: Elaboración propia

Figura 73. Diagrama de momentos (Resistencia I)



Fuente: Elaboración propia

Figura 74. Barra diagonal para diseño (resistencia I)

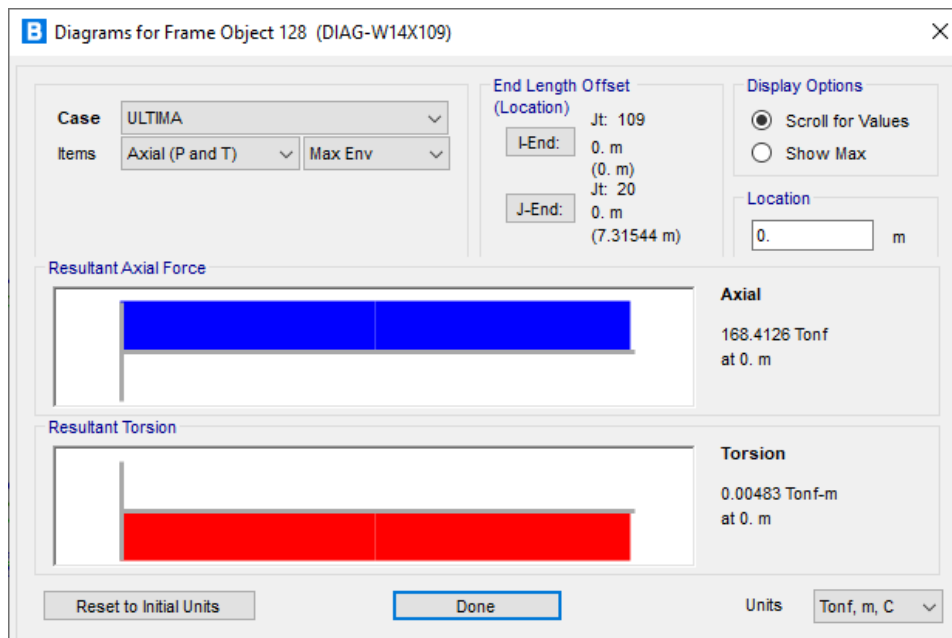


Fuente: Elaboración propia

Diseño de diagonales

- Miembros a Tracción – Diagonal W14X109

Figura 75. Carga Axial $PU=168.41$ Tonf



Fuente: Elaboración propia

Material: A-36

$$f'y = 36 \text{ ksi } fu = 65 \text{ ksi } G = 29000 \text{ ksi}$$

Características de la Sección:

$$\begin{aligned} Ag &= 32 \text{ in}^2 \quad ry = 3.73 \text{ in} \quad Sw = 154 \text{ in}^4 \\ d &= 14.3 \text{ in} \quad Zy = 92.7 \text{ in}^3 \quad Qf = 40.7 \text{ in}^3 \\ tw &= 0.525 \text{ in} \quad ho = 13.5 \text{ in} \quad Qw = 94.8 \text{ in}^3 \\ bf &= 14.6 \text{ in} \quad J = 7.12 \text{ in}^4 \quad Zx = 192 \text{ in}^3 \\ tf &= 0.86 \text{ in} \quad Cw = 20200 \text{ in}^6 \quad Iy = 477 \text{ in}^4 \\ Ix &= 1240 \text{ in}^4 \quad a = 85.71 \text{ in} \quad Sy = 61.2 \text{ in}^3 \\ Sx &= 173 \text{ in}^3 \quad Wno = 49.11 \text{ in}^2 \quad rx = 6.22 \text{ in} \end{aligned}$$

Resistencia por fluencia de la sección:

$$Pn = f'y * Ag \quad Pnt = \phi * Fy * Ag \quad \text{Ecu. 1 (6.8.2.1)}$$

$$Pnt = 0.95 * 2531.05 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 204.33 \text{ cm}^2$$

$$Pnt = 491310.97 \text{ kgf}$$

$$Pnt = 491.31 \text{ tonf} \quad Pnt > Pu \dots \dots \dots Ok$$

Figura 76. Factores de Resistencia

Factores para el Estado Limite de Resistencia	
Para flexión	$\phi = 1.00$
Para cortante	$\phi = 1.00$
Para compresión axial	$\phi = 0.95$
Para tensión, fractura en la sección	$\phi = 0.80$
Para tensión, fractura en la sección bruta	$\phi = 0.95$

Fuente: Tomado de Capitulo 6, Factores de resistencia (p. 6-30), por Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

Resistencia por fractura de la sección:

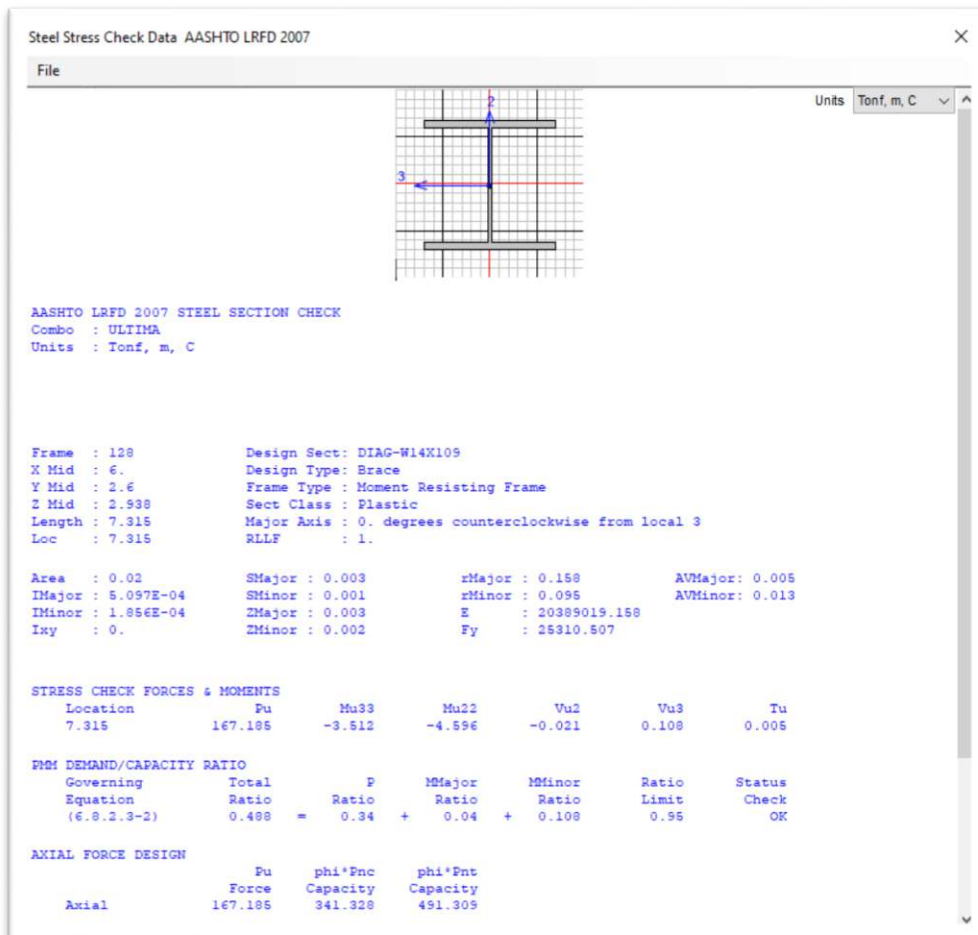
$$P_n = F_u * A_e \quad P_{nc} = \phi_t * F_u * A_e \quad \text{Ecu. 1 (6.8.2.1)}$$

$$P_{nc} = 341.35 \text{ tonf} \quad P_{nc} > P_u \dots \dots \dots \text{Ok}$$

Resistencia a la tracción factorizada:

$$P_r = \min(\phi * F_y * A_g, \phi_t * F_u * A_e)$$

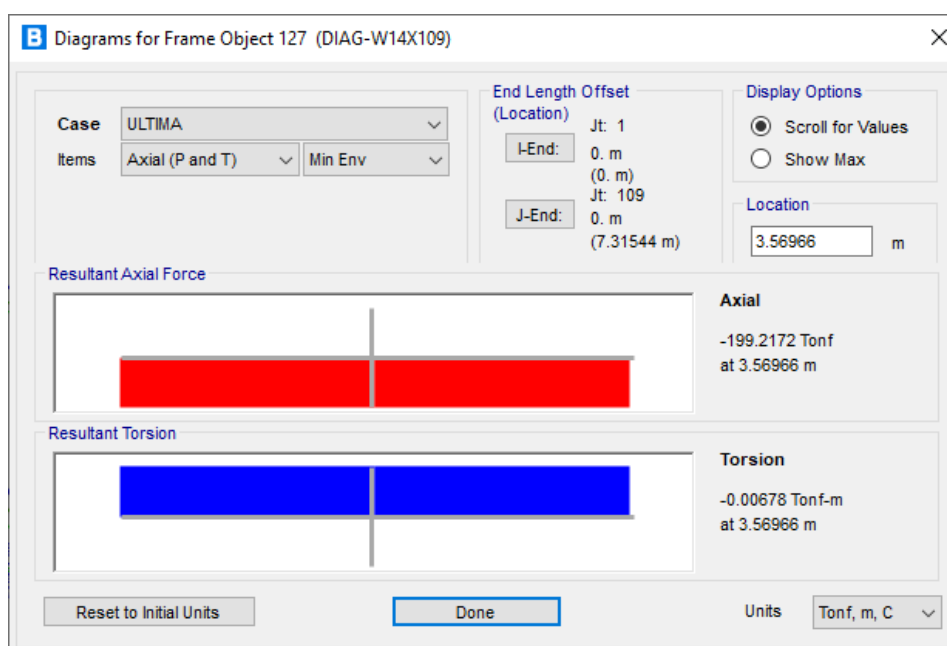
Figura 77. Steel Stress Check Data AASHTO LRFD 2007



Fuente: Elaboración propia

- Miembros a Compresión – Diagonal W14X109

Figura 78. Carga Axial PU=199.22 Tonf



Fuente: Elaboración propia

Revisión de la clasificación del perfil:

$$\frac{h}{tw} = 21.7 < 1.49 * \sqrt{\frac{E}{f'y}} \text{ Ecu. 1 (6.9.2.1)}$$

$$\frac{h}{tw} = 21.7 < 1.49 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

21.7 < 42.29 ... ok cumple "Perfil no esbelto"

$$\frac{bf}{2tf} = 8.49 < 0.56 * \sqrt{\frac{E}{f'y}}$$

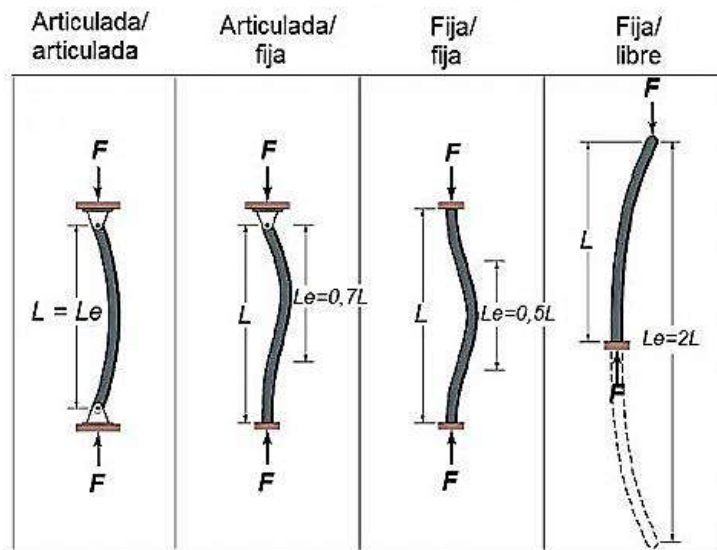
$$\frac{bf}{2tf} = 8.49 < 0.56 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

8.49 < 15.89 ... ok cumple "Perfil no esbelto"

Verificación de la resistencia a la compresión por pandeo flexible:

Figura 79. Factor de esbeltez

Condiciones de apoyo en los extremos



Fuente: Tomado de https://ikastaroak.birt.eus/edu/argitalpen/backupa/20200331/1920k/es/DFM/DPM/DPM04/es_DFM_DPM04_Contenidos/website_71_longitud_de_pandeo_ik_y_e_sbeltez.html, por BIRTLH, 2016.

$$\frac{KL}{ry} = * \frac{1 * 288.19 \text{ in}}{3.73 \text{ in}} = 77.26$$

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{ry}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 29000 \text{ ksi}}{(3.73)^2}$$

$$Fe = 47.95 \text{ ksi}$$

$$Fcr = \left(0.658 * \frac{f'y}{Fe}\right) * f'y = \left(0.658 * \frac{36 \text{ ksi}}{47.95 \text{ ksi}}\right) * 36 \text{ ksi}$$

$$Fcr = 17.79 \text{ ksi}$$

$$Pr = \phi * Ag * Fcr$$

$$Pr = 0.9 * 32 \text{ in}^2 * 17.79 \text{ ksi}$$

$$Pr = 512.23 \text{ kip}$$

440.52 kip < 512.23 kip ... ok cumple "Capacidad carga"

Verificación de la compacidad:

Para el ala de la sección.

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{14.6 \text{ in}}{2 * 0.86 \text{ in}}$$

$$\lambda_f = 8.49$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 * \sqrt{\frac{E}{f'y}} = 0.38 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

$$\lambda_{pf} = 10.79$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 * \sqrt{\frac{E}{f'y}} = 1.0 * \sqrt{\frac{29000 \text{ ksi}}{36 \text{ ksi}}}$$

$$\lambda_{rf} = 28.38$$

$\lambda < \lambda_p$... seccion compacta

Se ha realizado el cálculo de todos los elementos estructurales, teniendo los siguientes ratios como resultado.

Figura 80. Ratios de diseño



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10. Resultados de los ratios de las secciones:

TABLE: Steel Design 1 - Summary Data - AASHTO-LRFD-2007					
Frame	DesignSect	DesignType	Ratio	Combo	Location
Text	Text	Text	Unitless	Text	cm
3	BI-W14X109	Beam	0.183624	ULTIMA	0
4	BI-W14X109	Beam	0.266387	ULTIMA	0
6	BI-W14X109	Beam	0.163606	ULTIMA	0
7	BI-W14X109	Beam	0.150491	ULTIMA	30
8	BI-W14X109	Beam	0.338682	ULTIMA	180
9	BI-W14X109	Beam	0.338669	ULTIMA	0
10	BI-W14X109	Beam	0.175538	ULTIMA	0
11	BI-W14X109	Beam	0.165739	ULTIMA	50
12	BI-W14X109	Beam	0.09814	ULTIMA	0
13	BI-W14X109	Beam	0.105755	ULTIMA	30
14	BI-W14X109	Beam	0.241904	ULTIMA	180
15	BI-W14X109	Beam	0.245145	ULTIMA	0
16	BI-W14X109	Beam	0.110369	ULTIMA	0
17	BI-W14X109	Beam	0.098255	ULTIMA	50
18	BI-W14X109	Beam	0.114856	ULTIMA	0
19	BI-W14X109	Beam	0.130014	ULTIMA	30
20	BI-W14X109	Beam	0.25322	ULTIMA	180
21	BI-W14X109	Beam	0.257329	ULTIMA	0
22	BI-W14X109	Beam	0.136586	ULTIMA	0
23	BI-W14X109	Beam	0.113817	ULTIMA	50
24	BI-W14X109	Beam	0.096028	ULTIMA	0
25	BI-W14X109	Beam	0.107647	ULTIMA	30
26	BI-W14X109	Beam	0.243636	ULTIMA	180
27	BI-W14X109	Beam	0.245835	ULTIMA	0
28	BI-W14X109	Beam	0.112861	ULTIMA	0
29	BI-W14X109	Beam	0.094685	ULTIMA	50
30	BI-W14X109	Beam	0.11412	ULTIMA	0
31	BI-W14X109	Beam	0.121143	ULTIMA	30
32	BI-W14X109	Beam	0.25438	ULTIMA	180

33	BI-W14X109	Beam	0.25754	ULTIMA	0
34	BI-W14X109	Beam	0.128268	ULTIMA	0
35	BI-W14X109	Beam	0.111485	ULTIMA	50
36	BI-W14X109	Beam	0.096424	ULTIMA	0
37	BI-W14X109	Beam	0.112508	ULTIMA	30
38	BI-W14X109	Beam	0.24752	ULTIMA	180
39	BI-W14X109	Beam	0.248601	ULTIMA	0
40	BI-W14X109	Beam	0.116369	ULTIMA	0
41	BI-W14X109	Beam	0.095159	ULTIMA	50
42	BI-W14X109	Beam	0.113535	ULTIMA	0
43	BI-W14X109	Beam	0.113156	ULTIMA	30
44	BI-W14X109	Beam	0.255796	ULTIMA	180
45	BI-W14X109	Beam	0.256407	ULTIMA	0
46	BI-W14X109	Beam	0.117459	ULTIMA	0
47	BI-W14X109	Beam	0.111802	ULTIMA	50
48	BI-W14X109	Beam	0.096041	ULTIMA	0
49	BI-W14X109	Beam	0.113714	ULTIMA	30
50	BI-W14X109	Beam	0.247809	ULTIMA	180
51	BI-W14X109	Beam	0.247703	ULTIMA	0
52	BI-W14X109	Beam	0.115125	ULTIMA	0
53	BI-W14X109	Beam	0.095543	ULTIMA	50
54	BI-W14X109	Beam	0.112727	ULTIMA	0
55	BI-W14X109	Beam	0.124464	ULTIMA	30
56	BI-W14X109	Beam	0.256308	ULTIMA	180
57	BI-W14X109	Beam	0.255606	ULTIMA	0
58	BI-W14X109	Beam	0.12496	ULTIMA	0
59	BI-W14X109	Beam	0.112863	ULTIMA	50
60	BI-W14X109	Beam	0.095099	ULTIMA	0
61	BI-W14X109	Beam	0.110503	ULTIMA	30
62	BI-W14X109	Beam	0.244425	ULTIMA	180
63	BI-W14X109	Beam	0.243809	ULTIMA	0
64	BI-W14X109	Beam	0.109837	ULTIMA	0
65	BI-W14X109	Beam	0.095621	ULTIMA	50

66	BI-W14X109	Beam	0.113106	ULTIMA	0
67	BI-W14X109	Beam	0.134968	ULTIMA	30
68	BI-W14X109	Beam	0.255543	ULTIMA	180
69	BI-W14X109	Beam	0.254932	ULTIMA	0
70	BI-W14X109	Beam	0.131544	ULTIMA	0
71	BI-W14X109	Beam	0.115596	ULTIMA	50
72	BI-W14X109	Beam	0.097352	ULTIMA	0
73	BI-W14X109	Beam	0.10955	ULTIMA	30
74	BI-W14X109	Beam	0.242696	ULTIMA	180
75	BI-W14X109	Beam	0.242372	ULTIMA	0
76	BI-W14X109	Beam	0.106958	ULTIMA	0
77	BI-W14X109	Beam	0.099019	ULTIMA	50
78	BI-W14X109	Beam	0.16321	ULTIMA	0
79	BI-W14X109	Beam	0.183208	ULTIMA	30
80	BI-W14X109	Beam	0.35871	ULTIMA	180
81	BI-W14X109	Beam	0.35845	ULTIMA	0
82	BI-W14X109	Beam	0.178175	ULTIMA	0
83	BI-W14X109	Beam	0.166129	ULTIMA	50
84	BI-W14X109	Beam	0.159417	ULTIMA	400
85	BI-W14X109	Beam	0.215323	ULTIMA	0
86	BI-W14X109	Beam	0.173311	ULTIMA	200
87	BI-W14X109	Beam	0.193481	ULTIMA	0
88	BI-W14X109	Beam	0.195081	ULTIMA	200
89	BI-W14X109	Beam	0.197143	ULTIMA	200
90	BI-W14X109	Beam	0.202787	ULTIMA	400
91	BI-W14X109	Beam	0.183279	ULTIMA	200
92	BI-W14X109	Beam	0.233654	ULTIMA	400
93	BI-W14X109	Beam	0.161132	ULTIMA	0
94	BI-W14X109	Beam	0.203113	ULTIMA	400
96	BI-W14X109	Beam	0.164687	ULTIMA	200
97	BI-W14X109	Beam	0.338369	ULTIMA	0
98	BI-W14X109	Beam	0.198171	ULTIMA	200
99	BI-W14X109	Beam	0.217591	ULTIMA	0

100	BI-W14X109	Beam	0.209338	ULTIMA	200
101	BI-W14X109	Beam	0.207958	ULTIMA	200
102	BI-W14X109	Beam	0.208143	ULTIMA	400
103	BI-W14X109	Beam	0.186922	ULTIMA	200
104	BI-W14X109	Beam	0.23478	ULTIMA	400
105	BI-W14X109	Beam	0.160207	ULTIMA	0
106	BI-W14X109	Beam	0.208985	ULTIMA	400
107	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.574216	ULTIMA	0
109	DIAG-W14X109	Brace	0.834881	ULTIMA	0
110	DIAG-W14X109	Brace	0.482418	ULTIMA	731.544
111	DIAG-W14X109	Brace	0.547727	ULTIMA	0
112	DIAG-W14X109	Brace	0.347637	ULTIMA	731.544
113	DIAG-W14X109	Brace	0.373089	ULTIMA	0
114	DIAG-W14X109	Brace	0.218285	ULTIMA	731.544
115	DIAG-W14X109	Brace	0.220291	ULTIMA	0
116	DIAG-W14X109	Brace	0.379917	ULTIMA	731.544
117	DIAG-W14X109	Brace	0.356081	ULTIMA	0
119	DIAG-W14X109	Brace	0.561082	ULTIMA	731.544
120	DIAG-W14X109	Brace	0.49249	ULTIMA	0
121	DIAG-W14X109	Brace	0.846557	ULTIMA	731.544
122	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.51823	ULTIMA	0
123	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.534954	ULTIMA	0
124	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.544666	ULTIMA	0
125	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.542387	ULTIMA	0
126	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.593993	ULTIMA	0
127	DIAG-W14X109	Brace	0.833866	ULTIMA	0
128	DIAG-W14X109	Brace	0.487532	ULTIMA	731.544
129	DIAG-W14X109	Brace	0.565793	ULTIMA	0
130	DIAG-W14X109	Brace	0.362574	ULTIMA	731.544
131	DIAG-W14X109	Brace	0.390198	ULTIMA	0
132	DIAG-W14X109	Brace	0.230694	ULTIMA	731.544
133	DIAG-W14X109	Brace	0.228849	ULTIMA	0
134	DIAG-W14X109	Brace	0.383289	ULTIMA	731.544

135	DIAG-W14X109	Brace	0.354216	ULTIMA	0
136	DIAG-W14X109	Brace	0.552386	ULTIMA	731.544
137	DIAG-W14X109	Brace	0.477582	ULTIMA	0
138	DIAG-W14X109	Brace	0.820842	ULTIMA	731.544
139	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.569833	ULTIMA	0
140	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.552562	ULTIMA	0
141	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.567219	ULTIMA	0
142	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.557629	ULTIMA	0
143	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.528517	ULTIMA	0
144	PAR-HSS-14X4X5/16	Column	0.549676	ULTIMA	0
145	W12X40	Beam	0.177228	ULTIMA	0
146	W12X40	Beam	0.305372	ULTIMA	520
147	W12X40	Beam	0.414616	ULTIMA	520
148	W12X40	Beam	0.414743	ULTIMA	520
149	W12X40	Beam	0.305567	ULTIMA	0
150	W12X40	Beam	0.176843	ULTIMA	0
151	BI-W14X109	Beam	0.6171	ULTIMA	0
152	BI-W14X109	Beam	0.602054	ULTIMA	400
153	BI-W14X109	Beam	0.894731	ULTIMA	400
154	BI-W14X109	Beam	0.905026	ULTIMA	300
155	BI-W14X109	Beam	1.001921	ULTIMA	300
156	BI-W14X109	Beam	1.002494	ULTIMA	100
157	BI-W14X109	Beam	0.901562	ULTIMA	100
158	BI-W14X109	Beam	0.89055	ULTIMA	50
159	BI-W14X109	Beam	0.597498	ULTIMA	0
160	BI-W14X109	Beam	0.609488	ULTIMA	400
161	BI-W14X109	Beam	0.598819	ULTIMA	0
162	BI-W14X109	Beam	0.591559	ULTIMA	400
163	BI-W14X109	Beam	0.879875	ULTIMA	400
164	BI-W14X109	Beam	0.891748	ULTIMA	300
165	BI-W14X109	Beam	0.988827	ULTIMA	250
166	BI-W14X109	Beam	0.988944	ULTIMA	150
167	BI-W14X109	Beam	0.895189	ULTIMA	100

168	BI-W14X109	Beam	0.884075	ULTIMA	0
169	BI-W14X109	Beam	0.595939	ULTIMA	0
170	BI-W14X109	Beam	0.606003	ULTIMA	400
171	HSS 14X10X1/4	Beam	0.442124	ULTIMA	0
172	HSS 14X10X1/4	Beam	0.631334	ULTIMA	0
173	HSS 14X10X1/4	Beam	0.685815	ULTIMA	954.149
174	HSS 14X10X1/4	Beam	0.629072	ULTIMA	954.149
175	HSS 14X10X1/4	Beam	0.42952	ULTIMA	954.149
176	HSS 14X10X1/4	Beam	0.441349	ULTIMA	0
177	HSS 14X10X1/4	Beam	0.612449	ULTIMA	0
178	HSS 14X10X1/4	Beam	0.697	ULTIMA	0
179	HSS 14X10X1/4	Beam	0.614678	ULTIMA	954.149
180	HSS 14X10X1/4	Beam	0.453963	ULTIMA	954.149
1	HSS 14X10X1/4	Beam	0.371105	ULTIMA	328.024
2	HSS 14X10X1/4	Beam	0.343358	ULTIMA	328.024
5	HSS 14X10X1/4	Beam	0.364904	ULTIMA	328.024
95	HSS 14X10X1/4	Beam	0.349081	ULTIMA	328.024
108	HSS 14X10X1/4	Beam	0.368984	ULTIMA	328.024
118	HSS 14X10X1/4	Beam	0.375925	ULTIMA	328.024
181	HSS 14X10X1/4	Beam	0.352743	ULTIMA	328.024
182	HSS 14X10X1/4	Beam	0.381545	ULTIMA	328.024
183	HSS 14X10X1/4	Beam	0.344146	ULTIMA	328.024
184	HSS 14X10X1/4	Beam	0.3953	ULTIMA	328.024
185	HSS 14X10X1/4	Beam	0.366809	ULTIMA	328.024
186	HSS 14X10X1/4	Beam	0.366059	ULTIMA	328.024
187	HSS 14X10X1/4	Beam	0.374303	ULTIMA	328.024
188	HSS 14X10X1/4	Beam	0.350758	ULTIMA	328.024
189	HSS 14X10X1/4	Beam	0.375633	ULTIMA	328.024
190	HSS 14X10X1/4	Beam	0.370836	ULTIMA	328.024
191	HSS 14X10X1/4	Beam	0.351058	ULTIMA	328.024
192	HSS 14X10X1/4	Beam	0.370607	ULTIMA	328.024
193	HSS 14X10X1/4	Beam	0.364069	ULTIMA	328.024
194	HSS 14X10X1/4	Beam	0.363329	ULTIMA	328.024

195	HSS 14X10X1/4	Beam	0.345131	ULTIMA	328.024
196	HSS 14X10X1/4	Beam	0.372177	ULTIMA	328.024
197	HSS 14X10X1/4	Beam	0.342483	ULTIMA	328.024
198	HSS 14X10X1/4	Beam	0.378156	ULTIMA	328.024

Diseño de conexiones

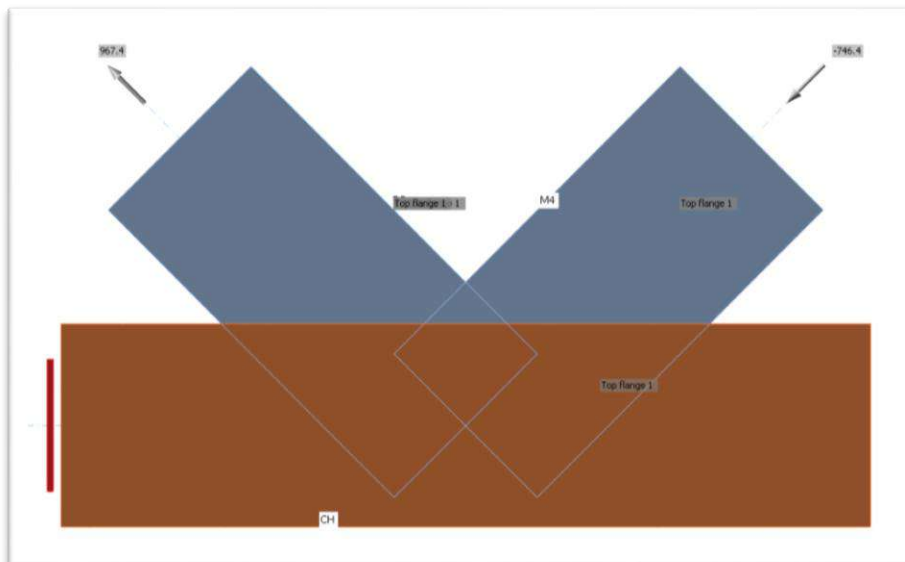
Para los elementos a tracción y compresión de la superestructura se realizará el diseño mediante conexiones empernadas con tornillos de alta resistencia.

Los resultados serán extraídos del programa CSI Bridge, del diagrama de fuerzas axiales, las cuales nos detallarán las fuerzas de miembros a tensión y compresión.

- **Calculo del número de pernos.**

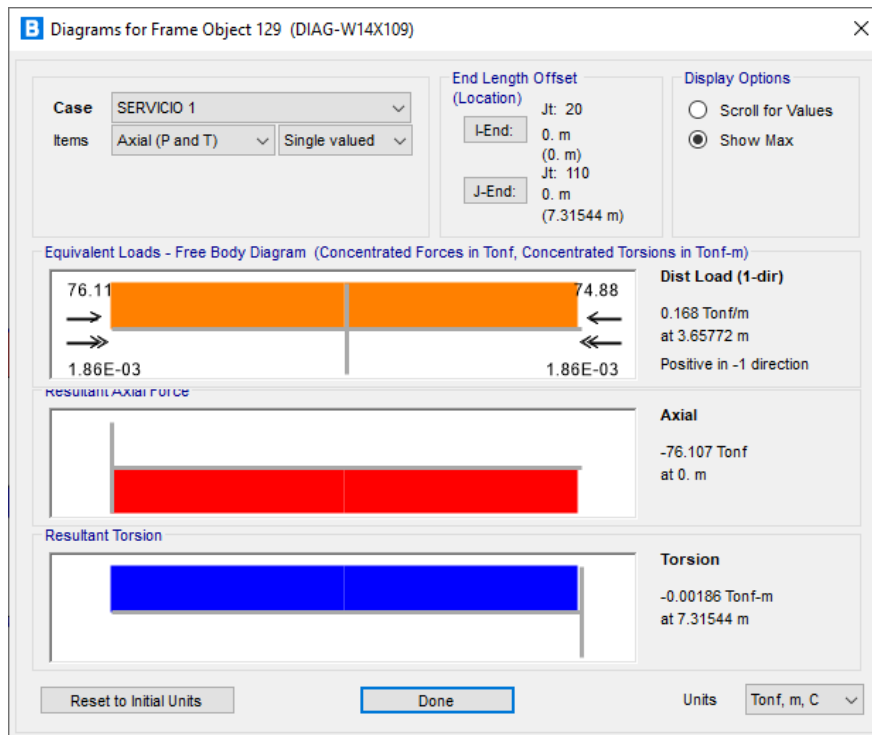
Analizaremos el elemento de diagonales:

Figura 81. *Diagrama de diagonal y bridas*



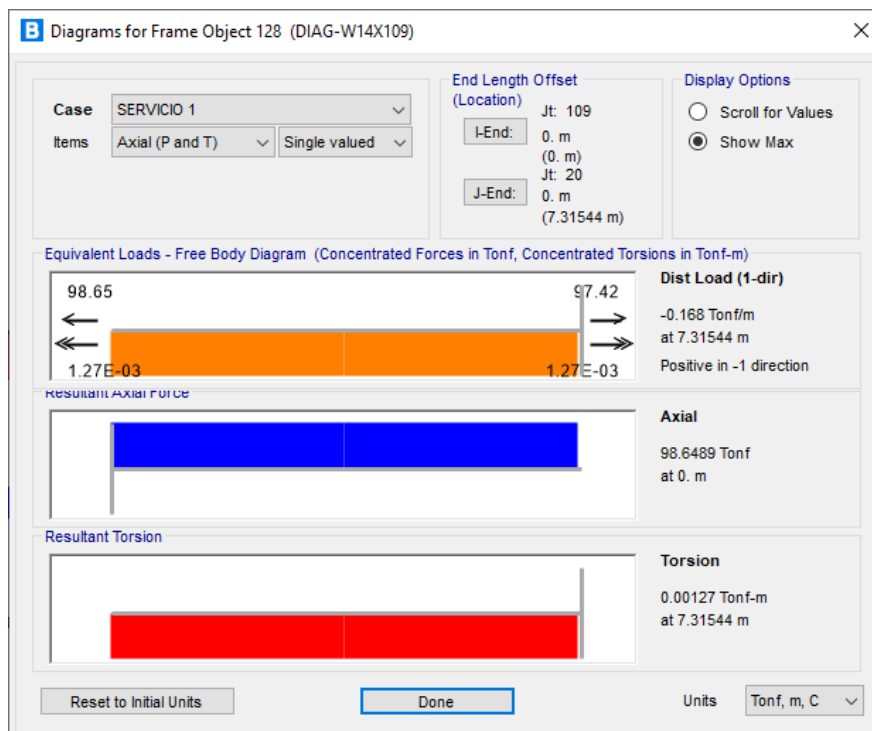
Fuente: Elaboración propia

Figura 82. Fuerza Axial (Compresión -76.11 tn)



Fuente: Elaboración propia

Figura 83. Fuerza Axial (Tracción 98.65 tn)



Fuente: Elaboración propia

Para el diseño asumimos la fuerza a tracción de 98.65 tn.

Asumimos pernos de 5/8" de resistencia ya sea ASTM A-325 o ASTM A-490.

Tabla 11. Resistencia de diseño de tornillos

Diámetro pulg	D (mm)	Área (cm ²)	A325 (ØRn)	A490 (ØRn)
3/8"	9.5	0.71		
1/2"	12.7	1.27	6029	7568
5/8"	15.9	1.99	9448	11858
3/4"	19.1	2.87	13625	17102
7/8"	22.2	3.87	18373	23030
1"	25.4	5.07	24070	30211
1 1/8"	28.6	6.42	30479	38255
1 1/4"	31.8	7.94	37695	47312
1 3/8"	34.9	9.57	45434	57025
1 1/2"	38.1	11.4	54122	67930

Fuente:

Tomado

<http://materiales.azc.uam.mx/gjl/Clases/ELEMACERO/S2.pdf>,

AZCAPOTZALCO Elementos de acero, 2018.

de
por

$$Nd = 98.65 \text{ tn}$$

$$\text{Ø}t = 5/8" (15.90 \text{ mm})$$

$$\text{Ø}Rn = 9448 \text{ kg tabla: resistencia de diseño de tornillos}$$

$$N \text{ pernos} = \frac{Nd}{\text{Ø}Rn}$$

$$N \text{ pernos} = \frac{98650.0 \text{ kg}}{9448.0 \text{ kg}}$$

$$N \text{ pernos} = 10.44 \text{ pernos}$$

$$N \text{ pernos} = 12 \text{ pernos}$$

- **Verificación por desprendimiento de bloque**

$$F'r = Av * Fvu + An * Fnu \geq \frac{Nd}{2} \text{ (pernos para ambas alas)}$$

Asumimos plancha de 1/2" , e=12.70 mm.

$$A_v = \left(3 * \left(\frac{N \text{ pernos}}{2 - 1} \right) * d - \left(\frac{N \text{ pernos}}{2 - 1} \right) * (d + 6) \right) * e (\text{mm}^2)$$

$$A_v = \left(3 * \left(\frac{12}{2 - 1} \right) * 36.32 \text{ cm} - \left(\frac{12}{2 - 1} \right) * (36.32 + 6) \right) * 12.70$$

$$A_v = \left(3 * \left(\frac{12}{2 - 1} \right) * 36.32 \text{ cm} - \left(\frac{12}{2 - 1} \right) * (36.32 + 6) \right) * 12.70$$

$$A_v = 3253.12 \text{ mm}^2$$

$$f_{vu} = 0.60 * 4251.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

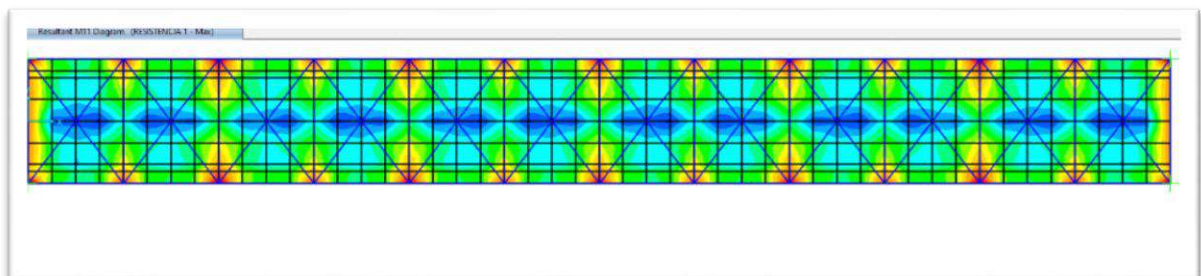
$$f_{vu} = 2550.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F' r = 3253.12 \text{ mm}^2 * 7125.23 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 2550.75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \geq 49325.00 \dots \text{ok}$$

Diseño de tablero de concreto

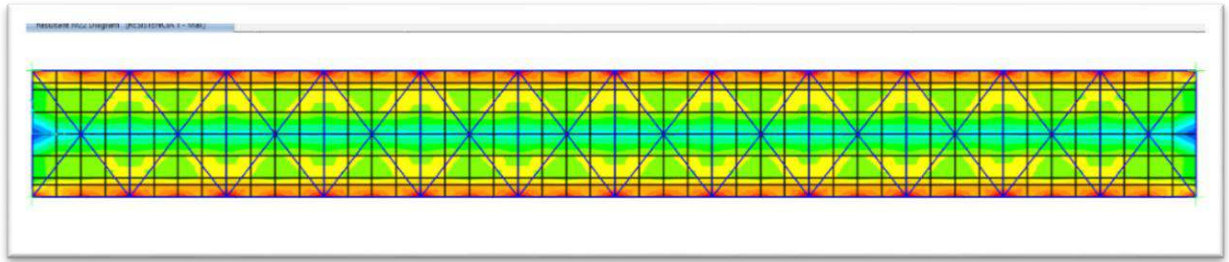
Para el diseño de la losa de tablero se tiene los datos obtenidos de las deformaciones por momentos del programa.

Figura 84. Diagrama de Momentos Longitudinal



Fuente: Elaboración propia

Figura 85. Diagrama de Momentos Transversal



Fuente: Elaboración propia

- **Acero Longitudinal - tablero**

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

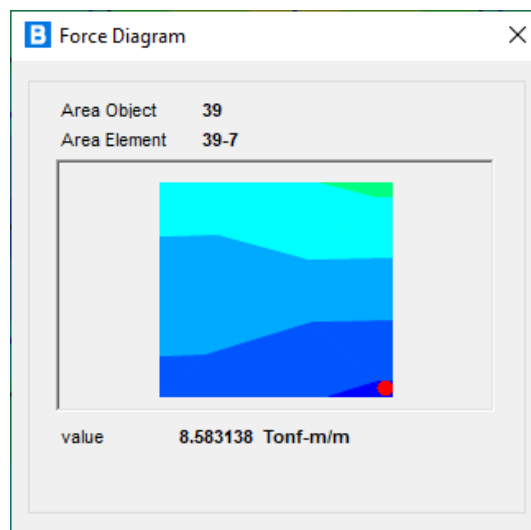
$$f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

Figura 86. Momento 8.58 tn.m/m



Fuente: Elaboración propia

$$\omega = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{Mu}{0.53 * f'c * b * d^2}}$$

$$\omega = 0.849 - \sqrt{0.721 - \frac{8.58 * 10^5}{0.53 * 210 * 100 * 15^2}}$$

$$\omega = 0.16780$$

$$\rho = \omega * \frac{f'c}{f'y}$$

$$\rho = 0.16780 * \frac{280}{4200}$$

$$\rho = 0.01119$$

$$As = \rho * d * b$$

$$As = 0.01119 * 15 \text{ cm} * 100 \text{ cm}$$

$$As = 16.78 \text{ cm}^2$$

Usar acero de : $\emptyset 3/4"$

$$s = \frac{\emptyset * d}{As}$$

$$s = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{16.78 \text{ cm}^2}$$

$$s = 16.98 \text{ cm}$$

Usa: $\emptyset 3/4"$ @ 16 cm

- **Acero de Repartición - tablero**

$$\%Asd = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\% \text{ Si el acero es paralelo al sentido del trafico}$$

$$\%Asd = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \text{ Si el acero es paralelo al sentido del trafico}$$

$$\%Asd = \frac{3840}{\sqrt{4800}}$$

$$\%Asd = 17.53\%$$

$$17.53\% \leq 67\%$$

$$Asd = 17.53\% * 16.78 \text{ cm}^2$$

$$Asd = 2.94 \text{ cm}^2$$

Usar acero de : $\emptyset 3/4"$

$$s = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{2.94 \text{ cm}^2}$$

$$s = 16.98 \text{ cm}$$

Usa: $\emptyset 3/4" @ 17 \text{ cm}$

- **Acero de Distribución y Contracción - tablero**

$$As_{\text{temperatura}} = 0.75 * \frac{Ageometrica (mm^2)}{f'y(MPa)}$$

$$As_{\text{temperatura}} = 0.75 * \frac{1000 * 200}{420 (MPa)}$$

$$As_{\text{temperatura}} = 357.14 \text{ mm}^2/m$$

$$As_{\text{temperatura}} = 3.57 \text{ cm}^2/m$$

Usar acero de : $\emptyset 1/2"$

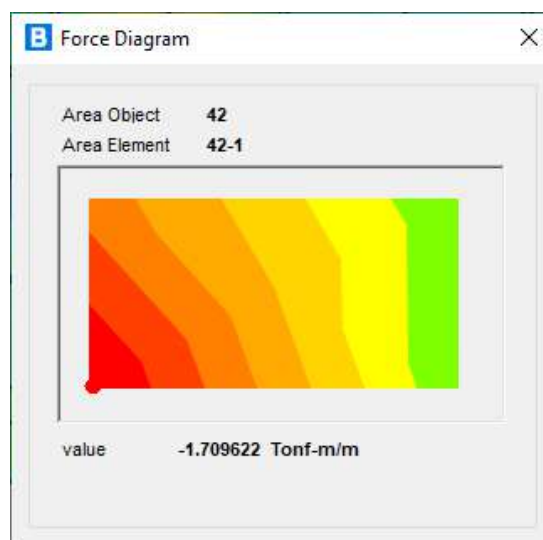
$$s = \frac{1.27 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3.57 \text{ cm}^2}$$

$$s = 31.57 \text{ cm}$$

Usa: $\emptyset 1/2" @ 30 \text{ cm}$

- **Acero Longitudinal – Vereda**

Figura 87. Momento 1.71 tn.m/m



Fuente: Elaboración propia

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{smin} = 3.6 \text{ cm}^2$$

Usar acero de : $\emptyset 3/8"$

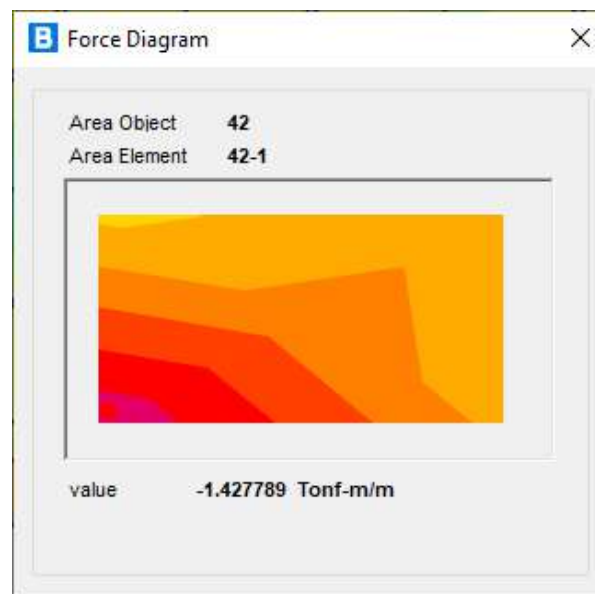
$$s = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3.6 \text{ cm}^2}$$

$$s = 19.72 \text{ cm}$$

Usa: $\emptyset 3/8"$ @ 20 cm

Acero de temperatura - Vereda

Figura 88. Momento 1.43 tn.m/m



Fuente: Elaboración propia

$$\rho_{min} = 0.0018$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \rho * b * h$$

$$A_{smin} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{smin} = 3.6 \text{ cm}^2$$

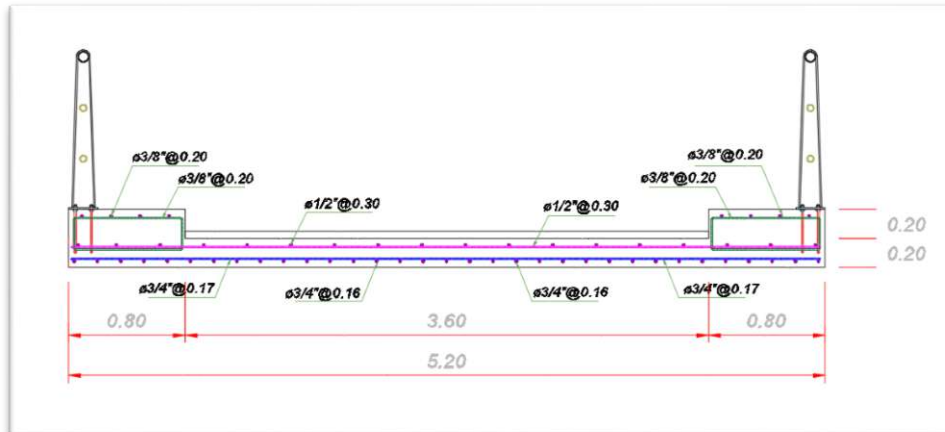
Usar acero de : $\emptyset 3/8"$

$$s = \frac{0.71 \text{ cm}^2 * 100 \text{ cm}}{3.6 \text{ cm}^2}$$

$$s = 19.72 \text{ cm}$$

Usa: Ø 3/8" @ 20 cm

Figura 89. Losa de tablero distribución de acero



Fuente. Elaboración propia

Verificación de la Subestructura

Las condiciones para ambos estribos serán las mismas ya que según el análisis de suelos y los datos geológicos de la zona, el material sobre los cuales se fundaran las cimentaciones de los estribos son los mismos, además el nivel de caudal máximo para un periodo de retorno de 100 años no alcanzara el nivel de fundación, por lo que no variaran las condiciones del diseño.

Datos del Puente

- Longitud del Puente : 48 m.
- Ancho de calzada : 5.20 m
- Sobre carga vehicular : HL-93

Datos del Estribo

Propiedades de los Materiales

- Peso específico del concreto : 2300 kg/cm³
- Resistencia a la compresión del concreto : 175 kg/cm²

Propiedades de la roca de fundación y suelo de relleno

- Capacidad admisible de la roca q_{adm} : 10 kg/cm²
- Peso específico del suelo γ_s : 2000 kg/cm³
- Angulo de fricción del suelo ϕ : 35°
- Angulo de fricción del suelo-terreno δ : 35°
- Angulo del material suelo horizontal β : 0°
- Angulo de inclinación del muro - terreno θ : 90°
- Cohesión del suelo C : 0

Predimensionamiento de la geometría de estribo:

$$H = 4.00 \text{ m}$$

- Ancho de cimiento (B)

$$B = \frac{1}{2} * H \quad B = \frac{2}{3} * H$$

$$B = \frac{1}{2} * 4.00 \text{ m} \quad B = \frac{2}{3} * 4.00 \text{ m}$$

$$B = 2.00 \text{ m} \quad B = 2.67 \text{ m}$$

$$B = 2.50 \text{ m}$$

- Altura de cimiento (h)

$$h = \frac{H}{6} \quad h = \frac{H}{8}$$

$$h = \frac{4.00}{6} \quad h = \frac{4.00}{8}$$

$$h = 0.67 \text{ m} \quad h = 0.50 \text{ m}$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

- Longitud de punta (a)

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

$$a = \frac{4.00}{12} \quad a = \frac{4.00}{6}$$

$$a = 0.33 \text{ m} \quad a = 0.67 \text{ m}$$

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

- Longitud de talón (b)

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

$$b = \frac{4.00}{12} \quad b = \frac{4.00}{6}$$

$$b = 0.33 \text{ m} \quad b = 0.67 \text{ m}$$

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

- Espesor de parapeto (A)

$$A = \frac{H}{12} \text{ min} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = \frac{4.00}{12} \text{ min} = 0.30 \text{ m}$$

$$A = 0.33 \text{ m}$$

$$A = 0.50 \text{ m}$$

- Longitud de cajuela (N)

$$N = 0.60 \text{ m Asumido}$$

- Longitud de tablero de puente (L)

$$L = 5.20 \text{ m Del diseño}$$

- Desviación de apoyo (S)

$$S = 16.50^\circ$$

- Longitud mínima de cajuela (N')

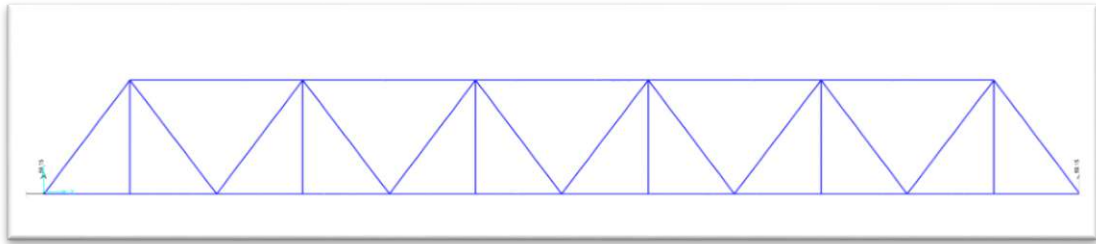
$$N' = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.000125 * S^2)$$

$$N' = (200 + 0.0017 * 5200) * (1 + 0.000125 * 16.50^2)$$

$$N' = 0.22 \text{ m}$$

Cargas consideradas:

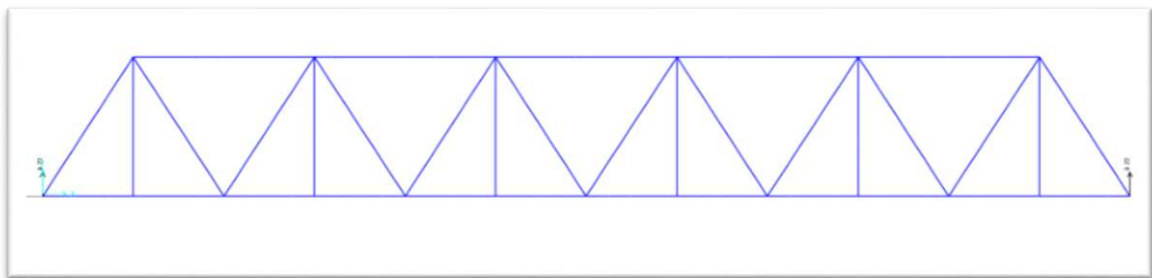
Figura 90. *Peso propio (D =59.15 Tn)*



Fuente. Elaboración propia

$$D = \frac{59.15 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 4.929 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

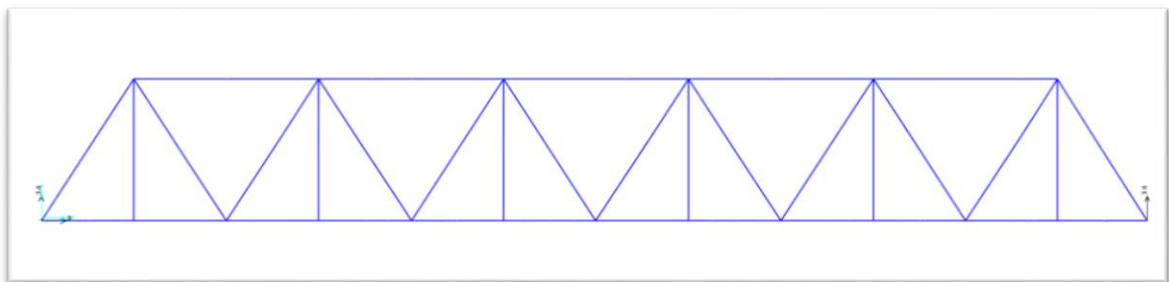
Figura 91. Carga Muerta - vereda ($D_v = 9.22 \text{ Tn}$)



Fuente. Elaboración propia

$$D_v = \frac{9.22 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 0.396 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Figura 92. Carga Muerta - baranda ($D_b = 3.60 \text{ Tn}$)

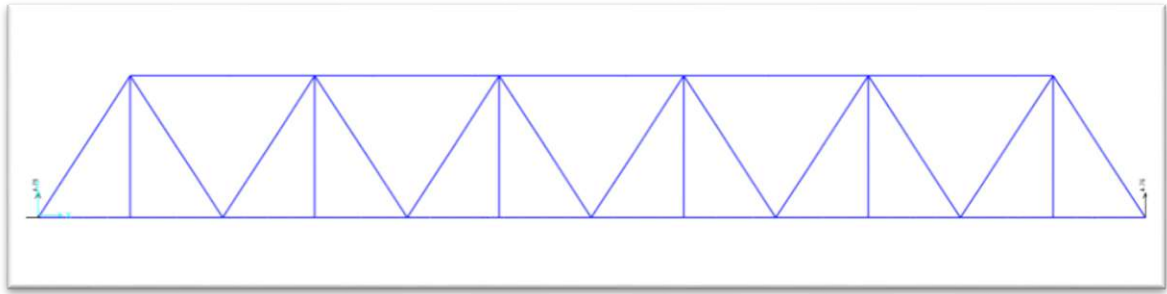


Fuente. Elaboración propia

$$D_v = \frac{3.60 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 0.300 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$PDC = 4.929 \frac{\text{tn}}{\text{m}} + 0.396 \frac{\text{tn}}{\text{m}} + 0.30 \frac{\text{tn}}{\text{m}} = 5.625 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

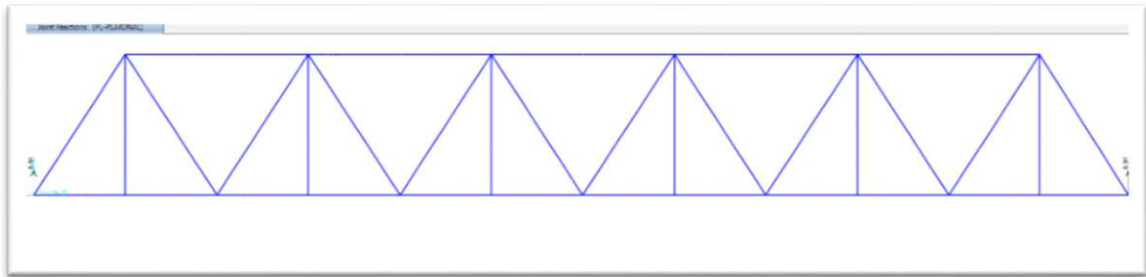
Figura 93. Carga Rodadura - Asfalto ($D_w = 4.75 \text{ Tn}$)



Fuente. Elaboración propia

$$PDW = \frac{4.75 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 0.396 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

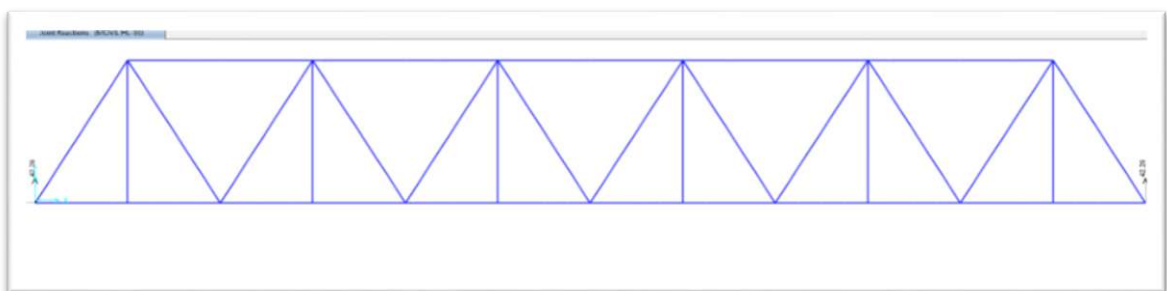
Figura 94. Carga viva - Peatonal (LL = 6.91 Tn)



Fuente. Elaboración propia

$$PLL = \frac{6.91 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 0.576 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Figura 95. Carga viva - Vehicular (HL93 = 42.26 Tn)



Fuente. Elaboración propia

$$PHL = \frac{42.26 \text{ tn} * 4 \text{ apoyos}}{48 \text{ m}} = 3.522 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

$$PLL = 0.576 \frac{\text{tn}}{\text{m}} + 3.522 \frac{\text{tn}}{\text{m}} + IM = 5.450 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

BR = FUERZA DE FRENADO

a). 25%* camión de diseño HL-93

$$25\% * (3.5 \text{ tn} + 14.5 \text{ tn} + 14.5 \text{ tn})$$

$$25\% * (32.5 \text{ tn})$$

$$8.125 \text{ tn}$$

b). 25%* tándem de diseño

$$25\% * (11.0 \text{ tn} + 11.0 \text{ tn})$$

$$25\% * (22.0 \text{ tn})$$

$$5.50 \text{ tn}$$

c). 5%* camión de diseño + carga de carril

$$5\% * (3.5 \text{ tn} + 14.5 \text{ tn} + 14.5 \text{ tn}) + (0.97 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 48 \text{ m})$$

$$5\% * (32.5 \text{ tn} + 46.56 \text{ tn})$$

$$9.953 \text{ tn}$$

d). 5%* tándem de diseño + carga de carril

$$5\% * (11.0 \text{ tn} + 11.0 \text{ tn}) + (0.97 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 48 \text{ m})$$

$$5\% * (22.0 \text{ tn} + 46.56 \text{ tn})$$

$$3.413 \text{ tn}$$

$$\text{max} = 8.125 \text{ tn}; 5.50 \text{ tn}; 9.953 \text{ tn}; 3.413 \text{ tn}$$

$$\text{max} = 9.953 \text{ tn}$$

$$BR = 9.953 \text{ tn} * (N^\circ \text{ carril}) * (\text{factor de mult. de presc.})$$

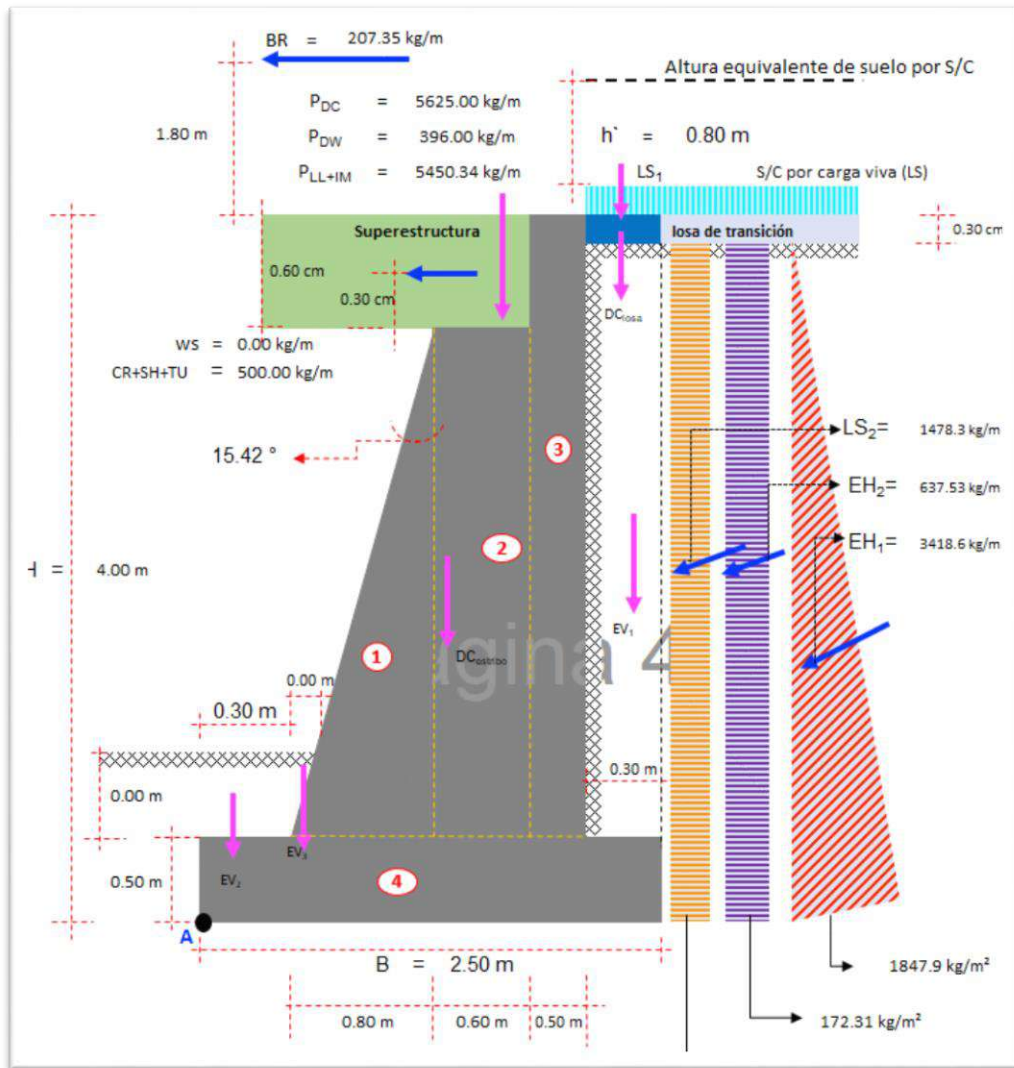
$$BR = 9.953 \text{ tn} * (1) * (1)$$

$$BR = 9.953 \text{ tn}$$

$$BR = \frac{9.953 \text{ tn}}{48 \text{ m}}$$

$$BR = 0.207 \frac{\text{tn}}{\text{m}}$$

Figura 96. Cargas y Secciones Aplicadas al Estribo



Fuente. Elaboración propia

Geometría del estribo:

Diseño del estribo:

- **Caso I – Estribo con Puente**
- Coeficiente de empuje activo (k_a)

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \psi) * \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\theta - \beta) * \text{sen}(\theta + \beta)}} \right)^2$$

Como $\beta=0^\circ$ y $\theta=90^\circ$

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{(\text{sen}(\hat{\theta} + \hat{\psi}) * \text{sen}\hat{\theta})}{\cos\hat{\psi}}}\right)^2$$

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{(\text{sen}(35^\circ + 35^\circ) * \text{sen}35^\circ)}{\cos 35^\circ}}\right)^2$$

$$r = 3.2803$$

$$ka = \frac{\text{sen}^2 * (\beta + \hat{\theta})}{r * (\text{sen}^2\theta * \text{sen}(\theta - \beta))}$$

Como $\theta=90^\circ$

$$ka = \frac{\cos^2\hat{\theta}}{r * \cos\hat{\psi}}$$

$$ka = 0.2497$$

Cargas que actúan:

$$ka * 0.3 - 4.00 * \gamma_s$$

$$0.2497 * 3.70 \text{ m} * 2000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 1847.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$EH_1 = 0.5 * 3.70 \text{ m} = 1847.92 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$EH_1 = 3418.65 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$ka * 0.3 * \gamma_c$$

$$0.2497 * 0.30 \text{ m} * 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 172.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$EH_2 = 3.70 \text{ m} * 172.31 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$EH_2 = 637.53 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$ka * h * \gamma_c$$

$$0.2497 * 0.80 \text{ m} * 2300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 399.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$LS_2 = 3.70 \text{ m} * 399.55 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$LS_2 = 1478.33 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

- **Altura equivalente de suelo por S/C**

Para cargas vehiculares actuando sobre el terreno agregamos una porción equivalente de suelo por interpolación.

- **Metrado de cargas**

Se considera franjas de 1.00 de longitud de estribo.

- **Cargas Verticales**

Carga DC (Peso propio).

Elemento	Área (m ²)	DC (kg/m)	XA (m)	DC * XA (kg-m/m)
1	1.16	2668.00	0.83	2223.33
2	1.74	4002.00	1.4	5602.80
3	1.75	4025.00	1.95	7848.75
4	1.25	2875.00	1.25	3593.75
Σ =		13570.00		19268.63

$$DC \text{ estribo} = 13\,570.00 \frac{kg}{m}$$

$$X_A = \frac{19\,268.63 \frac{kg}{m}}{13\,570.00 \frac{kg}{m}}$$

$$X_A = 1.42 \text{ m}$$

Carga muerta de losa de acercamiento.

$$DC \text{ losa} = 0.30 \text{ m} * 0.30 \text{ m} * 2300 \frac{kg}{m^3}$$

$$DC \text{ losa} = 207.00 \frac{kg}{m}$$

Carga muerta de superestructura del puente.

$$PDC = 5625.00 \frac{kg}{m}$$

- **Cargas DW (Peso de superficie de rodadura)**

$$PDW = 396.00 \frac{kg}{m}$$

- **Cargas EV (presión vertical por carga muerta del terreno)**

Elemento	Area (m2)	DC (kg/m)	XA (m)	DC * XA (kg-m/m)
EV 1	0.96	1920.00	2.35	4512.00
EV 2	0.150	300.00	0.15	45.00
EV 3	0.0000	0.00	0.300	0.00
$\Sigma =$		2220.00		4557.00

$$EV = 2220.00 \frac{kg}{m}$$

$$X_A = \frac{4\ 4557.00 \frac{kg}{m}}{2\ 220.00 \frac{kg}{m}}$$

$$X_A = 2.05\ m$$

Carga EH (Presión lateral del terreno).

$$EH^1y = EH^1 * \text{sen } \emptyset$$

$$EH^1y = 3\ 418.60 \frac{kg}{m} * \text{sen } 35^\circ$$

$$EH^1y = 1\ 960.90 \frac{kg}{m}$$

$$EH_2y = EH_2 * \text{sen } \emptyset$$

$$EH_2y = 637.50 \frac{kg}{m} * \text{sen } 35^\circ$$

$$EH_2y = 365.67 \frac{kg}{m}$$

Carga LL (Carga viva de superestructura de puente).

$$PLL + IM = 5\ 450.34 \frac{kg}{m}$$

Carga LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno).

$$LS^1 = 0.80\ m * 0.30\ m * 2\ 000 \frac{kg}{m^3}$$

$$LS^1 = 480.00 \frac{kg}{m^2}$$

Sobrecarga vertical por carga viva

$$LS^2y = LS^2 * \text{sen} \phi$$

$$LS^2y = 1478.30 \frac{kg}{m} * \text{sen } 35^\circ$$

$$LS^2y = 847.94 \frac{kg}{m}$$

Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V (kg/m)	XA (m)	MV (kg-m/m)
DCestri	DC	13570.00	1.42	19268.63
DClosa	DC	207.00	2.35	486.45
PDC	DC	5625.00	1.40	7875.00
PDW	DW	396.00	1.40	554.40
EV	EV	2220.00	2.05	4557.00
EH1y	EH	1960.86	2.50	4902.14
EH2y	EH	365.67	2.50	914.18
PLL+IM	LL	5450.34	1.40	7630.48
LS1	LS	480.00	2.35	1128.00
LS2Y	LS	847.94	2.500	2119.84
$\Sigma =$		31122.81		49436.13

- **Cargas Horizontales**

Carga EH (Presión lateral del terreno)

$$EH^1x = EH^1 * \text{cos } \phi$$

$$EH^1x = 3418.60 \frac{kg}{m} * \text{cos } 35^\circ$$

$$EH^1x = 2800.39 \frac{kg}{m}$$

$$EH_2x = EH_2 * \cos \theta$$

$$EH_2x = 637.50 \frac{kg}{m} * \cos 35^\circ$$

$$EH_2x = 522.24 \frac{kg}{m}$$

Cargas LS (Sobrecarga por carga viva de terreno)

Componente horizontal de la sobre carga por carga viva:

$$LS^2x = LS^2 * \cos \theta$$

$$LS^2x = 1478.30 \frac{kg}{m} * \cos 35^\circ$$

$$LS^2x = 1210.98 \frac{kg}{m}$$

Cargas BR (Fuerza de frenado)

$$BR = 207.35 \frac{kg}{m}$$

Cargas CR, SH, TU (Deformación del concreto por la carga sostenida en el tiempo y temperatura uniforme)

$$CR + SH + TU = 500.00 \frac{kg}{m}$$

Resumen de cargas horizontales:

CARGA	TIPO	V (kg/m)	YA (m)	MH (kg-m/m)
EH1x	EH	2800.39	1.23	3444.48
EH2x	EH	522.24	1.85	966.14
LS2x	LS	1210.98	1.85	2240.31
WS	WS	0.00	3.70	0.00
BR	BR	207.35	5.80	1202.63
CR+SH+TU	CR+SH+TU	500.00	3.70	1850.00
$\Sigma =$		5240.96		9703.56

- Estados Limites Aplicables y Combinaciones de Carga

Figura 97. Factores de carga

Combinaciones de Cargas Estado Limite	DC														
	DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
RESISTENCIA I Amenos que se especifique lo contrario	γp	1.75	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA II	γp	1.35	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA III	γp	--	1.00	1.40	--	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA IV	γp	--	1.00	--	--	1.00	0.50/ 1.20	--	--	--	--	--	--	--	
RESISTENCIA V	γp	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
EVENTO EXTREMO I	1.00	γEQ	1.00	--	--	1.00	--	--	--	1.00	--	--	--	-	
EVENTO EXTREMO II	γp	0.50	1.00	--	--	1.00	--	--	--	--	1.00	1.00	1.00	1.0	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	--	--	1.00	1.00/ 1.20	--	--	--	--	--	--	--	
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	--	--	1.00	1.00/ 1.20	γTG	γSE	--	--	--	--	--	
SERVICIO IV	1.00	--	1.00	0.70	--	1.00	1.00/ 1.20	--	1.00	--	--	--	--	--	
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	--	1.50	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
FATIGA II – Solamente LL, IM & CE	--	0.75	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	

Fuente: Tomado de Capítulo 2, Combinaciones y factores de carga (p. 133), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Figura 98. Factores de carga para cargas permanentes

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

Fuente: Tomado de Capítulo 2, Factores de carga y cargas permanentes (p. 134), por Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Factores de carga utilizados:

ESTADO LIMITE	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{EH}	γ_{LSx}	γ_{WS}	γ_{BR}	$\gamma_{CR+SH+TU}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	Presiones y resistencia
Resistencia IIIa	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	deslizamiento y vuelco
Resistencia IIIb	1.25	1.50	1.35	0.00	0.00	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	presiones y resistencia

Estribo con puente (Cargas Verticales)

Cargas Verticales Vu:

TIPO	DC			DW	EV	EH		LL+IM	LS		Σ
	DC _{estri}	DC _{losa}	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _{1y}	EH _{2y}	P _{LL+IM}	LS ₁	LS _{2y}	
V (kg/m)	13570.00	207.00	5625.00	396.00	2220.00	1960.86	365.67	5450.34	480.00	847.94	V _U
Resistencia Ia	$\gamma=$ 0.9	0.9	0.9	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	23428.99
	12213	186.3	5062.5	257.4	2220	2941	548.5099	0	0	0	
Resistencia Ib	$\gamma=$ 1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	1.75	43195.28
	16962.5	258.75	7031.25	594	2997	2941	548.5099	9538.095	840	1484	
Resistencia IIIa	$\gamma=$ 0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	23428.99
	12213	186.3	5062.5	257.4	2220	2941	548.5099	0	0	0	
Resistencia IIIb	$\gamma=$ 1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	31333.29
	16962.5	258.75	7031.25	594	2997	2941	548.5099	0	0	0	

Momento estabilizador por cargas verticales Mvu:

TIPO	DC			DW	EV	EH		LL+IM	LS		Σ
CARGA	DC _{cestri}	DC _{losa}	P _{DC}	P _{DW}	EV	EH _{1y}	EH _{2y}	P _{LL+IM}	LS ₁	LS _{2y}	
M _V (kg/m)	19268.63	486.45	7875.0	554.40	4557.00	4902.14	914.18	7630.5	1128.00	2119.84	M _{VU}
$\gamma=$ Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	38508.92
	17341.77	437.805	7087.5	360.4	4557	7353.21	1371.275	0	0	0	
$\gamma=$ Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	1.75	69282.70
	24085.79	608.063	9843.75	831.6	6151.95	7353.21	1371.275	13353.333	1974	3709.7	
$\gamma=$ Resistencia IIIa	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	38508.92
	17341.77	437.805	7087.5	360.4	4557	7353.21	1371.275	0	0	0	
$\gamma=$ Resistencia IIIb	1.25	1.25	1.25	1.50	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	50245.64
	24085.79	608.063	9843.75	831.6	6151.95	7353.21	1371.275	0	0	0	

Estribo con puente (Cargas Horizontales)

Cargas Horizontales Hu:

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	Σ
CARGA	EH _{1x}	EH _{2x}	LS _{2x}	WS	BR	CR+SH+TU	
H (kg/m)	2800.39	522.24	1210.98	0.00	207.35	500.00	H _U
$\gamma=$ Resistencia Ia	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	7716.02
	4200.59	783.353	2119.22	0	362.863	250.00	
$\gamma=$ Resistencia Ib	1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	7716.02
	4200.59	783.353	2119.22	0	362.863	250.00	
$\gamma=$ Resistencia IIIa	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	5233.94
	4200.59	783.353	0	0	0	250.00	
$\gamma=$ Resistencia IIIb	1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	5233.94
	4200.59	783.353	0	0	0	250.00	

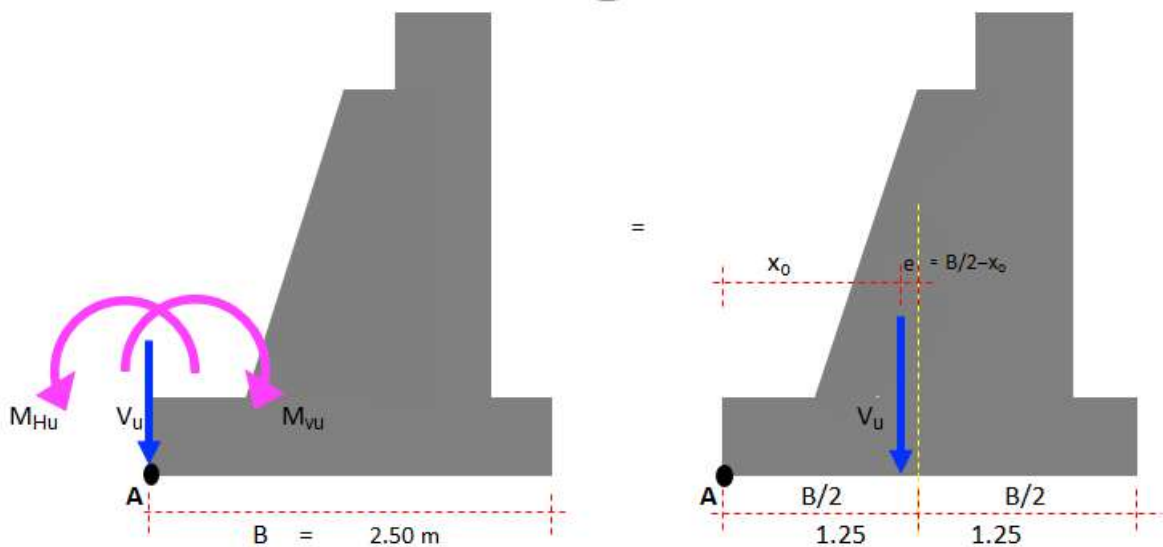
Momento de Vuelco por cargas horizontales M_{hu}:

TIPO	EH		LS	WS	BR	CR+SH+TU	Σ
CARGA	EH _{1x}	EH _{2x}	LS _{2x}	WS	BR	CR+SH+TU	
M _h (kg/m)	3444.48	966.14	2240.31	0.00	1202.63	1850.00	M _{hu}
Resistencia Ia	γ= 1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	13566.08
	5166.726	1449.2	3920.55	0	2104.6	925.00	
Resistencia Ib	γ= 1.50	1.50	1.75	0.00	1.75	0.50	13566.08
	5166.726	1449.2	3920.55	0	2104.6	925.00	
Resistencia IIIa	γ= 1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	7540.93
	5166.726	1449.2	0	0	0	925.00	
Resistencia IIIb	γ= 1.50	1.50	0.00	1.40	0.00	0.50	7540.93
	5166.726	1449.2	0	0	0	925.00	

- **Chequeo de Estabilidad y Esfuerzo**

Vuelco Alrededor del Punto "A"

Figura 99. Momento de Vuelco



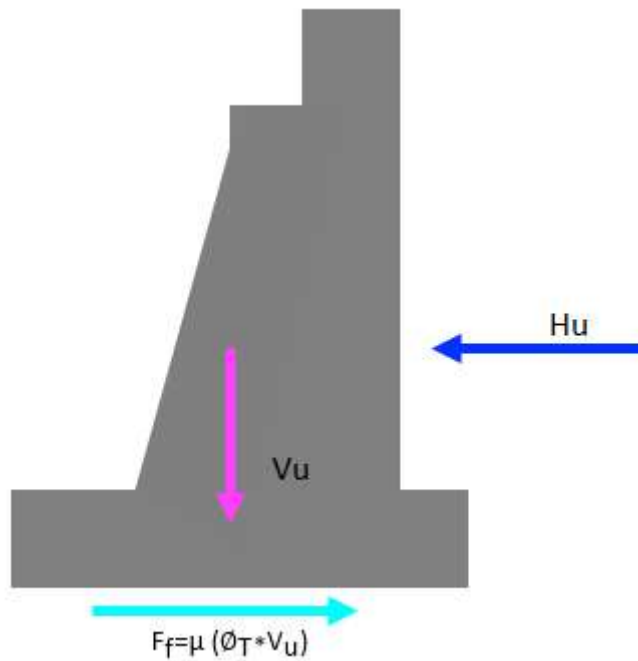
Fuente: Elaboración propia

Estable si	
Fundación en suelo	
e	$\leq B/3$
fundación en suelo rocoso	
e	$\leq 0.45B$

ESTADO	V_u (Kg/m)	M_{vu} (Kg-m/m)	M_{hu} (Kg-m/m)	$x_0 = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_0$ (m)	$e_{max} = 0.45 B$ (m)	
Resistencia Ia	23428.99	38508.92	13566.08	1.0646	0.185	1.125	Ok
Resistencia Ib	43195.28	69282.70	13566.08	1.2899	-0.040	1.125	Ok
Resistencia IIIa	23428.99	38508.92	7540.93	1.3218	-0.072	1.125	Ok
Resistencia IIIb	31333.29	50245.64	7540.93	1.3629	-0.113	1.125	Ok

Deslizamiento en base del estribo

Figura 100. Deslizamiento en la base



Fuente: Elaboración propia

$$\mu = \text{tang } \phi$$

$$\mu = \text{tang } 35^\circ$$

$$\mu = 0.70$$

$$\phi_T = 1 \text{ Tabla. 11.5.7 - 1}$$

Figura 101. Factores de resistencia para muros

Tabla 11.5.7-1 – Factores de resistencia para muros de sostenimiento permanentes

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros tipo pantalla y muros anclados		
Capacidad de carga axial de los elementos verticales		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva de los elementos verticales		1,00
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽¹⁾	• Suelos no cohesivos (granulares)	0,65 ⁽¹⁾
	• Suelos cohesivos	0,70 ⁽¹⁾
	• Roca	0,50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes ⁽²⁾	• Cuando se realizan ensayos de verificación	1,0 ⁽²⁾
Resistencia a la tracción de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A 615M)	0,90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A 722M)	0,80 ⁽³⁾
Capacidad flexional de los elementos verticales		0,90
Muros de tierra estabilizada mecánicamente, Muros de gravedad y de semi-gravedad		
Resistencia de apoyo	• Muros de gravedad y semi-gravedad	0,55
	• Muros MSE	0,65
Deslizamiento		1,00
Resistencia a la tracción de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en forma de fajas ⁽⁴⁾	
	• Carga estática	0,75
	Refuerzos en forma de grilla ⁽⁴⁾⁽⁵⁾	
	• Carga estática	0,65
Resistencia a la tracción de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0,90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos por tracción	• Carga estática	0,90
Muros modulares prefabricados		
Capacidad de carga		Se aplica el artículo 10.5
Resbalamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

Fuente: Tomado de Capítulo 11, Factores de resistencia (p. 11-15), por Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

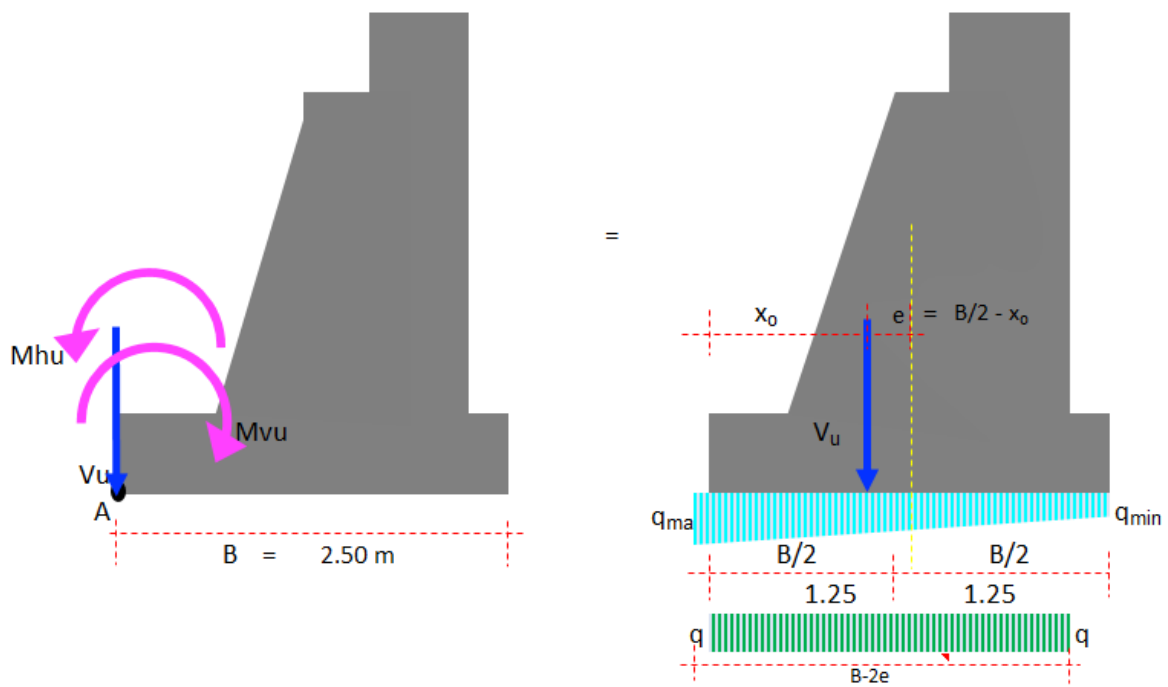
Estable si

$$F_f > H_u$$

ESTADO	Vu (Kg/m)	RESISTENTE (kg/m) $F_f = \mu (\phi_T * Vu)$	ACTUANTE (Kg/m) Hu	
Resistencia Ia	23428.99	16400.296	7716.02	Ok
Resistencia Ib	43195.28	30236.697	7716.02	Ok
Resistencia IIIa	23428.99	16400.296	5233.94	Ok
Resistencia IIIb	31333.29	21933.306	5233.94	Ok

Presiones Actuantes en la base del estribo

Figura 102. Presiones Actuantes



Fuente: Elaboración propia

Estable si	
Fundacion en suelo	
q_R	$\geq q_{m\acute{a}x}$
fundacion en roca	
q_R	$\geq q_{m\acute{a}x}$

ESTADO	V_u (Kg/m)	M_{vu} (Kg-m/m)	M_{hu} (Kg-m/m)	$x_0 = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_0$ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$	q_R (kg/cm ²)	
Resistencia Ia	23428.99	38508.92	13566.08	1.065	0.185	1.10	2	OK
Resistencia Ib	43195.28	69282.70	13566.08	1.290	-0.040	1.67	2	OK
Resistencia IIIa	23428.99	38508.92	7540.93	1.322	-0.072	0.89	2	OK
Resistencia IIIb	31333.29	50245.64	7540.93	1.363	-0.113	1.15	2	OK

- **Caso II– Estribo con Puente**

Se aplicarán los estados límites y combinaciones de carga.

Estribo sin puente – Cargas Verticales

Cargas verticales Vu

TIPO	DC		EV	EH		LS		Σ
	DC _{estri}	DC _{losa}		EH _{1y}	EH _{1y}	LS ₁	LS _{2y}	
V (kg/m)	13570.0	207.00	2220.00	1960.86	365.67	480.00	847.94	V _U
Resistencia Ia $\gamma=$	0.90	0.90	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	18109.09
	12213	186.3	2220	2941.28	548.5	0	0	
Resistencia Ib $\gamma=$	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	26031.94
	16962.5	258.75	2997	2941.28	548.5	840	1483.89	
Resistencia IIIa $\gamma=$	0.90	0.90	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	18109.09
	12213	186.3	2220	2941.28	548.5	0	0	
Resistencia IIIb $\gamma=$	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	23708.04
	16962.5	258.75	2997	2941.28	548.5	0	0	

Momento estabilizador por cargas verticales MVu

TIPO	DC		EV	EH		LS		Σ
	DC _{estri}	DC _{losa}		EH _{1y}	EH _{1y}	LS ₁	LS _{2y}	
M _v (kg/m)	19268.6	486.45	4557.00	4902.14	914.18	1128.00	2119.84	M _{VU}
Resistencia Ia $\gamma=$	0.90	0.90	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	31061.06
	17341.77	437.805	4557	7353.21	1371	0	0	
Resistencia Ib $\gamma=$	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	1.75	1.75	45254.02
	24085.79	608.063	6151.95	7353.21	1371	1974	3709.73	
Resistencia IIIa $\gamma=$	0.90	0.90	1.00	1.50	1.50	0.00	0.00	31061.06
	17341.77	437.805	4557	7353.21	1371	0	0	
Resistencia IIIb $\gamma=$	1.25	1.25	1.35	1.50	1.50	0.00	0.00	39570.29
	24085.79	608.063	6151.95	7353.21	1371	0	0	

Estribo sin puente – Cargas Horizontales

Cargas Horizontales Hu

TIPO	EH		LS	Σ
CARGA	EH _{1x}	EH _{2x}	LS _{2x}	
H (kg/m)	2800.39	522.24	1210.98	H _U
$\gamma=$ Resistencia Ia	1.50	1.50	1.75	7103.16
	4200.59	783.353	2119.22	
$\gamma=$ Resistencia Ib	1.50	1.50	1.75	7103.16
	4200.59	783.353	2119.22	
$\gamma=$ Resistencia IIIa	1.50	1.50	0.00	4983.94
	4200.59	783.353	0	
$\gamma=$ Resistencia IIIb	1.50	1.50	0.00	4983.94
	4200.59	783.353	0	

Momento de Vuelco por cargas Horizontales Mhu

TIPO	EH		LS	Σ
CARGA	EH _{1x}	EH _{2x}	LS _{2x}	
M _h (kg/m)	3444.48	966.14	2240.31	M _{hu}
$\gamma=$ Resistencia Ia	1.50	1.50	1.75	10536.48
	5166.726	1449.2	3920.55	
$\gamma=$ Resistencia Ib	1.50	1.50	1.75	10536.48
	5166.726	1449.2	3920.55	
$\gamma=$ Resistencia IIIa	1.50	1.50	0.00	6615.93
	5166.726	1449.2	0	
$\gamma=$ Resistencia IIIb	1.50	1.50	0.00	6615.93
	5166.726	1449.2	0	

- Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Estable si	
Fundación en suelo	
e	$\leq B/3$
fundación en suelo rocoso	
e	$\leq 0.45B$

ESTADO	Vu (Kg/m)	Mvu (Kg-m/m)	Mhu (Kg-m/m)	$x_0 = \frac{Mvu - Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_0$ (m)	$e_{max} = \frac{B}{3}$ (m)	
Resistencia Ia	18109.09	31061.06	10536.48	1.1334	0.117	0.833	Ok
Resistencia Ib	26031.94	45254.02	10536.48	1.3337	-0.084	0.833	Ok
Resistencia IIIa	18109.09	31061.06	6615.93	1.3499	-0.100	0.833	Ok
Resistencia IIIb	23708.04	39570.29	6615.93	1.3900	-0.140	0.833	Ok

Deslizamiento en base del estribo

$$\mu = \text{tang } \phi$$

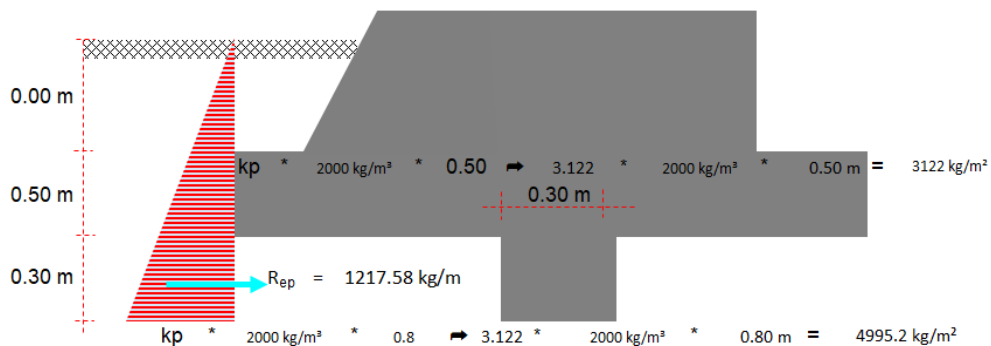
$$\mu = \text{tang } 35^\circ$$

$$\mu = 0.70$$

$$\phi T = 1 \text{ Tabla. 11.5.7 - 1}$$

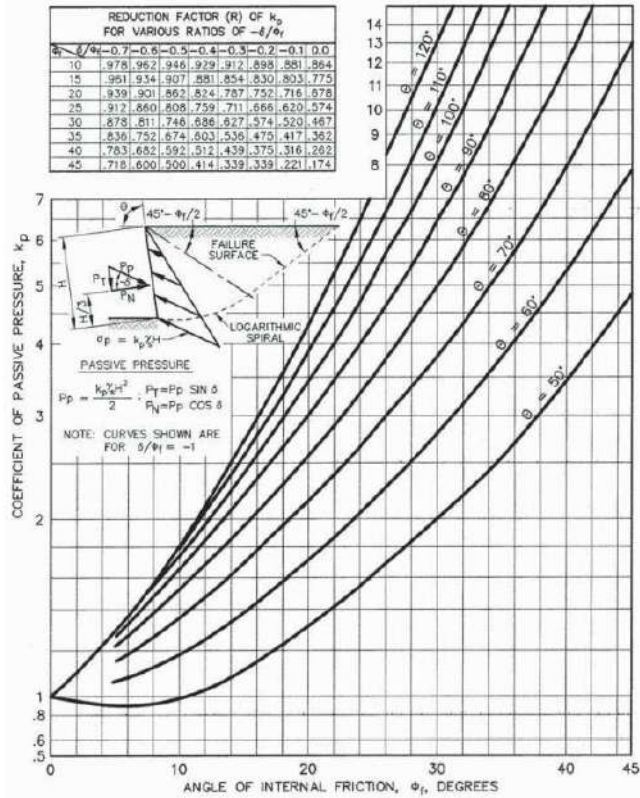
ESTADO	Vu (Kg/m)	RESISTENTE (kg/m) $F_f = \mu (\phi_T * Vu)$	ACTUANTE (Kg/m) H_u	
Resistencia Ia	18109.09	12676.366	7103.16	Ok
Resistencia Ib	26031.94	18222.355	7103.16	Ok
Resistencia IIIa	18109.09	12676.366	4983.94	Ok
Resistencia IIIb	23708.04	16595.631	4983.94	Ok

Figura 103. Esfuerzos pasivos



Fuente: Elaboración propia

Figura 104. Procedimiento de cálculo de empujes pasivos



Fuente: Tomado de Capítulo 3, Cargas y factores de carga (p. 3-117), por Manual AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017.

Del procedimiento de cálculo de empujes pasivos $K_p = 11$ ($\phi = 35^\circ$ y $\theta = 90^\circ$). Así mismo el factor de reducción (R) es hallado de la tabla $R = 0.362$.

$$K_p = R * K_{p\phi}$$

$$K_p = 0.362 * 11$$

$$K_p = 3.982$$

La resistencia pasiva es:

$$R_{ep} = 0.5 * 3122.00 \frac{kg}{m^2} + 4995.20 \frac{kg}{m^2} * 0.30 m$$

$$R_{ep} = 1217.58 \frac{kg}{m^2}$$

Para el estado límite de resistencia, agregando el diente de concreto e tiene:

$$\phi_{\uparrow} = 1 \text{ Tabla 11.5.7 - 1}$$

$$R_{\uparrow} = (V) * \text{tang } \delta$$

$$(V) = 18109.09 \frac{kg}{m}$$

$$\phi_{\uparrow} * R_{\uparrow} = 1 * 18109.09 \frac{kg}{m} * \text{tang } 35^{\circ}$$

$$\phi_{\uparrow} * R_{\uparrow} = 12676.37 \frac{kg}{m}$$

$$\phi_{emp} = 0.5 \text{ Tabla 10.5.5.2.2 - 1}$$

$$Rep = 1217.59 \frac{kg}{m}$$

$$RR = \phi_{\uparrow} * R_{\uparrow} + \phi_{emp} * Rep$$

$$RR = 12676.37 \frac{kg}{m} + 0.50 * 1217.58 \frac{kg}{m}$$

$$RR = 13285.20 \text{ kg}$$

$$13285.20 \frac{kg}{m} > 7103.16 \frac{kg}{m} \text{ OK cumple}$$

Presiones Actuantes en la Base del Estribo

Estable si	
Fundacion en suelo	
q_R	$\geq q_{\text{máx}}$
fundacion en roca	
q_R	$\geq q_{\text{máx}}$

ESTADO	V_u (Kg/m)	M_{vu} (Kg-m/m)	M_{hu} (Kg-m/m)	$x_o = \frac{M_{vu} - M_{hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$ (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$	q_R (kg/cm ²)	
Resistencia Ia	18109.09	31061.06	10536.5	1.133	0.117	0.80	2	OK
Resistencia Ib	26031.94	45254.02	10536.5	1.334	-0.084	0.98	2	OK
Resistencia IIIa	18109.09	31061.06	6615.93	1.350	-0.100	0.67	2	OK
Resistencia IIIb	23708.04	39570.29	6615.93	1.390	-0.140	0.85	2	OK

La estructura cumple con todas las condiciones.

Diseño de Apoyos Elastomericos:

Los apoyos elastómericos generalmente utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

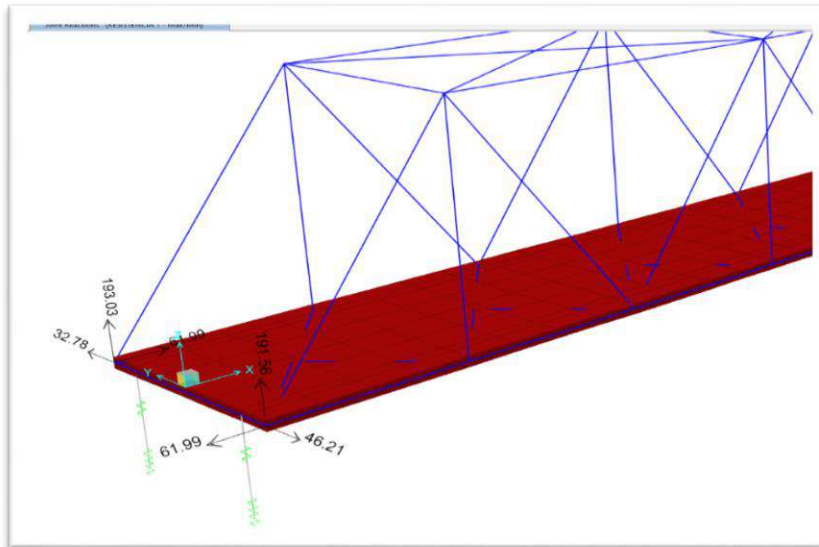
Son flexibles en cortante, pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

En puentes de tramos medio a corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio. Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización (MSc. Ing. Arturo Rodríguez, 2016).

Cargas de diseño

El apoyo elastómero deberá satisfacer los criterios de diseño bajo cargas de servicio sin impacto, así mismo debe considerar los efectos de la combinación más crítica, como se detalla:

Figura 105. Reacción $R3=193.03 \text{ tn}$



Fuente: Elaboración propia.

$$R3 = 193.03 \text{ tn}$$

Área en planta del elastómero

$$A = L * W$$

$$\sigma_s < 87.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Tabla (14.7.6.3.2. -8) AASHTO - LRFD}$$

$$A = \frac{R3}{\sigma_s}$$

$$A = \frac{193030 \text{ kg}}{87.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}$$

$$A = 2196.02 \text{ cm}^2 \approx 0.22 \text{ m}^2$$

El ancho de viga W14X109 = 40 cm, escogemos $W = 60 \text{ cm}$.

$$L = \frac{A}{W}$$

$$L = \frac{2196.02 \text{ cm}^2}{60 \text{ cm}}$$

$$L = 36.60 \text{ cm (a los largo de la longitud de la viga)}$$

Adoptado: $L = 40 \text{ cm}$ y $W = 60 \text{ cm}$

$$A1 = L * W$$

$$A1 = 40 \text{ cm} * 60 \text{ cm}$$

$$A1 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$Area = 2400 \text{ cm}^2 > 2196.02 \text{ cm}^2 \dots ok$$

Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)

La máxima deformación por corte del dispositivo se toma como el máximo desplazamiento horizontal de la superestructura (Art. 14.7.6.3.4.) (AASHTO LRFD,2014).

Considerando la zona de Sierra, de la (Tabla 2.4.3.9.1-1) del Manual de Diseño de Puentes, se tiene el rango de temperatura:

$$t_{sup} = 50^\circ\text{C} \text{ y } t_{inf} = -20^\circ\text{C}.$$

Figura 106. Rango de temperatura

Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C
Acero	5° a 50°C	-20° a +50°C	10° a 60°C
Madera	10° a 40°C	-10° a +35°C	10° a 50°C

Fuente: Tomado de Capitulo 2, Temperatura (p. 104), por Manual de Puentes Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2018.

Entonces:

Para una temperatura de instalación $T_{inst} = 100\text{C}$, tenemos:

$$\Delta T = 50^\circ\text{C} - 10^\circ\text{C} = 40^\circ\text{C}$$

$$L = 4800 \text{ cm (Luz del Puente)}$$

$$\alpha = 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$$

$$\Delta temp = L * \alpha * \Delta T$$

$$\Delta temp = 4800 \text{ cm} * 10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} * 40^\circ\text{C}$$

$$\Delta temp = 2.074 \text{ cm}$$

Por retracción de fragua:

$$\Delta retrac = 0.90 \text{ cm}$$

$$\gamma_{TU} = 1.20 \text{ Tabla (3.4.1 - 1) AASHTO - LRFD}$$

$$\Delta s = 1.20 * (\Delta temp + \Delta rectrac)$$

$$\Delta s = 1.2(2.074 \text{ cm} + 0.90 \text{ cm})$$

$$\Delta s = 3.569 \text{ cm}$$

Espesor requerido de elastómero (hrt)

$$hrt \geq 2\Delta s \text{ Tabla (14.7.6.3.4 - 1) AASHTO - LRFD}$$

$$hrt \geq 2 * (3.569 \text{ cm})$$

$$hrt \geq 7.138 \text{ cm}$$

Factor de forma Si mínimo.

Siendo $G=9.14 \text{ kg/cm}^2$; (0.13 ksi); (dureza 60) (tabla 14.7.6.2-1 y Art. 14.7.6.2) (ASSHTO LRFD, 2014).

$$\sigma_s = \frac{193030 \text{ kg}}{2400 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_s = 80.429 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$Si \geq \frac{\sigma_s}{1.25 G} = \frac{80.429 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1.25 * 9.14 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7.040$$

Grosor de una capa interior del elastómero (hri).

$$\text{Como } Si \geq \frac{LW}{2 * hri * (L + W)} \rightarrow hri \leq \frac{LW}{2 * Si * (L + W)}$$

Tabla (14.7.5.1 - 1) AASHTO - LRFD

$$hri \leq \frac{(40 \text{ cm} * 60 \text{ cm})}{2 * (7.040) * (40 \text{ cm} + 60 \text{ cm})} = 1.705 \text{ cm}$$

grosor de capa adoptado $hri = 1.70 \text{ cm}$

Con este grosor de capa interior, el factor de forma para una capa interior es:

$$S_i = \frac{(40 \text{ cm} * 60 \text{ cm})}{2 * (1.70) * (40 \text{ cm} + 60 \text{ cm})} = 7.059 \text{ cm} > 7.040 \text{ cm}$$

Grosor de las capas exteriores (hre).

$$hre \leq 0.7 * hri \text{ Tabla (14.7.6.1) AASHTO - LRFD}$$

$$hre \leq 0.7 * (1.705) = 1.194 \text{ cm}$$

$$1.10 \text{ cm} \leq 1.194 \text{ cm Adoptamos: } hre = 1.10 \text{ cm}$$

Con este grosor de capa exterior, el factor de forma para una capa exterior es:

$$S_e = \frac{(40 \text{ cm} * 60 \text{ cm})}{2 * 1.10 \text{ cm} * (40 \text{ cm} + 60 \text{ cm})} = 10.91$$

Numero de capas interiores (n).

$$hrt = n * hri + 2 * hre$$

$$7.138 \text{ cm} = n * (1.70 \text{ cm}) + 2 * (1.10 \text{ cm})$$

$$n = 2.905$$

$$n = 3$$

Verificamos:

$$S_i^2 < 20, \text{ para dispositivos rectangulares con } n \geq 3$$

$$\frac{7.040^2}{3 + 0.5 + 0.5} = 12.39 < 20$$

Espesor total del elastómero (hrt).

$$hrt = n * hri + 2 * hre$$

$$hrt = 3 * 1.70 + 2 * 1.10$$

$$hrt = 7.30 \text{ cm}$$

Espesor de las placas de refuerzo (hs).

En el estado límite de servicio (cargas mayoradas) para una placa de refuerzo de acero A-36 ($f'y=2350 \text{ kg/cm}^2$)

$$hs \geq \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{f'y} \text{ Tabla (14.7.5.3.5 - 1) AASHTO - LRFD}$$

$$hs \geq \frac{3 * 1.70 * 80.429 \frac{kg}{cm^2}}{2350 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$hs \geq 0.175 \text{ cm}$$

Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H).

$$H = h_{rt} + (n + 1) * h_s$$

$$H = 7.30 + (3 + 1) * 0.175$$

$$H = 8 \text{ cm}$$

Verificaciones de diseño

- **Estabilidad del dispositivo**

$$H \leq \frac{L}{3} \text{ y } H \leq \frac{W}{3} \text{ (Art. 14.7.6.3.6) AASHTO - LRFD}$$

$$8.0 \text{ cm} \leq \frac{40 \text{ cm}}{3} \quad 8.0 \text{ cm} \leq \frac{60 \text{ cm}}{3}$$

$$8.0 \text{ cm} \leq 13.33 \text{ cm} \quad 8.0 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

- **Esfuerzo de compresión por carga total (σ_s)**

$$\sigma_s \leq 1.25 * GSi \text{ (Art. 14.7.6.3.2 - 7) AASHTO - LRFD}$$

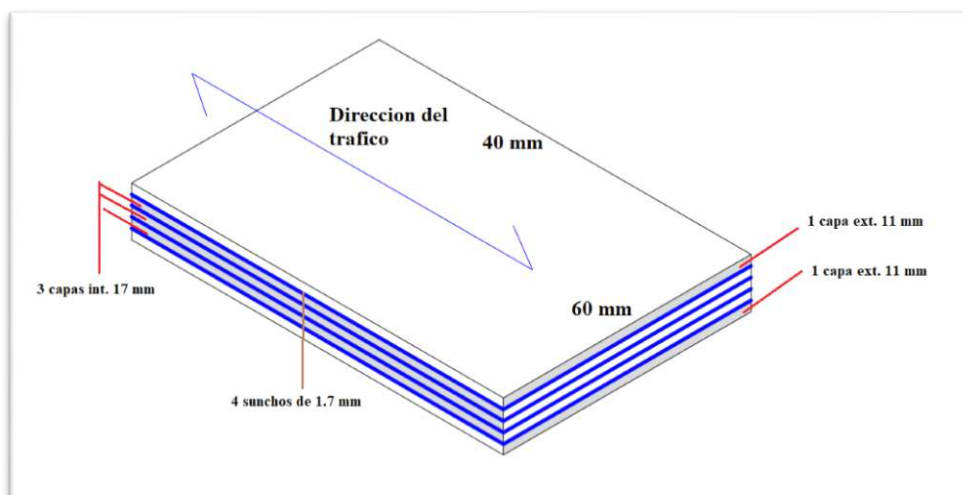
$$\sigma_s \leq 87.89 \frac{kg}{cm^2} \text{ (Art. 14.7.6.3.2 - 7) AASHTO - LRFD}$$

$$80.429 \frac{kg}{cm^2} \leq 1.25 * \left(9.14 \frac{kg}{cm^2} \right) * (7.059 \text{ cm})$$

$$80.429 \frac{kg}{cm^2} \leq 80.65 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

$$80.429 \frac{kg}{cm^2} \leq 87.89 \frac{kg}{cm^2} \dots ok$$

Figura 107. Dispositivo de elastómero



Fuente: Elaboración propia.

V. DISCUSIÓN

ACEVEDO, Víctor (2015), En su tesis **“Diseño de un puente con estructura de acero, Lima 2015”** presenta el diseño estructural de la losa de concreto, vigas de acero, los diafragmas metálicos, apoyos elastómeros y los estribos, los cuales asumirán para el diseño la sobrecarga HL-93 y todas las especificaciones en la Norma AASHTO LRFD.

Podemos notar que las losas de tablero para un puente se consideran con un espesor de 20 cm, cumpliendo con los límites en el diseño empírico de losas. También se eligieron vigas metálicas tipo W, verificando momentos últimos, las cuales no fueron necesarias considerar vigas no compuestas, teniendo el momento ultimo total menor al momento de fluencia no incursionando en el rango plástico, teniendo el diseño una deflexión máxima por carga permanentes de 4.49 cm, siendo nuestro resultado mayor en 4.80 cm como deflexión , esto debido a la sección de viga W y luz del puente, los cuales se denota en los diseños analizados.

En la tesis analizada presenta en los arriostres de los diafragmas secciones angulares, resultando eficiente en el diseño, lo cual nuestro diseño se considera secciones que cumplan las resistencias y dimensiones adecuadas para el tipo de uniones.

APAZA, Yuri (2018), En su tesis **“Evaluación de Costos de Construcción en el Análisis y Diseño de puentes Viga Losa y Reticulado sobre la Vía desvió Rosario – Crucero, del Distrito de Potoni – Azángaro – Puno, 2018”** presenta la comparativa estructural de dos tipos de puente y su análisis comparativo de costos de operación y mantenimiento, los cual ve reflejado que el costo de materiales en un puente reticulado es menor a una puente viga losa de concreto y si existe la diferencia en costo de operación y mantenimiento.

En nuestra presente tesis solo planteamos la opción más óptima y económica según lo indicado en las normas de diseño de puentes, teniendo la luz de 48 m y y en la tesis descrita es de 60 m. de luz, por lo cual las vigas metálicas son más económicas y tienen mayor capacidad estructural para luces mayores a 25 m y menores a 80 m, verificando los resultados presentados que son óptimos y de acuerdo al camión de diseño considerado.

Para la zona del Perú se considera vigas metálicas de acuerdo al acorde del mercado, cumpliendo con parámetros como deflexiones y las cargas asignadas son consideradas y tomadas de acuerdo a las normas ASSTHO LRFD.

La norma AASHTO LRFD (2018). BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, considera un tipo de camión de diseño tomado de las normas americanas, sin embargo el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, asume también el camión de diseño considerado en las tesis, ya que el Manual de puentes del MTC, es una interpretación de las Norma Americana, y los diseños son resultante de lo indicado en cada capítulo.

El programa CSI Bridge, considera las normas Americanas y siendo la norma peruana una adaptación, siendo los diseños realizados con mayor precisión e interpretación internacional, permitiendo a los profesionales, generar como herramienta un método de cálculo con beneficios de tiempo y seguridad estructural, en Perú se realiza proyectos de puentes, en los cuales en su totalidad son analizados por el programa que incluye las normas Americanas, como se refleja en la presente tesis los resultados obtenidos.

VI. CONCLUSIONES

- El puente “Chacapi” de tipo reticulado, que une los Distritos de Ichupampa, Madrigal y Yanque de la Provincia de Caylloma y Departamento de Arequipa, es una vía de gran importancia para las localidades mencionadas, debido al gran flujo turístico que se presenta, cuenta con una longitud total de 48.00m, con una vía y ancho total de 5.20m.
- La razón fundamental del presente trabajo de investigación es estudiar el comportamiento de una estructura que fuese capaz de soportar las cargas tales como vehículos, peatonales, sismo, peso propio, entre otras, proponiendo un puente metálico de armadura de 01 tramo con una losa de concreto armada de 0.20m de espesor ,apoyada sobre vigas de acero distribuidas transversalmente cada 4.8m desde el estribo izquierdo hasta el derecho, distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la subestructura, basándose en los estudios de campo obtenidos y cumpliendo con las normas expedidas por AASHTO LRFD y el Manual de Diseños de Puente del 2018 emitido por el MTC, cumpliendo con el objetivo general expuesto anteriormente.
- La carga viva del proyecto considerada en el diseño de la superestructura es la correspondiente al vehículo HL-93.
- El diseño de toda la estructura metálica del puente que incluye trabes de acero, armaduras laterales y arriostres superior e inferior sea basado en la especificación AASTO LRFD.
- Los perfiles metálicos usados en el diseño de la superestructura en el puente tienen una sección “W”, ya que esta posee gran resistencia a los esfuerzos.
- En cuanto a la subestructura está conformada por estribos de concreto ciclópeo apoyados sobre suelo rocoso.
- El análisis de la armadura se realizó en el programa CSI BRIDGE V21 donde se colocó las diferentes cargas provenientes de la losa hacia las vigas transversales distribuyéndolas ésta hacia los nodos.

- Debido a las probables deformaciones transversales en la parte superior e inferior del puente se ha considerado el uso de arriostres en forma de cruz, para proveer resistencia lateral frente a efectos sísmicos y de viento.
- En los planos se presenta a detalle la geometría de cada elemento estructural, su armado correspondiente, la lista de varillas, así como las notas y referencias alusivas a cada sección del puente.

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda que al diseñar con la norma AASHTO LRFD se apliquen parámetros que reflejen las características locales del país, ya que esta norma está basada en la experiencia americana.
- Incluir dentro de todo proyecto de puente, un programa de mantenimiento detallado, para evitar futuras fallas de la estructura.
- Para el montaje y fabricación de los elementos del puente se deben considerar aspectos como: facilidad de transportación y disponibilidad de materia prima en el mercado.
- Proteger a los elementos metálicos de manera superficial, usando aditivos que eviten la corrosión.
- Para la construcción de un puente carretero en acero, se recomienda que la mayor parte de sus componentes sean armados en planta.

REFERENCIAS

- AASHTO LRFD, 2. (2018). AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS.
- EIGHTH EDITION, 2018.
- AISC, A. I. (2010) Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: AISC.
- Manual de Puentes 2018-MTC, M. D. (2018) MANUAL DE PUENTES LIMA – PERU: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Boletín A 40 INGEMMET, S. A. (1988) Geología del Cuadrángulo de Caylloma, hoja 31 s. Lima – Perú: INGEMMET.
- MSc. Ing. Arturo Rodríguez, S. (2016). PUENTES CON ASHTO – LRFD 2014. LIMA-PERU
- Yury Apaza S. (2018) EVALUACION DE COSTOS DE CONSTRUCCION EN EL ANALISIS Y DISEÑO DE PUENTES VIGA LOSA Y RETICULADO SOBRE LA VIA DESVIO ROSARIO – CRUCERO, DEL DISTRITO DE POTONI – AZANGARO. Puno – Perú: Tesis UNA.
- Informe Técnico – SENAMHI (2020): SITUACION HIDROLOGICA DE LOS RIOS COLCA-MAJE, Dirección Zonal 6 – Arequipa.
- Informe Técnico A6726, INGEMMET (2016): EVALUACION GEOLOGICA POST-SISMO DEL 14 DE AGOSTO DEL 2016: REACTIVACION DE LA FALLA YANQUE AREQUIPA.
- Víctor Acevedo L. (2015). DISEÑO DE UN PUENTE CON ESTRUCTURA DE ACERO. Lima – Perú: Tesis PUCP.
- Salvador Monleon C. (2017): DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES, Editorial Universitat Politecnica de Valencia.
- Programa CSI BRIDGE V22.0.0 (2021). Disponible en: <https://www.csiespana.com/lanzamiento/204/csibridge-v22.0.0>

ANEXOS

PLANO DE UBICACION

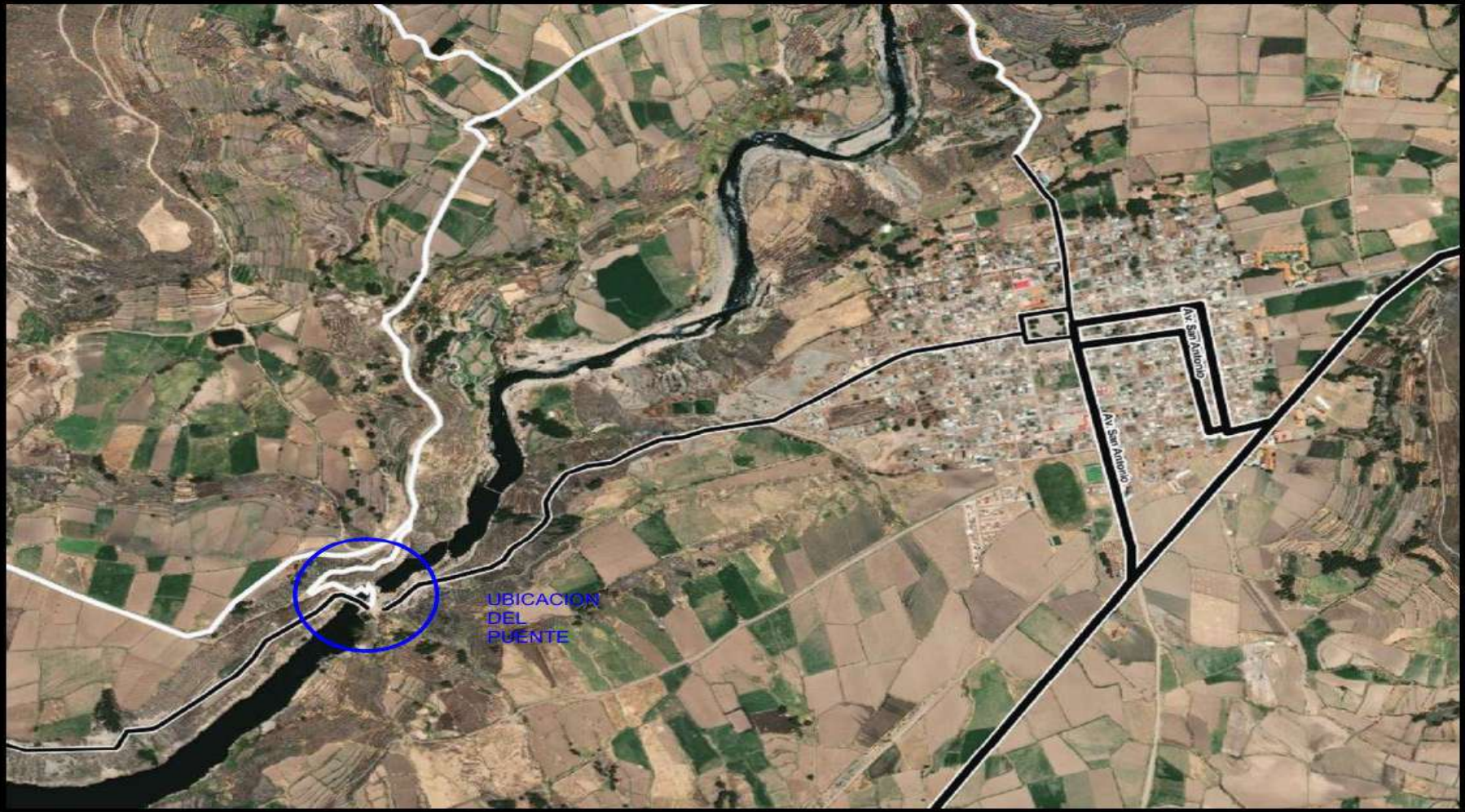


Ilustración: Ubicación del Puente

Fuente: Google Earth

PLANO PERFIL LONGITUDINAL

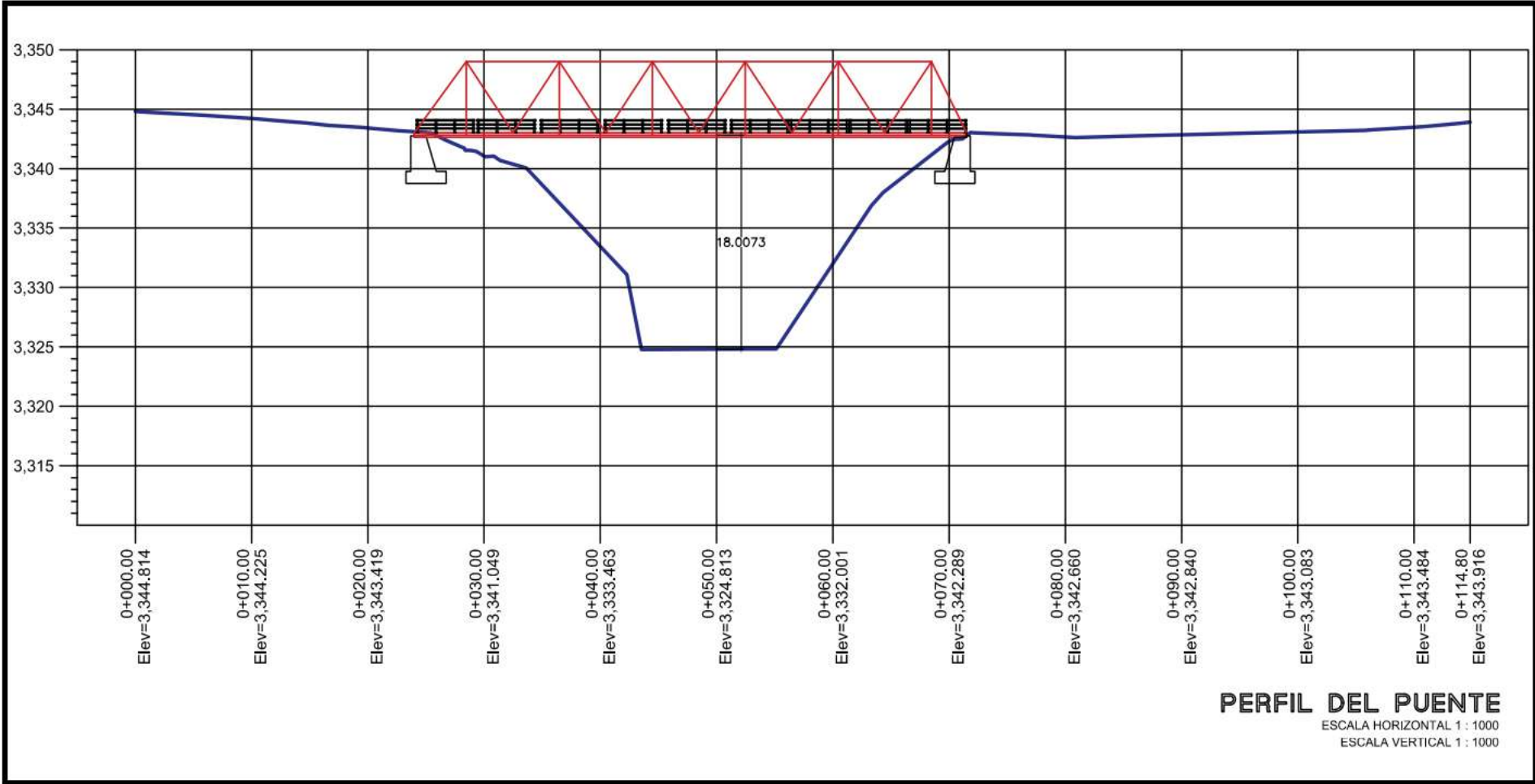
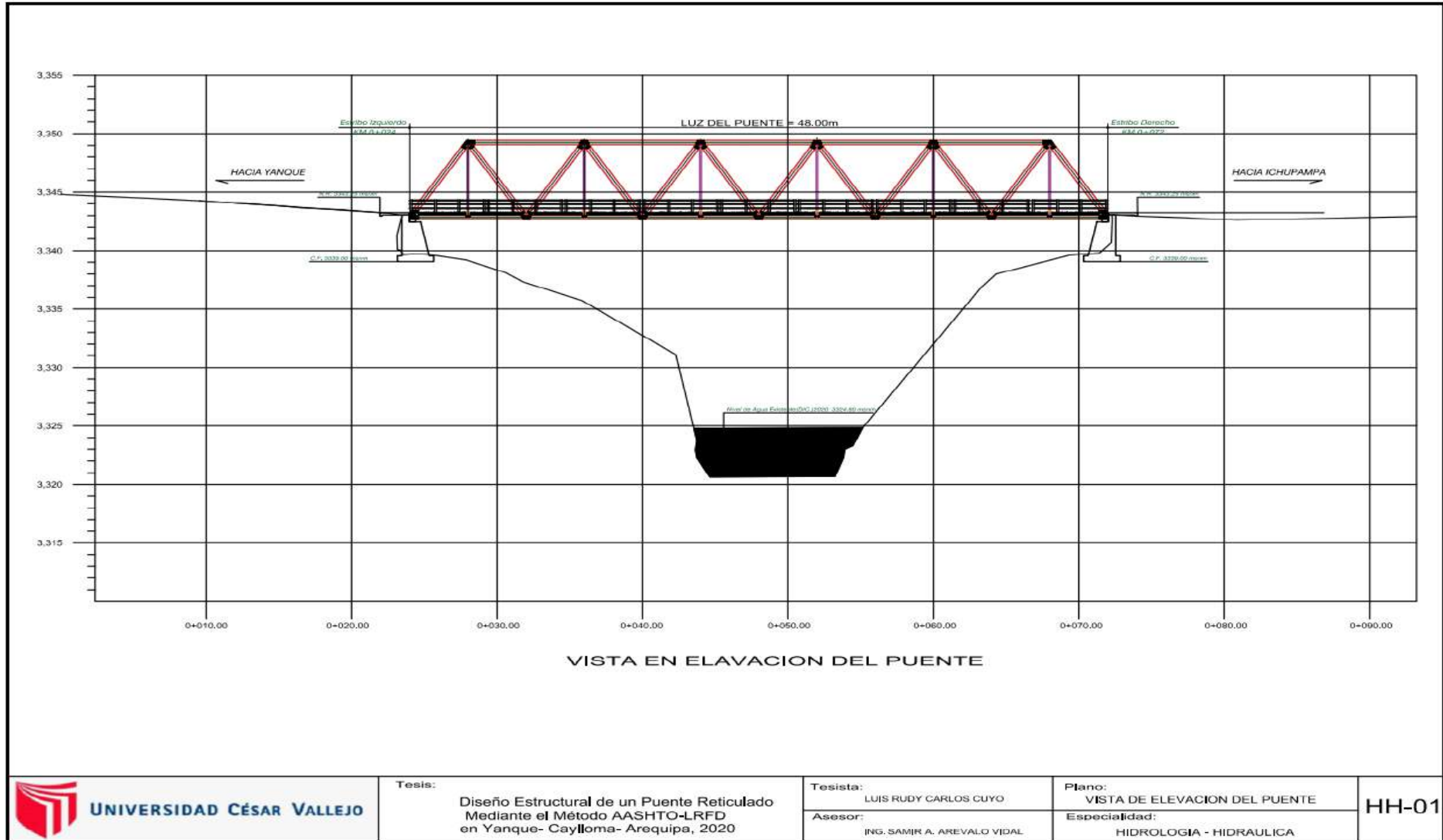
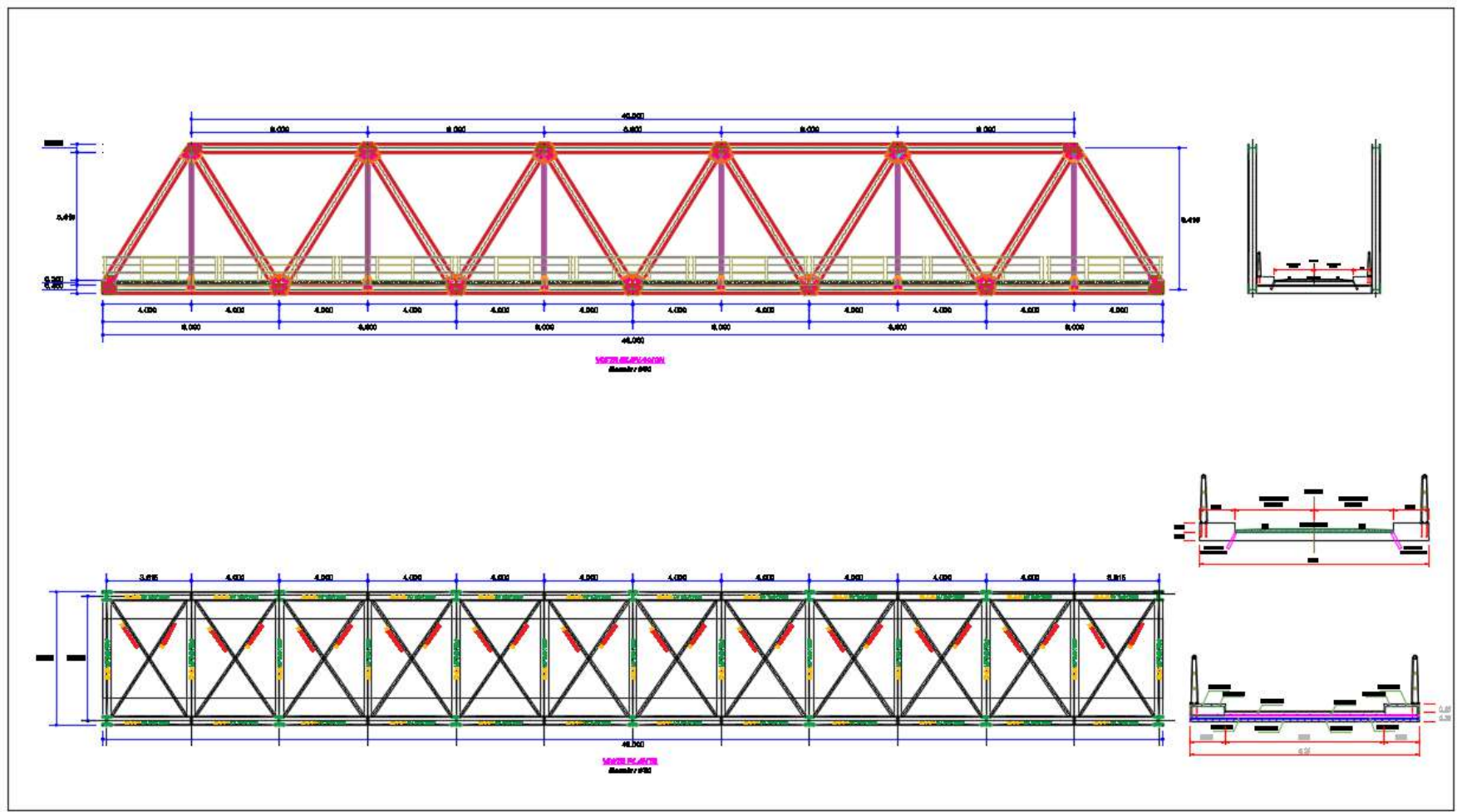


Ilustración: Plano Perfil Longitudinal

Fuente: Propia

PLANO HIDROLOGIA – HIDRAULICA





PANEL FOTOGRAFICO



Ilustración: zona del puente

Fuente: Propia



Ilustración: caudal del rio Colca

Fuente: Propia



Ilustración: Longitud del Puente Chacapi
Fuente: Propia



Ilustración: Puente temporal
Fuente: Propia



Ilustración: apoyos del puente temporal

Fuente: Propia



Ilustración: losa de tablero del puente temporal

Fuente: Propia

PERFIL DE SOCAVACION

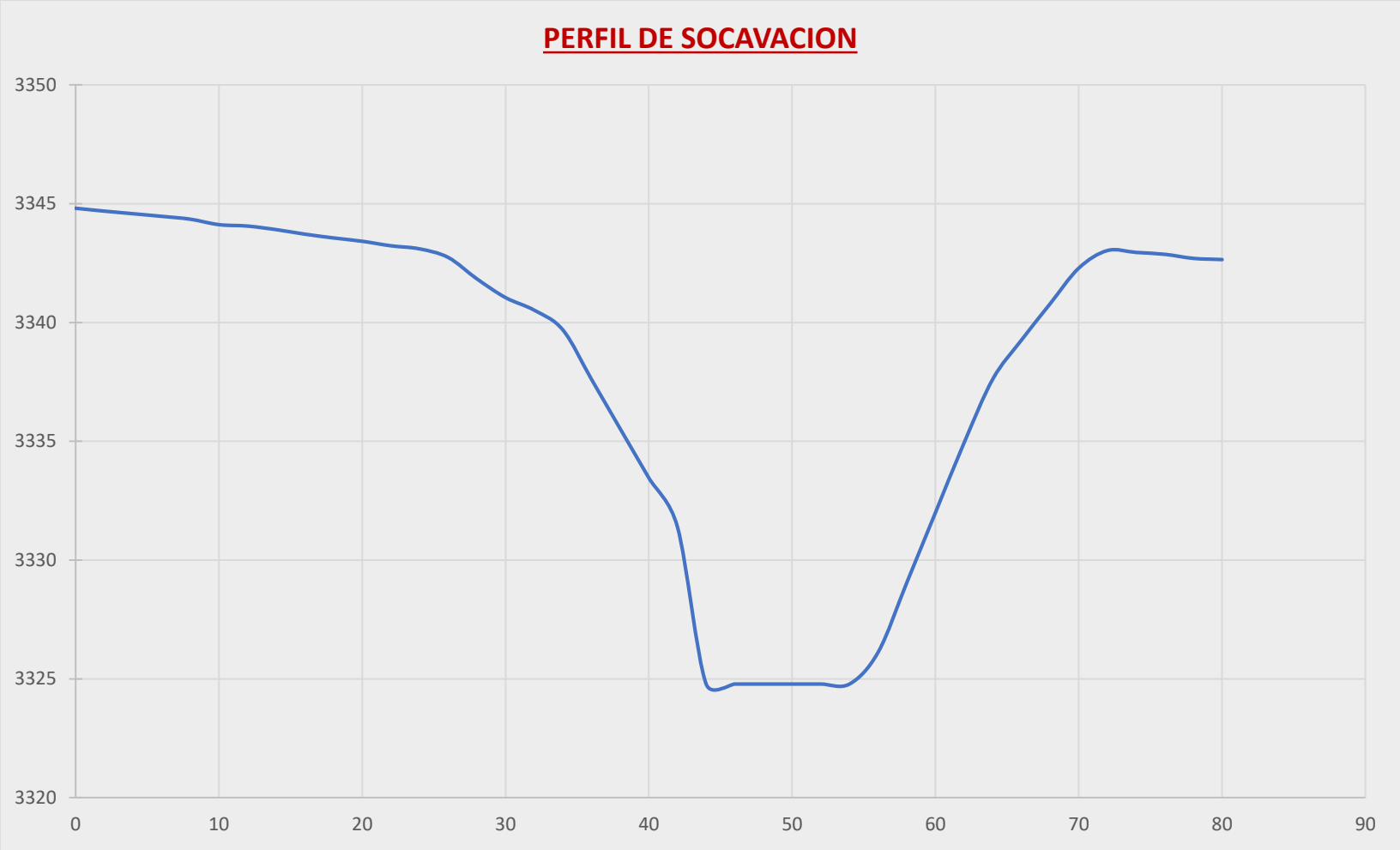



Ilustración: Perfil de Socavación en Río

Fuente: Propia

REPORTE INDECI

 Estado Situacional de la Emergencia			
EMERGENCIA			
COLAPSO DEL PUENTE CHACAPI (00089985)			
Grupo Fenómeno		GEODINAMICA EXTERNA	Fecha 17/08/2017 9:00:00
Fenómeno		DESLIZAMIENTO	Fuente ALCALDE DEL DISTRITO DE YANQUE
Latitud y Longitud	-15,65009	Longitud -71,66161	Usuario CPDCCAYLLOMA02
INFORME PRELIMINAR			
Hechos	EL 17 DE AGOSTO SE FUE A REALIZAR LA VERIFICACION DEL COLAPSO DEL PUENTE CHACAPI, ESTA ESTRUCTURA FUE DAÑADA EN EL SISMO DEL 14 DE AGOSTO DEL 2016 ,QUE FINALMENTE COLAPSO EL 17 DE AGOSTO.		
Daños	PELIGRO LATENTE PARA EL TRANSITO DE VEHICULOS , YA QUE ESTE PUENTE CONECTA A LARI Y MADRIGAL		
Acciones	LA OFICINA DE GESTION DEL RIESGO DE DESASTRE REALIZO LA EVALUACION IN SITU Y EMITIO AL GOBIERNO REGIONAL OFICIO Y EDAN PRELIMINAR DE LA EMERGENCIA.		
ZONAS AFECTADAS			
Región	Provincia	Distrito	Localidad
AREQUIPA	CAYLLOMA	YANQUE	YANQUE
EVALUACION DE DAÑOS GENERAL Cerrar 			
Grpo.Daño	Daño	Cantidad	Und.Med.
TRANSPORTES			
	PUENTES AFECTADOS	0.04	UNIDAD
EVALUACION DE DAÑOS POR LOCALIDAD			
Localidad	Gpo. Daño	Daño	Cantidad Und.Med.
YANQUE			
	TRANSPORTES	PUENTES AFECTADOS	0,04 UNIDAD
ACCIONES REALIZADAS			
Dpto.	Prov.	Dist.	Localidad
REQUERIMIENTO DE ATENCIÓN			
Item N°	Artículo / Bien	Cantidad	Und.Med
APOYO HUMANITARIO			
Item N°	Artículo / Bien	Cantidad	Und.Med
Fecha y Hora de Reporte 28/02/2021 21:01:41			Total Ayuda en TM 0
Imprimir			

ESTUDIO DE SUELOS

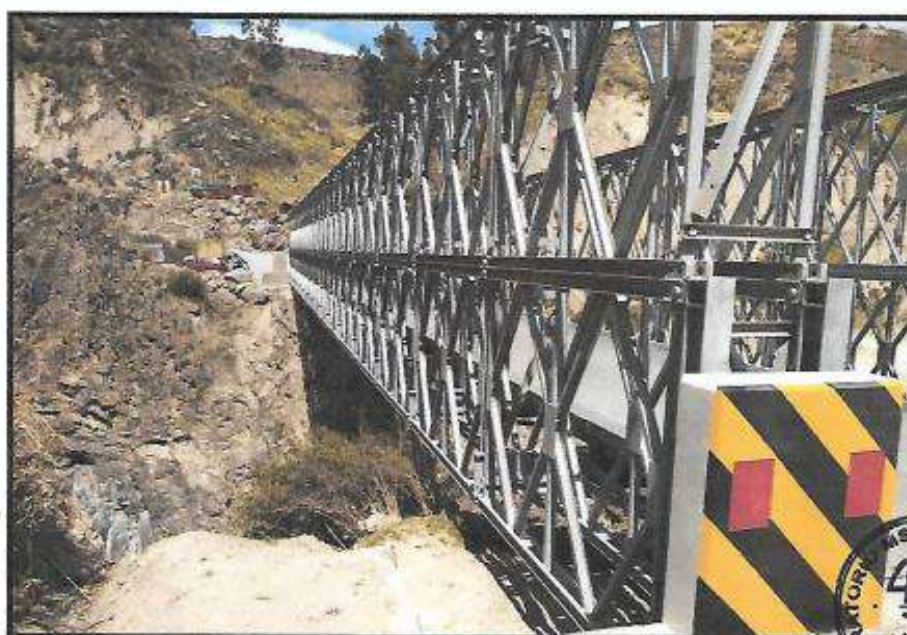


GEOINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE SUELOS. ASFALTO Y CONCRETO.

- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

INFORME TECNICO:

ESTUDIO DE MECANICA SUELOS (ROCAS) CON FINES DE CIMENTACION.




PROYECTO:

“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO
MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE
CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020”

SOLICITANTES: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3059)

UBICACION: YANQUE – CAYLLOMA – AREQUIPA.

DICIEMBRE DE 2020


Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

MSGEOINTEGRA S.A.C.
RUC: 20604624666

EMAIL: msgeointegra@gmail.com
FB: ms geointegra sac

CEL: 916251273
922189857



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Aguas
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

CONTENIDO

INFORME TECNICO:.....	1
INFORME TÉCNICO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA ROCAS.....	3
1. MEMORIA DESCRIPTIVA.....	3
2. INFORMACIÓN PREVIA.....	3
2.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	3
3. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	4
4. GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	4
4.1. GEOLOGIA LOCAL.....	4
4.1.1. ASPECTOR GEOLOGICOS.....	4
5. EXPLORACIÓN DE CAMPO.....	6
6. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA.....	7
7. PERFIL DEL SUELO.....	7
8. CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO.....	7
9. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.....	12
9.1. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE.....	12
9.3. CAPACIDADES PORTANTES:.....	12
10. EFECTO DEL SISMO.....	13
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	14
ANEXO N° 01.....	15
ANEXO N° 02.....	16
ANEXO N° 03.....	17
ANEXO N° 04.....	18





- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

INFORME TÉCNICO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA ROCAS

1. MEMORIA DESCRIPTIVA

El presente trabajo del estudio de mecánica de rocas del área en la que se encuentra el proyecto "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE – CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020" con el objeto de determinar los parámetros de control sobre el macizo rocoso donde se realizará la construcción principal. Para tal fin se han realizado trabajos de campo y laboratorio:

- El primero con reconocimiento del lugar, excavación de dos calicata, muestreo y registro de exploración.
- El segundo con ensayos de laboratorio cuasi inalteradas, caracterización geotécnica y determinación de parámetros de diseño para las estructuras de cimentación; capacidad portante admisible, asentamiento diferencial tolerable.

2. INFORMACIÓN PREVIA

Para la realización del presente estudio de los estudios de suelos se tomará como referencia la norma E-050 Suelos y Cimentaciones del RNE.

2.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto previamente descrito se ubica en el siguiente plano adjunto y coordenadas de las exploraciones geotécnicas.



IMAGEN SATELITAL (UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO)



2.2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El proyecto "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE – CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020" considera la construcción de un almacén de recursos hidrobiológicos.



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

3. ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el objeto de identificar y clasificar el material de fundación conforme a sus propiedades físico-mecánicas, se han efectuado los siguientes ensayos de laboratorio:

ENSAYOS DE LABORATORIO	
ENSAYOS	NORMA
Análisis granulométrico de suelos	(ASTM D422)
Sistema de Clasificación Unificado de Suelos (SUCS)	(ASTM D2487)
Descripción Visual – Manual	(ASTM D2488)
Corte Directo	(ASTM D3080)
Límites de Atterberg	(ASTM D4318)
Humedad natural	(ASTM D2216)
Densidades máximas y mínimas	(ASTM D2937-71)
Peso Específico	(ASTM D2937)
Compresión uniaxial de testigos diamantinos	(ASTM C 39)

Página | 4

Con estos ensayos se obtendrán parámetros de resistencia, permitiendo mediante la aplicación la ecuación general en base a los factores propuestos por **terzaghi**.

4. GEOLOGÍA DE LA ZONA DE ESTUDIO

4.1. GEOLOGIA LOCAL

4.1.1. ASPECTOR GEOLOGICOS

Grupo Yura (± 1000 m) Inicialmente sólo se le reconocieron tres formaciones: Labra, Gramadal y Hualhuani. Con el presente trabajo se ha reconocido a la Formación Puente y se han diferenciado algunos afloramientos, antes reconocidos como Hualhuani en ladra.

Formación Puente (Jm-pu) A. Formación Puente (Jm-pu) Aflora en el cauce del río Colca, cerca de Cabanaconde, sector noroeste, y se prolonga hacia el cuadrángulo de Huambo. Consiste de areniscas masivas blanquecinas de grano fino a medio que muestran estratificación cruzada; se encuentran intercaladas con capas de lutitas.

Formación Labra (JKI-Ia) B. Formación Labra (JKI-Ia) Aflora en el cauce del río Colca, cerca al poblado de Madrigal, anteriormente cartografiada como Formación Hualhuani, así como también cerca del poblado de Maca (Foto N° 15). Consiste de areniscas cuarzosas blanquecinas a marrón, que se encuentran intercaladas con finas capas de lutitas. No se han reportado fósiles en el área, pero estos depósitos se extienden desde el Jurásico medio (Bajociano)

Formación Hualhuani. La formación Hualhuani, unidad que pertenece al Cretáceo inferior, aflora a ambos márgenes del río Colca entre los poblados de Chivay y Coporaque; mientras que, entre los poblados de Maca y Madrigal se expone a la margen izquierda del río. Litológicamente está compuesta por bancos de areniscas cuarzosas que infrayacen al Grupo Tacaza, B.

Grupo Murco Unidad geológica del cretáceo inferior que aflora al este del pueblo de Chivay; en el valle del Colca representa un pequeño porcentaje respecto a las demás unidades. Litológicamente está conformada por areniscas rojas, lutitas rojas y verdes, calizas y yesos. C.

Grupo Tacaza Unidad del Mioceno que afloran en el valle del Colca; en la margen derecha, desde Coporaque hasta Cabanaconde; mientras que en la margen izquierda aflora en: Maca, Achoma, Chivay,





- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

etc. Litológicamente está compuesta de tobas, brechas volcánicas, coladas de lavas andesíticas y niveles de conglomerados.

Grupo Barroso. Unidad que aflora en el valle del Colca y al norte del valle, en su mayoría. En el tramo correspondiente a los distritos de Yanque y Maca los afloramientos se pueden observar a ambos márgenes del río. Litológicamente se encuentra representada por tobas cristalinas no soldadas en el valle del Colca y al norte de éste; además al norte se encuentra el "complejo Volcánico Misimi" la cual pertenece también al Grupo Barroso.

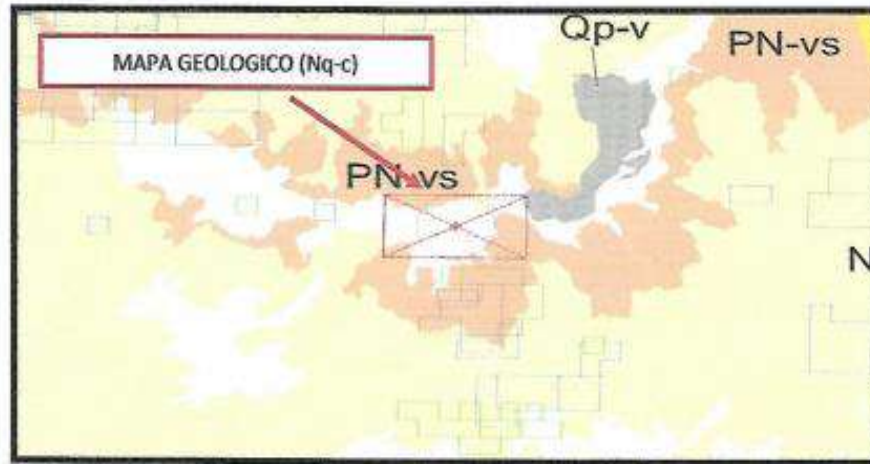


FOTOGRAFIA DEL PERFIL DEL SUELO DEL AREA DE ESTUDIO

Depósitos aluviales Representada por acumulaciones de naturaleza aluvial, su ocurrencia es a lo largo de los cursos fluviales que surcan el área; se les encuentra también como cobertura sobre las lomas. La ocurrencia del material aluvial en Ichupampa es un caso especial debido a que se encuentran debajo de los materiales volcánicos recientes. Litológicamente consiste de gravas y arenas en una matriz limo-arenosa



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales



MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE AREQUIPA 34r (FUENTE: GEOCATMIN)



MAPA GEOLÓGICO DEL CUADRÁNGULO DE AREQUIPA 34r (FUENTE: GEOCATMIN)

5. EXPLORACIÓN DE CAMPO

En campo se excavo dos calicata con profundidad de 0.50 m y 0.60 m. con coordenadas UTM siguientes.

CALICATA	COORDENADAS UTM	
	NORTE	ESTE
C-01	8267410.874	213670.641
C-02	213721.871	8267391.765


Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Meclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

6. NIVEL DE LA NAPA FREÁTICA

En la excavación efectuada de la calicata no se encuentra presencia de napa freática.

7. PERFIL DEL SUELO

El suelo presente en el área de estudio es de arena limosa con roca fracturada en toda su área con una profundidad no mayor de 0.60 m. se observa a la profundidad de 0.60 m. roca intacta.

Página | 7

CALICATA Nro. 1

PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCION	CLASIFICACION SUCS
DE	A		
0.00	0.50	Arena limosa de color rojizo con humedad media y en estado suelto presenta fragmentos de roca fracturada. Se observa material orgánico procedentes de vegetación superficial.	No controlado
0.50	--	Roca Andesita	ROCA

VER MAYOR DETALLE EN ANEXO PERFIL ESTATIGRAFICO



CALICATA Nro. 2

PROFUNDIDAD (m)		DESCRIPCION	CLASIFICACION SUCS
DE	A		
0.00	0.60	Arena limosa de color rojizo con humedad media y en estado suelto presenta fragmentos de roca fracturada	No controlado
0.60	--	Roca Andesita	ROCA

VER MAYOR DETALLE EN ANEXO PERFIL ESTATIGRAFICO

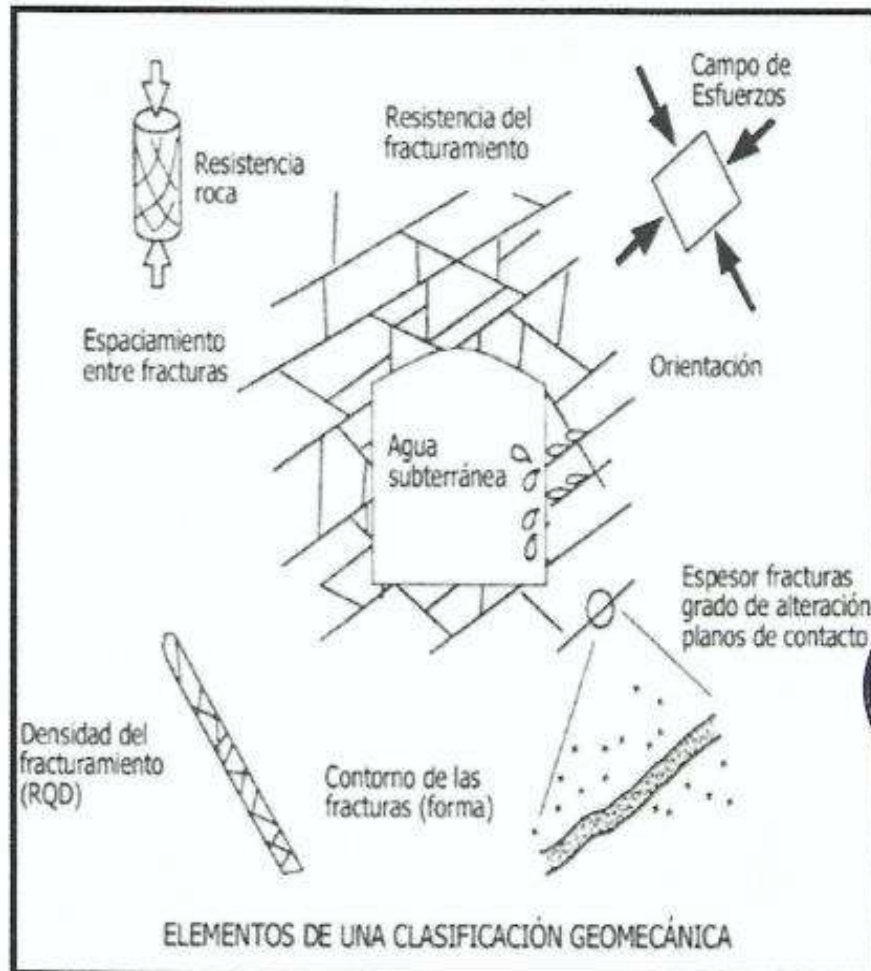
8. CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO

Las clasificaciones geomecánicas que se emplearon en el desarrollo de este informe fueron las de RMR empleada tanto para la caracterización de los macizos rocosos, sus propiedades Geomecánicas como para su aplicación.


Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Meclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales



ELEMENTOS DE CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA (FUENTE GEOTETMIN)

Para ello se deberá de tener en cuenta la resistencia de la roca que será estimada por el martillo de Schmidt, o una picota de geólogo, o a través de la compresión axial en laboratorio, se deberá de tener en cuenta también el espaciamiento entre fracturas, la abertura que hay entre fractura y fractura, el relleno que pueda haber en el interior de esta, la persistencia de la fractura a través del macizo rocoso, el contenido de agua subterránea, ya que tendrá una influencia de fuerza sobre el macizo rocoso, teniendo en cuenta ello, se ve a continuación las siguientes propiedades de las discontinuidades.



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones.
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales



DIAGRAMA DE PROPIEDADES DEL MACIZO ROCOSO (FUENTE GEOTETMIN)



CLASIFICACION RMR. Para realizar la clasificación RMR, primeramente, se zonifica al macizo rocoso en tramos que tengan características geológicas similares o uniformes. Se realiza la recolección de los datos y medidas correspondientes a la tabla de clasificación geomecánica referentes a las propiedades y caracterización del macizo rocoso (matriz rocosa y discontinuidades). A continuación, se obtienen las puntuaciones que resultan de la aplicación de los cinco parámetros de clasificación para ello se usa el apoyo de las tablas de clasificación RMR, posteriormente se ejecuta la corrección por orientación de discontinuidades y finalmente se obtiene un valor numérico que sirve para clasificar el macizo rocoso.

*CLASE	RESISTENCIA	RESISTENCIA UNIAxIAL MPa	INDICE DE CARGA FUNTUAL MPa	ESTIMACION DE LA RESISTENCIA EN EL CAMPO	EJEMPLOS
R6	Extremadamente Resistente	> 250	> 10	Solo se pueden romper esquinas de la roca con el martillo de geologo	Basalto, Dabara Gneiss, Granito, maraca, Chert
R5	Muy Resistente	100 - 250	4 - 10	Se necesitan muchos golpes con el martillo de geologo para romper la muestra.	Amfibolita, arenisca Gneiss, Granito, Granodiorita, Basalto
R4	Resistente	50 - 100	2 - 4	Se necesita mas de un golpe con el martillo de geologo para romper la muestra	Caliza, Marmol, Esquistos, arenisca
R3	Moderadamente Resistente	25 - 50	1 - 2	No se puede rayar o descombar con una navaja, las muestras se pueden romper con un golpe firme con el martillo.	Concreto, Esquistos, carbon, Sulfato
R2	Debil	5 - 25	**	Puede descombarse con dificultad con una navaja, se pueden hacer marcas poca profundas golpeando fuertemente la roca con la punta del martillo.	Creta, margo, Yeso, Esquistos, Shale
R1	Muy debil	1.0 - 5.0		Delembable bajo golpes fuertes con la punta del martillo de geologo puede descombarse con una navaja	Roca alterada, Shale
R0	Extremadamente Debil	0.25 - 1		Rayado por la uña del dedo pulgar	Falla delgada rigida

TABLA DE DETERMINACION DE RESISTENCIA UNIAxIAL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

DESCRIPCIÓN ESPACIAMIENTO	ESPACIO DE JUNTAS	TIPO MACIZO ROCOSO
Muy ancho	> 3 m	Sólido
Ancho	1 - 3 m	Masivo
Moderadamente cerrado	0.3 - 1 m	En bloques
Cerrado	50 - 300 mm	Fracturado
Muy cerrado	< 50 mm	Machacado

TABLA DE CLASIFICACIÓN PARA EL MACIZO ROCOSO POR EL ESPACIAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES.

DESCRIPCIÓN	SEPARACIÓN
Abierta	> 5 mm
Moderadamente abierta	1 - 5 mm
Cerrada	0.1 - 1 mm
Muy cerrada	< 0.1

TABLA DE CLASIFICACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES TENIENDO EN CUENTA SU SEPARACIÓN



RUGOSIDAD	VALOR
MUY RUGOSA	99 - 100
RUGOSA	87 - 98
MODERADAMENTE RUGOSA	81 - 86
SUPERFICIE SUAVE	60 - 80
ESPEJO DE FALLA	50 - 59

TABLA DE GRADOS DE RUGOSIDAD DE LAS DISCONTINUIDADES

TÉRMINO	DESCRIPCIÓN	GRADO
ROCA FRESCA	No presenta signos visibles de meteorización en la roca; tal vez una leve decoloración en las superficies de las discontinuidades mayores.	I
LEVEMENTE METEORIZADA	La decoloración indica meteorización de la roca y en las superficies de las discontinuidades. La roca en su totalidad puede estar decolorada por la meteorización o puede estar externamente algo más débil. Que en su condición fresca.	II
MODERADAMENTE METEORIZADA	Menos de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como colpas o testigos continuos.	III
MUY METEORIZADA	Más de la mitad de la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La roca fresca o decolorada se puede presentar como colpas o testigos discontinuos.	IV
COMPLETAMENTE METEORIZADA	Toda la roca está descompuesta y/o desintegrada como un suelo. La estructura original del macizo aún se mantiene en gran parte intacta.	V
SUELO RESIDUAL	Toda la roca está convertida como suelo. La estructura del macizo y la fábrica del material están destruidas. Existe un gran cambio de volumen, sin embargo el suelo no ha sido transportado significativamente.	VI

TABLA DEL GRADO DE METEORIZACION ISRM (1981)



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Meclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

RELLENO	DESCRIPCIÓN
FINO	Materia principalmente de grano fino con escasos fragmentos de mayor tamaño. Presenta limos y arcilla.
MEDIO	Es aquel que presenta una mezcla de arenas o suelo y fragmentos de roca más grueso, siendo en general los fragmentos, menores o iguales al radio de la sección del testigo.
GRUESO	Predominantemente los fragmentos de tamaño superior al radio del testigo, pero se presentan como trozos donde no se puede reconstruir el cilindro original de perforación.

TABLA DE DESCRIPCIÓN DEL RELLENO DE LAS DISCONTINUIDADES

TABLA DE PARÁMETROS Y RANGO DE VALORES PARA LA CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA RMR89, BIENIAWSKI, 1989

CLASE	RMR	CALIDAD DE LA ROCA
I	81 - 100	Muy buena
II	61 - 80	Buena
III	41 - 60	Regular
IV	21 - 40	Mala
V	0 - 20	Muy mala

TABLA DE CALIDAD DEL MACIZO ROCOSO EN FUNCIÓN DEL RMR

Según los datos obtenidos de manera visual y la compresión uniaxial en laboratorio, pudimos estimarle un valor de la calidad del macizo rocoso, dándonos un macizo rocoso de tipo bueno con valores de RMR de 61 a 80 clase II.

REPORTE RMR

RMR = 65

VALORACION = 61 - 80

NUMERO DE CLASE = II

DESCRIPCION = ROCA BUENA

ANGULO DE FRICCION = 35°


Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

9. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

9.1. CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

Basándose en el muestreo de campo, registro de exploración y del perfil estratigráfico determinado, así como en las características de la estructura a construir, se asume inicialmente cimentar las estructuras a una profundidad de 1.6 m. apoyándose en el estrato II muestra II para verificar la diferencia de capacidad portante de acuerdo a la profundidad de desplante para mayor análisis.

Página | 12

9.3. CAPACIDADES PORTANTES:

Se estiman las capacidades portantes de acuerdo a la profundidad y al ancho de la cimentación. Las unidades se encuentran en Kg/cm². se observa que mientras la profundidad aumenta las cargas admisibles también aumentan gradualmente por ende si aumentamos las dimensiones de las zapatas las cargas admisibles también aumentarían, dándole así mayor estabilidad y seguridad a la estructura.

POR EL MECANISMO DE MEYERHOFF:

Consideraciones

Ancho de la cimentación : 0.80 m
Profundidad de Desplante Efectiva : 1.60 m
Peso Unitario del Suelo : 2.90 g/cm³
Angulo de Rozamiento Residual : 35.0°
Inclinación de la carga que llega a la zapata: 10° (se toma en cuenta por las fuerzas axiales y cortantes sísmicas).



$$Q_u = 37.39 \text{ Kg/cm}^2$$
$$Q_{\text{admisible}} = 9.35 \text{ Kg/cm}^2$$


Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

10. EFECTO DEL SISMO

El territorio Nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la figura. La zonificación propuesta en la norma E.030 del reglamento Nacional de edificaciones se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en la información geotectónica.

Página | 13



Parámetros de diseño Sismorresistente según la norma E-030 "diseño Sismorresistente" del RNE.

Factor de Zona (Z)	0.35 (Zona 3)
Tipo de Suelo	S1
Factor de Amplificación del Suelo (S)	1.00
Periodo T_p	0.4
Periodo T_I	2.5
Factor de Uso	1.5



Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- El terreno presenta forma irregular.
- Los esfuerzos aplicados no deben exceder a la capacidad admisible.
- No extrapolar estos resultados.
- Los parámetros del ángulo de fricción y la carga admisible son únicos de la muestra obtenida en la excavación.
- Se ha podido determinar que la zona geomorfología es estable al efecto del depósito transitorio accidental
- El material predominante es de clasificación ROCA BUENA.
- El material presenta una densidad ALTA DE 2.90 g/cm³
- Agresividad del suelo a la Cimentación: se ha considerado que el suelo no es agresivo para tal efecto se considerara utilizar cemento tipo IP para todas las cimentaciones.
- Napa freática: no se encontró napa freática hasta la profundidad de 0.60 m
- Tipo de cimentación: Zapatas aisladas o conectada
- Estrato de apoyo en la cimentación: Estrato II muestra II
- Parámetros de diseño:
Profundidad de desplante: Df = 1.60 m
Capacidad portante mínima para una profundidad de 1.60 m

Zapata aislada o conectada: Qadm = 9.35 Kg/cm²

- Los cuadros muestran la variación de capacidad de carga admisible el cual resulta dividiendo la capacidad de carga limite entre el factor de seguridad.
- Para el diseño de concreto simple trabajar según la Norma (E-060) diseño en rotura, además de considerar las cargas aplicadas de la Norma (E-020) y la Norma de Diseño Sismorresistente (E-030).
- Los parámetros del suelo, factor de uso son:

Factor de Zona (Z)	0.35 (Zona 3)
Tipo de Suelo	S1
Factor de Amplificación del Suelo (S)	1.00
Periodo Tp	0.4
Periodo Tl	2.5
Factor de Uso	1.5

- Las conclusiones y Recomendaciones son válidas para la muestra depositada en el laboratorio, la zona de estudio y para los niveles de cargas consideradas en el proyecto.




Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL



GEOINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE SUELOS, ASFALTO Y CONCRETO.

- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

Página | 1!

ANEXO N° 01 **ENSAYOS DE LABORATORIO**





MS GEINTEGRA S.A.C.

LABORATORIO DE INGENIERIA DE SUELOS, PAVIMENTOS Y CONCRETO.

INFORME DE ENSAYO RESISTENCIA A LA COMPRESION DE TESTIGOS CILINDRICOS NORMA ASTM C-39

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL METODO AASHTO-LRFD EN YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020"

UBICACIÓN: YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA
CLIENTE: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3049)

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA: TESTIGOS CILINDRICOS DE 2" DE DIAMETRO CÓDIGO DE MUESTRA: MS-0877-2020
UBICACIÓN: CALICATA 02 F. RECEPCIÓN: 07/12/2020
F. EMISIÓN: 19/12/2020

IDENTIFICACIÓN DEL TESTIGO	CODIGO	DENSIDAD DE LA ROCA (g/cm ³)	H (ALTURA DEL TESTIGO) cm	SECCIÓN TRANSV. cm ²	CARGA MÁXIMA kg	ESFUERZO DE ROTURA kg/cm ²	ESFUERZO DE ROTURA MPa
ROCA	P-01	2.90	13.30	6.70	1700	464	47.5




Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

PRENSA UTILIZADA	PP - 433 SERIE: 4020, ARSOU GROUP S.A.C.
RANGO DE MEDICIÓN	120000 kg

OBSERVACIONES:

1.- EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO.
2.- EL INFORME CORRESPONDE ÚNICAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA.



MS GEINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE INGENIERIA DE SUELOS, PAVIMENTOS Y CONCRETO.

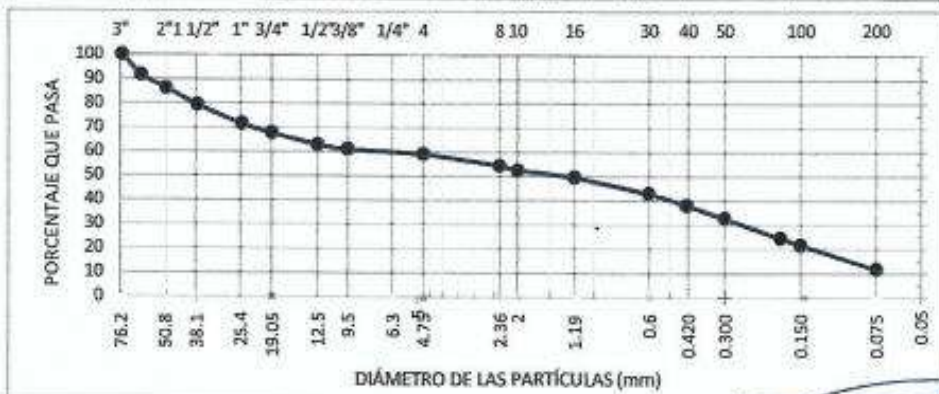
INFORME DE ENSAYO
ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO
NORMA ASTM D-422

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020"

UBICACIÓN: YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA
CLIENTE: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3059)
DIRECCIÓN: -

MUESTRA: CALICATA 1 CÓDIGO DE MUESTRA: MS-0877-2020
ESTRATO: 1 F. RECEPCIÓN: 07/12/2020
CONDICIÓN: ALTERADO F. EMISIÓN: 19/12/2020

CLASIFICACIÓN SUCE	MAJLA ASYSE	ABERTURA (mm)	Peso Retenido (g)	% Retenido	% Pas. Acumulado	ESPECIFICACIÓN A.S. AASHTO M-147
SP-5M	>3"					
ARENA MAL GRADUADA CON LIMBO Y GRAVA	3"	75.00			100.00	
	2 1/2"	63.00	354	8.49	91.51	
	2"	50.00	220	5.27	86.24	
CLASIFICACIÓN AASHTO	1 1/2"	37.50	295	7.07	79.17	
	1"	25.00	325	7.79	71.38	
	3/4"	19.00	156	3.74	67.64	
	1/2"	12.50	203	4.87	62.78	
	3/8"	9.50	75	1.80	60.98	
	N° 4	4.75	85	2.04	58.94	
COEFICIENTES	N° 8	2.36	42.0	4.67	54.27	
C _u = 110.869	C _c = 0.149	N° 10	2.00	17.4	1.93	52.34
		N° 16	1.19	26.5	2.95	49.39
W _{mi}	4172.0	N° 30	0.60	62.3	6.93	42.47
W _p N°4	2459.0	N° 40	0.425	41.9	4.66	37.81
W _{mi} f	600.0	N° 50	0.300	48.6	5.40	32.41
		N° 80	0.180	72.8	8.09	24.31
GRAVA	41.1%	N° 100	0.150	25.1	2.79	21.52
ARENA	47.4%	N° 200	0.075	90.0	10.00	11.52
FINOS	11.5%	FONDO		103.6	11.52	



OBSERVACIONES:

(Signature)
Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

1.-EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO.
2.-EL INFORME CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA.



MS GEOINTEGRA S.A.C.

LABORATORIO DE INGENIERIA DE SUELOS, PAVIMENTOS Y CONCRETO.

INFORME DE ENSAYO CONTENIDO DE HUMEDAD NORMA ASTM D-2216

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL METODO AASHTO-LRFD EN YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020"

UBICACIÓN: YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA
CLIENTE: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3059)
DIRECCIÓN: -

MUESTRA: CALICATA 1
ESTRATO: 1
CONDICIÓN: ALTERADO

CÓDIGO DE MUESTRA: MS-0077-2020
F. RECEPCIÓN: 07/12/2020
F. EMISIÓN: 19/12/2020

CONTENIDO DE HUMEDAD	
DESCRIPCIÓN	
PESO SUELO HÚMEDO + CÁPSULA (g)	3681.0
PESO SUELO SECO + CÁPSULA (g)	3549.0
PESO DEL AGUA (g)	132.0
PESO DE LA CÁPSULA (g)	0.0
PESO NETO DEL SUELO SECO (g)	3549
PORCENTAJE DE HUMEDAD %	3.7




Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

OBSERVACIONES:

1.-EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO.
2.-EL INFORME CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA.



MS GEINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE INGENIERIA DE SUELOS, PAVIMENTOS Y CONCRETO.

INFORME DE ENSAYO DENSIDAD MÍNIMA Y MÁXIMA

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020"

UBICACIÓN: YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA.

CLIENTE: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3059)

DIRECCIÓN: -

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA:	CALICATA 1	CÓDIGO DE MUESTRA:	MS-0877-2020
ESTRATO:	1	F. RECEPCIÓN:	07/12/2020
CONDICIÓN:	ALTERADO	F. EMISIÓN:	19/12/2020

DENSIDAD MÍNIMA			
DESCRIPCION	1	2	3
PESO MOLDE (g)	8415	8415	8415
PESO MOLDE + SUELO (g)	12879	12880	12795
PESO SECO DE LA MUESTRA (g)	4464	4465	4380
VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm ³)	3068.6	3068.6	3068.6
PESO ESPECIFICO (g/cm ³)	1.455	1.455	1.427

DENSIDAD MÍNIMA	1.446 g/cm ³
-----------------	-------------------------

DENSIDAD MÁXIMA			
DESCRIPCION	1	2	3
PESO MOLDE (g)	8415	8415	8415
PESO MOLDE + SUELO (g)	13145	13125	13354
PESO SECO DE LA MUESTRA (g)	4730	4710	4939
VOLUMEN DE LA MUESTRA (cm ³)	3068.6	3068.6	3068.6
PESO ESPECIFICO (g/cm ³)	1.541	1.535	1.610

DENSIDAD MÁXIMA	1.562 g/cm ³
-----------------	-------------------------




Ing. Miguel Ángel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

OBSERVACIONES:

- 1.-LAS COPIAS DE ESTE INFORME DE ENSAYO NO SON VÁLIDAS SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO MS GEINTEGRA S.A.C.
- 2.-EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO.
- 3.-EL INFORME CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA.



GEOINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE SUELOS, ASFALTO Y CONCRETO.

- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

Página | 11

ANEXO N° 02
PERFIL
ESTATIGRAFICO





MS GEINTEGRA S.A.C.

LABORATORIO DE INGENIERIA DE SUELOS, PAVIMENTOS Y CONCRETO.

PERFILES ESTRATIGRAFICOS REGISTRO DE CALICATAS

PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE RETICULADO MEDIANTE EL MÉTODO AASHTO-LRFD EN YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA, 2020"

UBICACIÓN: YANQUE - CAYLLOMA - AREQUIPA.

CLIENTE: CARLOS CUYO LUIS RUDY (CÓDIGO ORCID 0000-0003-4223-3059)

DIRECCION: --

DATOS DE LA MUESTRA

MUESTRA: CALICATA 1

CÓDIGO DE MUESTRA: MS-0877-2020

ESTRATOS: 1 Y 2

F. RECEPCIÓN: 07/12/2020

CONDICION: ALTERADO

F. EMISIÓN: 19/12/2020

DATOS DE LA UBICACIÓN UTM

NORTE: 8176951.8

ESTE: 192020.5

Prof. (m)	Gráfico	Descripción y naturaleza del terreno	Clasificación SUCS
0.1		MATERIAL DE RELLENO ARENA LIMOSA CON FRAGMENTOS DE ROCA CON HUMEDAD MEDIA Y EN ESTADO SEMIDENSO	NO CONTROLADO
0.5		ROCA	ROCA



Ing. Miguel Angel Toledo Romero
C.I.P. 185388 - CIVIL

- 1.- LA COPIA DE ESTE INFORME DE ENSAYO NO ES VÁLIDO SIN LA AUTORIZACIÓN DEL LABORATORIO MS GEINTEGRA SAC
- 2.- EL LABORATORIO NO SE HACE RESPONSABLE DEL USO Y LA INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DEL INFORME DEL ENSAYO.
- 3.- EL INFORME CORRESPONDE ÚNICA Y EXCLUSIVAMENTE A LA MUESTRA RECIBIDA.



GEOINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE SUELOS, ASFALTO Y CONCRETO.

- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

Página | 17

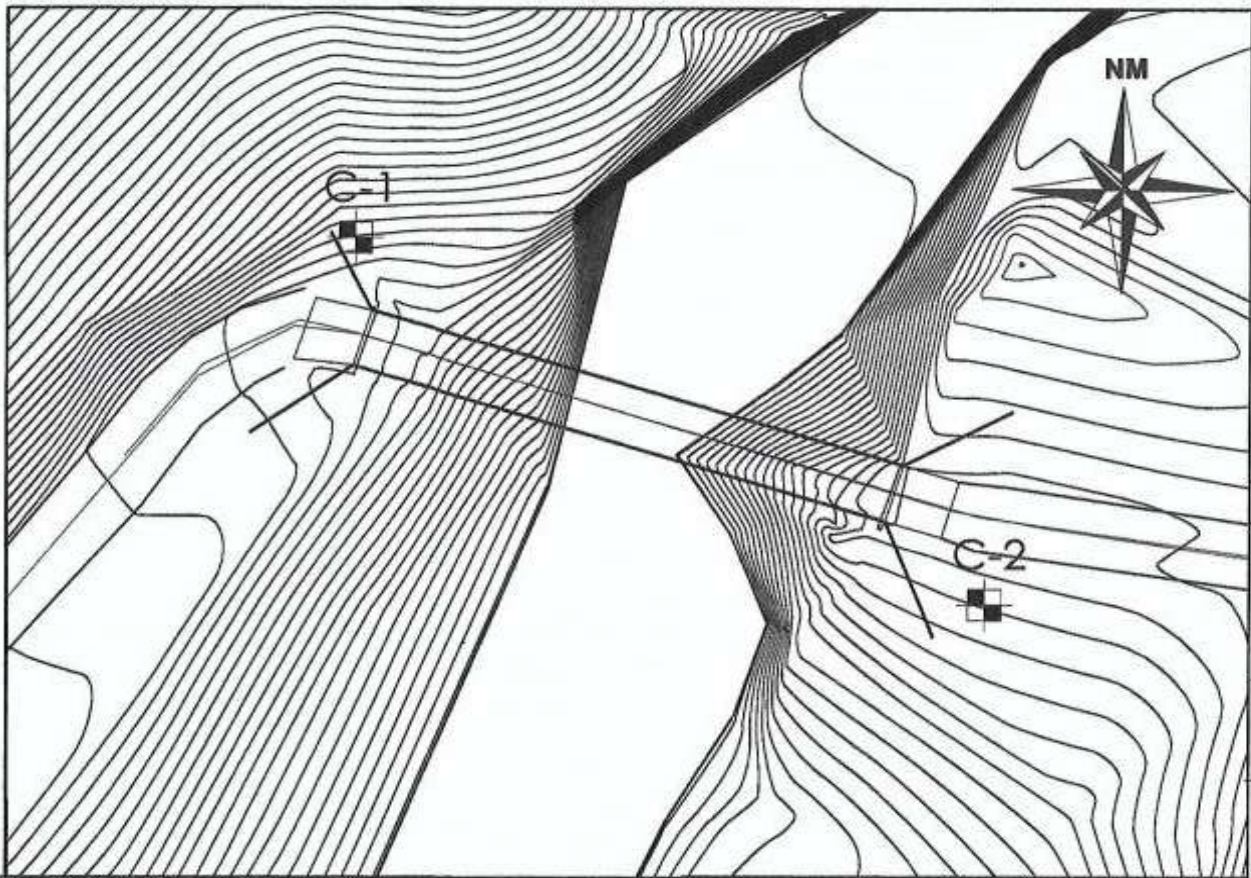
ANEXO N° 03 PLANO DE UBICACIÓN DE CALICATA



MSGEOINTEGRA S.A.C.
RUC: 20604624666

EMAIL: msgeointegra@gmail.com
FB: ms geointegra sac

CEL: 916251273
922189857



CAYLLOMA - AREQUIPA

PLANO DE UBICACIÓN

ESC. 1 : 250

SELLO Y FIRMA

PLANO:
UBICACIÓN

ESCALA:
INDICADA



GEINTEGRA S.A.C.
LABORATORIO DE SUELOS. ASFALTO Y CONCRETO.

- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales

Página | 18

ANEXO N° 04 PANEL FOTOGRAFICO





- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales



RESISTENCIA DEL TESTIGO CILINDRICO C-01



- Estudio de Suelos para Carreteras y Edificaciones
- Mecánica de Rocas
- Análisis Químico de Suelos
- Análisis Químico de Agua
- Diseño de le Mezclas en Concreto y Asfalto en frío y caliente
- Análisis y ensayos de Materiales



TIPO DE FALLA DEL TESTIGO CILINDRICO C-02



TIPO DE FALLA DEL TESTIGO CILINDRICO C-02





UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Declaratoria de Originalidad del Autor

Yo, CARLOS CUYO LUIS RUDY estudiante de la FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA de la escuela profesional de INGENIERÍA CIVIL de la UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO SAC - LIMA ESTE, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan la Tesis titulada: "Diseño Estructural de un Puente Reticulado Mediante el Método AASHTO-LRFD en Yanque – Caylloma - Arequipa, 2021", es de mi autoría, por lo tanto, declaro que la Tesis:

1. No ha sido plagiada ni total, ni parcialmente.
2. He mencionado todas las fuentes empleadas, identificando correctamente toda cita textual o de paráfrasis proveniente de otras fuentes.
3. No ha sido publicada, ni presentada anteriormente para la obtención de otro grado académico o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Nombres y Apellidos	Firma
CARLOS CUYO LUIS RUDY DNI: 44168069 ORCID 0000-0003-4223-3059	Firmado digitalmente por: LUCARLOSC el 06-05-2021 22:35:59

Código documento Trilce: INV - 0171675