



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR DE VIGA COMPUESTA
MEDIANTE LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD PARA LA CONTINUIDAD
VEHICULAR DE LA VÍA DE ACCESO AGUAS ARRIBA EN LA OBRA DE LA
CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SAN GABÁN III

Línea de investigación:
Seguridad vial e infraestructura de transporte

Trabajo de suficiencia Profesional para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

Autor:

De La Cruz Chicana, Leo

Asesor:

Tello Malpartida, Omart Demetrio
(ORCID: 0000-0002-5043-6510)

Jurado:

Jaramillo Tarazona, Francisco
Quintanilla Huayta, Darío
Yucra Ayala, Maddeley Elizabeth

Lima - Perú

2023



Reporte de Análisis de Similitud

Archivo:	1A--WORD-2023
Fecha del Análisis:	03 /02/2023
Analizado por:	ALAVI VALVERDE LILIANA MIRIAM
Correo del analista:	LALAVI@UNFV.EDU.PE
Porcentaje:	19 %
Título	RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR DE VIGA COMPUESTA MEDIANTE LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD PARA LA CONTINUIDAD VEHICULAR DE LA VIA DE ACCESO AGUAS ARRIBA EN LA OBRA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SAN GABÁN III
Enlace:	https://secure.arkund.com/old/view/150671096-373118-270492#FZA7bsQwDEtv4polrOFH1F4I2CJYJIGLbLNlKlVnCeAYJvnEofR7/LyO2/uw cRLThghHgQrtUqNlg7JDObCD+c7BPBGogwX9oB/0gx4tOoWYM2IMinOnO2cmZ 5oz/C2qi+pqk4hEhSbapWXCXbgLd+Eu3IW7HAZ3OQwbiA3EBgoYtIDABLMCLuA CLuESLmESJmESJmESJmEKpmCKWQVXcNxFBbODcpM26DrNzbmHiz8NNI0dnZd hTbb0IDIXZok03DHFdytcahmPwkP0sJa1W6csetk673a8ru/n9XU9Pp6Pz+N2vo3 W7LOCzyeuf7+AQ==



[Handwritten signature]

MS. WALTER ALBERTO VARGAS MACHUCA CARTOLÍN
Jefe de la Oficina de Grados y Gestión del Egresado - FIC



Universidad Nacional
Federico Villarreal

VRIN | VICERRECTORADO
DE INVESTIGACIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR DE
VIGA COMPUESTA MEDIANTE LA METODOLOGÍA AASHTO
LRFD PARA LA CONTINUIDAD VEHICULAR DE LA VÍA DE
ACCESO AGUAS ARRIBA EN LA OBRA DE LA CENTRAL
HIDROELÉCTRICA DE SAN GABÁN III”

Línea de Investigación:
Seguridad vial e Infraestructura de Transporte

Modalidad de suficiencia Profesional para optar el Título Profesional de
Ingeniero Civil

Autor(a)
De La Cruz Chicana, Leo

Asesor(a)
Tello Malpartida, Omart Demetrio
ORCID: 0000-0002-5043-6510

Jurados
Jaramillo Tarazona, Francisco
Quintanilla Huayta, Darío
Yucra Ayala, Maddeley Elizabeth

Lima – Perú
2023

Agradecimiento:

A Dios por iluminar y guiar mi camino, protegiendome en todo momento. A mi madre que siempre me brinda su apoyo incondicional. A mi hermana y sobrino por sus buenas vibras. A mis compañeros del trabajo, por la oportunidad de aprender en este hermoso proyecto.

ÍNDICE

I. INTRODUCCIÓN	15
1.1. TRAYECTORIA DEL AUTOR	19
1.2. DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA/INSTITUCIÓN DONDE LABORO	20
1.3. ORGANIGRAMA DE LA EMPRESA	21
1.4. ÁREAS Y FUNCIONES DESEMPEÑADAS	22
II. DESCRIPCIÓN DE UNA ACTIVIDAD ESPECÍFICA	23
2.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	23
2.2. JUSTIFICACIÓN	25
2.3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	26
2.3.1. <i>Problema general</i>	26
2.3.2. <i>Problema específico</i>	26
2.4. ANTECEDENTES	27
2.4.1. <i>A nivel Nacional</i>	27
2.4.2. <i>A nivel internacional</i>	29
2.5. OBJETIVO GENERAL Y ESPECÍFICO.....	31
2.5.1. <i>Objetivo General</i>	31
2.5.2. <i>Objetivos específicos</i>	31
2.6. HIPÓTESIS GENERAL Y ESPECÍFICO	31
2.6.1. <i>Hipótesis general</i>	31
2.6.2. <i>Hipótesis específicas</i>	31
2.7. MARCO TEÓRICO.....	31
2.7.1. <i>Bases teóricas sobre puentes</i>	31

2.7.2.	<i>Clasificación de puentes</i>	32
2.7.3.	<i>Definición de puente de viga compuesta</i>	33
2.7.4.	<i>Partes del puente</i>	34
2.7.5.	<i>Criterios de diseño:</i>	38
2.7.6.	<i>Estudios básicos para la construcción de puentes</i>	38
2.7.7.	<i>Especificaciones de diseño AASHTO LRFD</i>	40
2.7.8.	<i>Predimensionamiento de viga</i>	42
2.7.9.	<i>Predimensionamiento de estribos</i>	45
2.7.10.	<i>Diseño de la superestructura</i>	47
2.7.11.	<i>Diseño de la subestructura</i>	77
2.7.12.	<i>Análisis de la deflexión debido a la carga viva</i>	114
2.8.	MÉTODO	115
2.8.1.	<i>Diseño de la investigación</i>	115
2.8.2.	<i>Alcance de la investigación</i>	115
2.8.3.	<i>Tipo de investigación</i>	115
2.8.4.	<i>Población y muestra</i>	115
2.8.5.	<i>Instrumentos</i>	116
2.8.6.	<i>Desarrollo de la Experiencia (Procedimiento)</i>	117
2.9.	ANÁLISIS DE LA DEFLEXIÓN DEBIDO A LA CARGA VIVA	207
2.9.1.	<i>Cálculo de las deflexiones</i>	214
2.9.2.	<i>Sección de perfil de acero mejorado</i>	216
2.9.3.	<i>Verificación de máximas deflexiones en viga compuesta mejorada</i>	217

2.10. RESULTADOS	220
2.10.1. <i>En la superestructura:</i>	220
2.10.2. <i>En la subestructura:</i>	223
2.11. DISCUSIÓN.....	228
III. APORTES MÁS DESTACABLES A LA EMPRESA	231
3.1. APORTES MÁS DESTACABLES A LA EMPRESA.....	231
IV. CONCLUSIONES.....	234
V. RECOMENDACIONES	236
VI. REFERENCIAS.....	237
VII. ANEXOS.....	239
7.1. MATRIZ DE CONSISTENCIA	239
7.2. MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN	240

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 <i>Valores de la deflexión máxima permisible en puentes</i>	52
Tabla 2 <i>Altura equivalente de sobrecarga del terreno debido a la altura de estribo</i>	79
Tabla 3 <i>Estados límite para las diversas combinaciones de cargas verticales</i>	87
Tabla 4 <i>Estados límite para las diversas combinaciones de cargas horizontales</i>	87
Tabla 5 <i>Presiones actuantes sobre el estribo</i>	91
Tabla 6 <i>Puentes existentes cercanos a la localidad de Casahuiri</i>	116
Tabla 7 <i>Cuadro de cargas permanentes</i>	144
Tabla 8 <i>Cuadro de cargas transitorias</i>	144
Tabla 9 <i>Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga Dc</i>	162
Tabla 10 <i>Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga Ev</i>	163
Tabla 11 <i>Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga WA</i>	164
Tabla 12 <i>Resumen de cargas verticales</i>	165
Tabla 13 <i>Resumen de cargas horizontales</i>	169
Tabla 14 <i>Estados límite para las diversas combinaciones de cargas verticales</i>	169
Tabla 15 <i>Estados límite para las diversas combinaciones de cargas horizontales</i>	170
Tabla 16 <i>Cargas verticales en los diversos estados límite.</i>	171
Tabla 17 <i>Momentos verticales en los diversos estados límite</i>	171
Tabla 18 <i>Cargas horizontales en los diversos estados límite.</i>	172
Tabla 19 <i>Momentos horizontales en los diversos estados límite.</i>	172
Tabla 20 <i>Excentricidad de las cargas en los diversos estados límite.</i>	173
Tabla 21 <i>Cálculo del deslizamiento de la base del estribo</i>	174
Tabla 22 <i>Presiones actuantes sobre el estribo</i>	174

Tabla 23 <i>Estabilidad por capacidad portante del suelo</i>	175
Tabla 24 <i>Cargas verticales- sin considerar la superestructura</i>	176
Tabla 25 <i>Momentos verticales en diversos estados límite- sin la superestructura</i>	176
Tabla 26. <i>Cargas horizontales en diversos estados límite - sin la superestructura</i>	177
Tabla 27 <i>Momentos horizontales en diversos estados límite - sin la superestructura</i>	177
Tabla 28 <i>Verificación por volcamiento- sin considerar la superestructura</i>	178
Tabla 29 <i>Verificación por deslizamiento- sin considerar la superestructura</i>	179
Tabla 30 <i>Tabla de capacidad admisibles factorados</i>	179
Tabla 31 <i>Verificación por capacidad portante- sin considerar la superestructura</i>	180
Tabla 32 <i>Resumen de las cargas por cortante y flexión del estribo</i>	182
Tabla 33 <i>Dimensiones de estribo</i>	191
Tabla 34 <i>Fuerza vertical vs distancia horizontal</i>	192
Tabla 35 <i>Dimensiones y volumen de los elementos 8, 9 y 10 de la subestructura.</i>	192
Tabla 36 <i>Fuerza E_v y ubicación</i>	193
Tabla 37 <i>Momentos aplicados de cada carga, por 1 metro lineal de estribo</i>	193
Tabla 38 <i>Dimensiones de cimentación</i>	200
Tabla 39 <i>Cuadro de presiones actuantes con puente para los estados límite.</i>	201
Tabla 40 <i>Deflexión debido a carga viva vs deflexión máxima permisible</i>	220
Tabla 41 <i>Deflexión debido a cargas permanentes (muertas) vs carga máxima permisible.</i>	221
Tabla 42 <i>Cortante última de los conectores de corte vs cortante máxima de falla en el perno.</i>	222
Tabla 43 <i>Momento último (M_u total) vs momento máximo permisible (M_p)</i>	223
Tabla 44 <i>Factores de seguridad al deslizamiento con puente para diversos estados límite</i>	223
Tabla 45 <i>Factores de seguridad al deslizamiento sin puente para diversos estados límite.</i>	224

Tabla 46	<i>Factores de seguridad al volteo con puente para diversos estados límite</i>	225
Tabla 47	<i>Factores de seguridad al volteo sin puente para diversos estados límite</i>	225
Tabla 48	<i>Capacidad portantes admisibles factorados para diversos estados límite.....</i>	226
Tabla 49	<i>Capacidad portante última con puente para diversos estados límite.....</i>	226
Tabla 50	<i>Capacidades portantes admisibles factoradas para diversos estados límite.</i>	227
Tabla 51	<i>Capacidad portante última sin puente para diversos estados límite.....</i>	227

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Organigrama de la empresa China International Water and Electric Corporation.....	21
Figura 2 <i>Puente isostático</i>	32
Figura 3 Puente hiperestático.....	33
Figura 4 Modelo de viga compuesta, unidas mediante conectores de corte.....	34
Figura 5 <i>Superestructura del puente tipo viga compuesta con viga diafragma</i>	35
Figura 6 Vista frontal del estribo en extremos.....	36
Figura 7 <i>Vista lateral del estribo en extremos</i>	36
Figura 8 <i>Losa de aproximación</i>	37
Figura 9 Profundidad de cimentación y altura de estribos.....	39
Figura 10 Perforación de suelos mediante diamantinas.....	39
Figura 11 Factores de reducción de acuerdo tracción, flexión, compresión.....	44
Figura 12 <i>Cortante, momento y deformación en viga simplemente apoyada</i>	44
Figura 13 <i>Peralte mínimo según material de viga y composición</i>	48
Figura 14 <i>Espesor efectivo de la superficie de losa de concreto</i>	49
Figura 15 <i>Altura total de la sección transversal de la viga compuesta</i>	49
Figura 16 <i>Camión de diseño HL-93</i>	53
Figura 17 <i>Tándem de diseño HL-93</i>	54
Figura 18 Razón ancho espesor en elementos de compresión en miembros en flexión.....	61
Figura 19 <i>Razón ancho espesor en elementos de compresión en miembros en flexión</i>	62
Figura 20 <i>Cargas verticales y horizontales</i>	78
Figura 21 Cargas horizontales y verticales debido al suelo.....	80
Figura 22 <i>Muro voladizo bajo cargas de suelo</i>	81

Figura 23 Diagrama de fuerzas activas sobre muro.....	84
Figura 24 Mapa de zonificación sísmica según norma E030 RNE	84
Figura 25 <i>Muro en cantiléver</i>	85
Figura 26 <i>Combinaciones de carga y factores de carga.</i>	86
Figura 27 <i>Diseño de la pantalla del estribo</i>	92
Figura 28 Parte inferior de pantalla del estribo.....	94
Figura 29 <i>Ubicación del eje neutro en la sección transformada.</i>	97
Figura 30 <i>Dimensiones geométricas del cimientto del estribo</i>	102
Figura 31 Dimensiones geométricas del cimientto del estribo.	103
Figura 32 <i>Dimensiones geométricas del cimientto del estribo</i>	105
Figura 33 <i>Distribución de acero en la zapata</i>	109
Figura 34 <i>Distribución de cargas en base zapata de estribo</i>	111
Figura 35 <i>Esquema de procedimiento</i>	117
Figura 36 <i>Ubicación del puente vehicular de tipo viga mixta.</i>	118
Figura 37 <i>Ubicación del puente de tipo viga mixta. Cruce con el río San Gabán</i>	119
Figura 38 <i>Cargas aplicadas Cargas aplicadas</i>	119
Figura 39 <i>Identificación y dimensionamiento de estribo</i>	124
Figura 40 <i>Medida en pulgadas de sección predimensionada de acero</i>	127
Figura 41 Espesor efectivo de la superficie de losa de concreto	127
Figura 42 <i>Peralte total de sección de puente.</i>	128
Figura 43 <i>Idealización de volado debido a la vereda peatonal</i>	130
Figura 44 <i>Esfuerzo en tracción y compresión del concreto armado.</i>	131
Figura 45 <i>Momento máximo para el camión de diseño por teorema de Barret</i>	133

Figura 46	<i>Momento máximo para el camión de diseño por teorema de Barret</i>	134
Figura 47	<i>Momento máximo para la sobrecarga de carril de diseño</i>	135
Figura 48	<i>Sección transversal de la viga de acero (pulgadas)</i>	136
Figura 49	<i>Cálculo del factor de distribución para viga externa</i>	136
Figura 50	<i>Camiones de diseño distribuidos transversalmente</i>	137
Figura 51	<i>Cortante máximo debido al camión de diseño.</i>	139
Figura 52	<i>Cortante máximo debido al tándem de diseño.</i>	140
Figura 53	<i>Camiones de diseño distribuidos transversalmente</i>	140
Figura 54	<i>Sección transversal del puente con viga mixta, veredas y barandas</i>	142
Figura 55	<i>Cargas vivas y muertas destruidas tributariamente</i>	145
Figura 56	<i>Sección viga-compuesta- conectado con losa</i>	149
Figura 57	<i>Contraflecha sección de viga de acero</i>	153
Figura 58	<i>Geometría de conexión de elementos del diafragma</i>	157
Figura 59	<i>Cargas verticales y horizontales en estribo</i>	161
Figura 60	<i>Diagrama de fuerzas activas sobre muro</i>	166
Figura 61	<i>Cargas horizontales del estribo</i>	181
Figura 62	<i>Dimensiones de sección en tracción y compresión de concreto armado</i>	187
Figura 63	<i>Cargas verticales sobre talón para diseño de cimentación en estribo</i>	191
Figura 64	<i>Cargas verticales sobre la punta de zapata del estribo</i>	200
Figura 65	<i>Distribución de carga variable sobre la base del estribo</i>	202
Figura 66	<i>Creador de secciones del SAP 2000</i>	207
Figura 67	<i>Edición de sección de viga compuesta</i>	208
Figura 68	<i>Datos de sección de viga compuesta. Material de base (acero grado 50)</i>	208

Figura 69	<i>Sección modelada de perfil W44x262 de acero y concreto (0.20x 2.80)</i>	209
Figura 70	<i>Cuadro de propiedades mecánicas de la sección de viga compuesta</i>	209
Figura 71	<i>Vista en perfil y 3D de la sección de viga compuesta</i>	210
Figura 72	<i>Cuadro de dimensiones geométricas del perfil 44X262</i>	210
Figura 73	<i>Cuadro de definición de vehículo de diseño</i>	211
Figura 74	<i>Datos de vehículo de diseño HL-93K</i>	211
Figura 75	<i>Sobrecarga distribuida Sobrecarga distribuida</i>	212
Figura 76	<i>Sobrecarga peatonal en SAP 2000 Sobrecarga peatonal en SAP 2000</i>	212
Figura 77	<i>Factor de distribución para la sobrecarga distribuida vehicular</i>	213
Figura 78	<i>Factor de distribución para sobrecarga distribuida peatonal</i>	213
Figura 79	<i>Carga móvil debido al camión de diseño HL-93K en SAP 2000</i>	214
Figura 80	<i>Deflexión máxima debido al camión de diseño</i>	214
Figura 81	<i>Deflexión máxima debido a sobrecarga vehicular de diseño</i>	215
Figura 82	<i>Gráfico de deflexiones máximas</i>	215
Figura 83	<i>Nuevas dimensiones geométricas del perfil de acero mejorado</i>	216
Figura 84	<i>Nueva sección de viga compuesta</i>	217
Figura 85	<i>Propiedades mecánicas de nueva sección de viga compuesta mejorada</i>	217
Figura 86	<i>Deflexión máxima debido al camión de diseño- Perfil mejorado</i>	218
Figura 87	<i>Deflexión máxima debido a la sobrecarga vehicular- Perfil mejorado</i>	218
Figura 88	<i>Deflexión máxima debido a la sobrecarga peatonal- Perfil mejorado</i>	219
Figura 89	<i>Sección compuesta con contraflecha en el centro de luz y extremos</i>	221

RESUMEN

Este trabajo tuvo como objetivo describir como la aplicación metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la respuesta estructural de un puente de viga compuesta. La investigación es cuantitativa, tiene un alcance descriptivo con diseño no experimental porque no se manipula directa ni deliberadamente la aplicación de la metodología AASHTO LRFD. Los resultados indicaron que en la evaluación de la superestructura, la deflexión máxima debido a la carga viva es de 3.22 cm, menor al máximo permisible de 3.3 cm; la cortante de diseño de los conectores de corte es de 18053.50 kg, menor al máximo permisible de 1'190,000 kg; el momento de diseño de la sección compuesta es de 647,553.08 kg-m, menor al máximo permisible de 799,868.86 kg-m; y para el caso de la evaluación de la subestructura, los factores de seguridad se analizaron considerando la estabilidad del estribo con puente y sin puente, con valores de factor de seguridad al desplazamiento de 2.11 y 2.78, mayores al mínimo de 2.0 ; el factor de seguridad al volteo de 3.68 y 7.46, mayores al mínimo de 1.5 ; y factor de seguridad de capacidad portante de 2.10 y 1.61 respectivamente son menores al máximo permisible de 3.1 . Se concluye que la respuesta estructural cumple con la aplicación de la metodología AASHTO LRFD, tanto en la superestructura y subestructura pues las resistencias a la flexión, cortante y deformación son mayores a las resistencias requeridas.

Palabras clave: viga compuesta, metodología AASHTO LRFD y respuesta estructural.

ABSTRACT

The objective of this work was to describe how the application of the AASHTO LRFD methodology using the MTC bridge manual evaluates the structural response of a composite beam bridge. The research is quantitative, has a descriptive scope with non-experimental design because the application of the AASHTO LRFD methodology is not directly or deliberately manipulated. The results indicated that in the evaluation of the superstructure, the maximum deflection due to live load is 3.22 cm, less than the maximum allowable 3.3 cm; the design shear of the shear connectors is 18053.50 kg, less than the maximum allowable 1'190,000 kg; the design moment of the composite section is 647,553.08 kg-m, less than the maximum allowable 799,868. 86 kg-m; and in the case of the substructure evaluation, the safety factors were analyzed considering the stability of the abutment with bridge and without bridge, with displacement safety factor values of 2.11 and 2.78, higher than the minimum of 2.0; the overturning safety factor of 3.68 and 7.46, higher than the minimum of 1.5; and the bearing capacity safety factor of 2.10 and 1.61 respectively are lower than the maximum allowable of 3.1. It is concluded that the structural response complies with the application of the AASHTO LRFD methodology, both in the superstructure and substructure, since the flexural, shear and deformation resistances are higher than the required resistances.

Keywords: *composite beam, AASHTO LRFD methodology and structural response.*

I. INTRODUCCIÓN

El lugar de estudio del presente informe de suficiencia, es una vía de acceso a la obra de la central hidroeléctrica de San Gabán III, tiene como referencia una separación de 100 m de la margen derecha a la altura del kilómetro 261+150 de la carretera interoceánica, en la localidad de Casahuiri, perteneciente al distrito de San Gabán, provincia de Carabaya, departamento de Puno. Cuenta con una topografía de pendientes accidentadas que fluctúan de 10% a 50%; se ha tenido en cuenta los niveles existentes del terreno y los niveles de las construcciones, etc. Su topografía nos indica la existencia de cerros, laderas, cárcavas, quebradas, colinas; su textura es arenosa y pedregosa con una pendiente promedio de 20%. El área de estudio cruza el río San Gabán, en donde se aprovecha las rocas del lugar para extraerlas y darle un uso adecuado según sea la necesidad.

En dicho lugar actualmente se encuentra una infraestructura temporal de rocas de tipo pase vehicular conformado de rocas de tamaño máximo de 1.0 m con 11 tuberías TMC en su interior para dar el paso de las aguas del río San Gabán y a la vez sirva como vía de acceso de vehículos pesados que transitan sobre el pase vehicular cumpliendo trabajos como: Movimiento de tierras, traslado de cemento fresco para vaciados masivos, traslado de material explosivo para voladura de rocas, traslado de cisternas de agua, movilización y desmovilización de vehículos no transportables, entre otros.

Existe el riesgo de colapso del pase vehicular debido a la crecida del río San Gabán en temporadas máximas de lluvias, por ser una infraestructura temporal, no se ha tenido en cuenta una metodología de diseño y construcción confiable. Por ello que en la obra de la central hidroeléctrica San Gabán III es necesario una alternativa de solución definitiva estable para el paso

de vehículos pesados y garantice su permanencia durante en todo el periodo de construcción de la obra y puesta en marcha.

Considerando la economía del proyecto hidroeléctrico y el empleo de mano de obra de la zona, las condiciones geográficas y la disponibilidad de los materiales; se ha considerado evaluar y describir un puente de sección compuesta de vigas de acero y losa de concreto con estribos de concreto armado en ambos extremos.

Según Rodríguez (2012), un puente es una estructura diseñada para ayudar con la circulación y traslado de personas y objetos de un lugar a otro debido a que naturalmente estos no pueden trasladarse por obstáculos naturales como ríos, valles, lagos o cualquier obstáculo creado por el hombre como vías férreas, carreteras, etc. Cabe mencionar que este puente debe regirse bajo las normas ASSHTO LRFD de acuerdo al manual de puentes del MTC (Ministerio de transportes y comunicaciones).

Es por ello que en esta investigación se pretende describir la aplicación de la metodología ASSHTO LRFD de un puente de viga compuesta, es decir, que la sección se conforma de vigas de acero y losa de concreto, de manera que la aplicación de dicha metodología se ejecuta a través de los estados límites de resistencia, evento extremo y servicio; posteriormente se deberá evaluar la respuesta estructural de la superestructura mediante la descripción del momento de diseño en la sección compuesta del puente, la cortante de diseño de los conectores de corte y la deflexión máxima de la sección compuesta; y la evaluación de la subestructura mediante la descripción de los factores de seguridad por deslizamiento, volteo y capacidad portante de los estribos.

Para llevar a cabo estas actividades que cumplan con mis dos objetivos planteados, se utilizó el método de investigación no experimental, es decir se obtuvo datos conocidos

previamente de las cuales no se hizo la manipulación directa ni se intervino en sus resultados. Estos datos fueron extraídos de estudios geotécnicos realizados por la empresa CWE en la que yo laboro actualmente; las muestras se extrajeron mediante perforaciones diamantinas en el suelo mediante sondeos de penetración estándar SPT, las cuales llegaron hasta 24 m de profundidad. Estas muestras se llevaron a laboratorio de una empresa tercerizada, la cuales hicieron los ensayos de características físicas para ver la granulometría, limite líquido, limite plástico y densidad , además realizaron los ensayos de corte directo para obtener el ángulo de fricción, la cohesión, con ello determinaron la capacidad portante del suelo en estudio; en la especialidad de hidrología se obtuvo datos del máximo caudal en temporadas de lluvias cuyo registro proviene de hace 50 años y la altura de tirante máximo en el río San Gabán.

No se realizó estudio de tráfico en el pase vehicular para obtener datos de índices vehiculares de ningún tipo, solo se estimó datos basándonos en la cantidad y tipos de vehículos pues el volumen de tráfico registrado en la IIRSA T-4 es mucho menor a lo que se prevé en el proyecto materia del estudio.

Por otro lado, para el análisis de los elementos que conforman la estructura del puente, se ha utilizado la metodología AASHTO-LRFD 2020 en su novena edición, junto con las normas AISC 360-16; además, como normas complementarias se utilizaron las normas ASTM y el Reglamento nacional de edificaciones (E-020, E 030 y E060) y el manual de puentes del MTC 2018. En dicho análisis se empleó hojas de cálculo en Excel para hallar la respuesta estructural en la superestructura, las cuales son: La deflexión debido a las cargas permanentes del puente, para el momento de diseño en la sección compuesta y la cortante de diseño en los conectores de corte, entre las vigas de acero y la losa de concreto; y también para hallar la respuesta estructural en la

subestructura, las cuales son: Los factores de seguridad al deslizamiento, al volteo y capacidad portante de los estribos.

Se hizo el modelamiento estructural de una viga compuesta en el software SAP 2000 v23 para hallar la deflexión debido a la carga viva y con ello controlar la máxima flecha que tendrá la superestructura.

No se hizo un análisis sísmico en la superestructura, ni de forma global en el puente, solo se analizó estáticamente considerando las cargas de gravedad es decir las cargas transitorias debido al tándem de diseño, vehículos de diseño y los transeúntes; y las cargas permanentes en la superestructura debido al peso propio de los elementos. Sin embargo, para el análisis estructural de la subestructura, si se consideró el sismo en los estribos mediante el método de Mononobe Okabe.

Cabe mencionar que no se consideró en el análisis del puente, la actividad de descripción de los apoyos elastoméricos que se apoyan sobre la subestructura soportando las cargas de la superestructura, tampoco la loza de aproximación, las barandas metálicas de las veredas peatonales, ni el enrocado de protección aguas arriba y aguas abajo, que dicho sea de paso es necesario considerarlo para una futura revisión que complemente al presente informe.

1.1. Trayectoria del autor

Formado en la Universidad Nacional Federico Villarreal de la facultad de ingeniería civil desde el año 2012, logrando destacarme activamente en cada uno de mis cursos encomendados. Egresado de la misma casa de estudios en diciembre del año 2018, obteniendo el grado de bachiller en agosto del 2019.

Inicié mis primeros trabajos desde el año 2014 (siendo estudiante de pregrado y cursando el cuarto ciclo de la carrera), en la realización de proyectos de ingeniería civil a nivel de expediente técnico como asistente de dibujo y proyectos en la consultoría DLC proyectos y construcciones S.A.C, dedicado al rubro de agua potable y alcantarillado, pistas y veredas, levantamiento topográfico, canales, puentes, trochas, carreteras, etc. Finalicé mi vínculo hasta diciembre del 2019.

Luego participé en mi primera obra de ejecución: “Mejoramiento y Rehabilitación de la infraestructura vial – paquete 8R. Tramo 1: Emp, Pe-08 (Quindén bajo) – Emp. Ca-100 (lives) de 28.40 km Departamento de Cajamarca. Tramo 2: Emp. La 116 (campo Boris)-Jacobita –Emp. La-116 (pampa grande) de 4 km, departamento de Lambayeque, destacándome como asistente de ingeniería y planeamiento durante 5 meses desde octubre del 2020 hasta febrero del 2021.

Meses después en septiembre del 2021 mediante la convocatoria de trabajo por modalidad CAS, logré una vacante como bachiller de ingeniería civil para la Subgerencia de Estudios y Proyectos de Infraestructura (SEPI) en la Municipalidad de Chorrillos, destacándome en realizar proyectos a nivel expediente técnico y ejecución de infraestructuras peatonales, vehiculares, parques, escaleras pistas y veredas. Siendo las más destacadas los proyectos: Mejoramiento de los servicios turísticos y recreativos en el Morro Solar y el proyecto: Asta de la bandera en la plaza del soldado desconocido (las más grande de Sudamérica).

Actualmente laboró en la empresa China International Water & Electric Corporation (CWE), desde abril del 2022 donde me desempeñé como bachiller de ingeniería civil en el área de oficina técnica para la ejecución de la obra: “Construcción de la Central Hidroeléctrica San Gabán III” ubicado en el distrito de San Gabán, Provincia de Carabaya, Departamento de Puno.

1.2. Descripción de la empresa/institución donde laboro

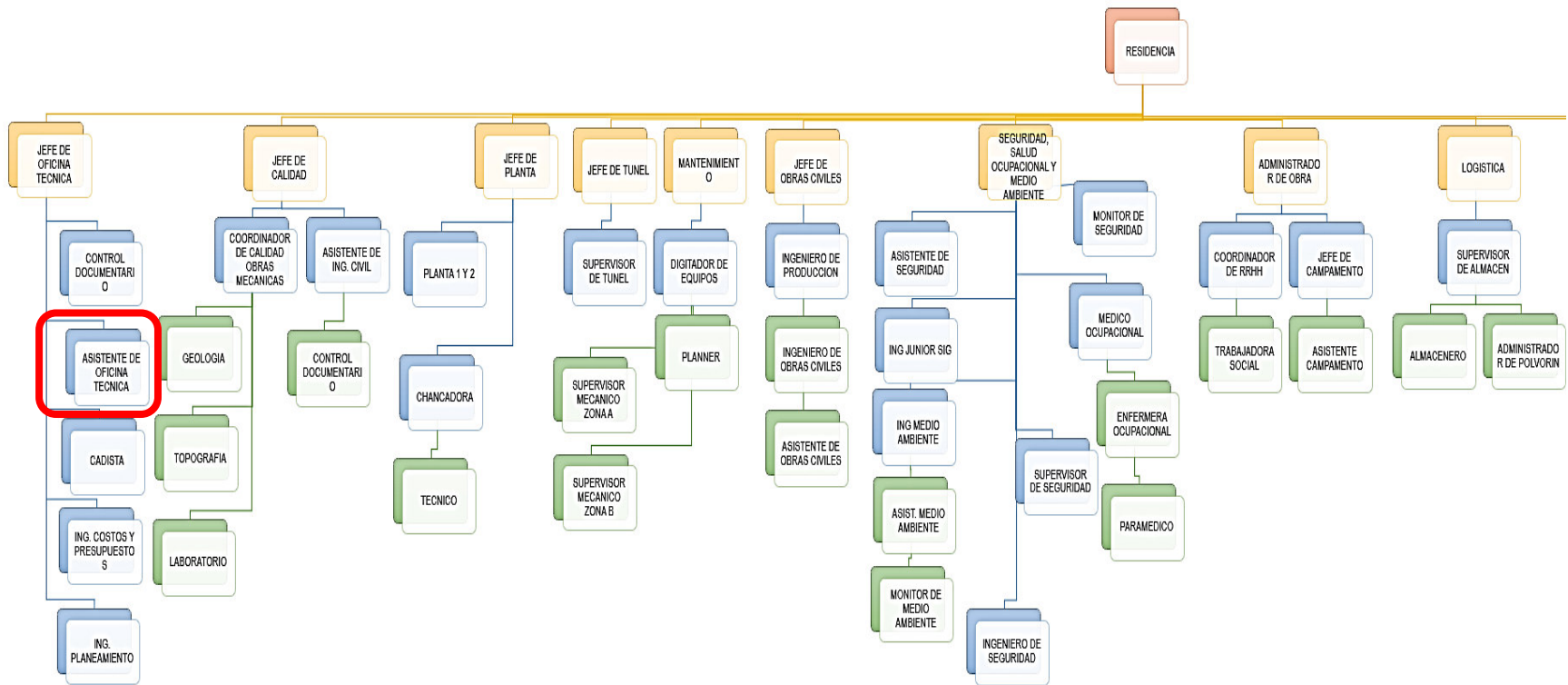
CWE es una empresa que está relacionada a los campos del agua, la energía hidroeléctrica, las nuevas energías y las infraestructuras desde hace varios años y trabaja para el sector público y privado. Esta empresa ha elaborado más de 800 proyectos de alta calidad (acumulados en 30 años de experiencia). Además, esta empresa desarrolla temas sobre la energía hidroeléctrica aprovechando las aguas de cuencas fluviales y garantizando un equilibrio medioambiental logrando así un desarrollo energético limpio. Por otro lado, CWE es la empresa ejecutora de la obra “Construcción de la central hidroeléctrica San Gabán III”; ubicado en la localidad de San Gari, distrito de San Gabán, departamento de Carabaya, región Puno. Además, cuenta con más de mil personas participando activamente en la obra. El proyecto de inversión tramitado bajo el régimen de iniciativas privadas autosostenibles tiene como objetivo incrementar el suministro de energía eléctrica utilizando fuentes renovables con el fin de satisfacer la creciente demanda de energía eléctrica del país e involucra un monto de inversión referencial de US\$ 438.00 millones (incluido IGV). (China international Water & Electric Corporation [CWE], 2022)

1.3. Organigrama de la empresa

Según reglamento de organización de la empresa pertenezco al área de **oficina técnica** como se observa en la **Figura 1**.

Figura 1

Organigrama de la empresa China International Water and Electric Corporation



Nota. Elaboración propia.

1.4. Áreas y funciones desempeñadas

Actualmente trabajo en el área de oficina técnica como asistente de ingeniería civil ubicado dentro del campamento 02 de la localidad de San Gari, distrito de San Gabán, Puno. Las funciones que se encuentran estipuladas en mi contrato y realizo frecuentemente son las siguientes:

- ✓ Verificar la calidad y oportunidad de la información de entrada en los procesos de la oficina técnica.
- ✓ Preparar la documentación técnica del proyecto para su distribución al personal, procedimiento de campo y terceros.
- ✓ Preparar los documentos a distribuir al cliente.
- ✓ Verificar que las calibraciones de los equipos de topografía se encuentren vigentes.
- ✓ Verificar los metrados ejecutados vs los valorizados.
- ✓ Elaborar los planos “As Built”(post construcción).
- ✓ Verificar los metrados de subcontratistas.
- ✓ Organizar y custodiar la planoteca del proyecto.
- ✓ Realizar el seguimiento para asegurar el oportuno abastecimiento de suministro de materiales y reportar el estado del suministro de materiales al responsable de proyecto.
- ✓ Verificar que los materiales y componentes que se incorporen de manera permanente al proyecto cumplan los requerimientos establecidos.

II. DESCRIPCIÓN DE UNA ACTIVIDAD ESPECÍFICA

2.1. Realidad problemática

El mal diseño de un puente perjudica e incomunica a la población, generando pérdidas económicas, aumento de tarifas de los pasajes para su rehabilitación y el acceso limitado para la compra de productos en lugares más distantes, incomodidad por pérdida del tiempo para buscar una vía alterna y finalmente la inseguridad por contar con puentes inestables estructuralmente.

Actualmente en dicha zona se construyó un pase vehicular de forma temporal de material rocoso, con tuberías de drenaje tipo metálico corrugada (TMC) para el tránsito de vehículos de transporte particular, maquinarias pesadas, entre otros. El problema es que esta infraestructura, por su estado, no reúne los requisitos técnicos y las condiciones para un adecuado y permanente servicio de transitabilidad vehicular y peatonal; lo que provocaría pérdidas económicas y sociales a la empresa;

Es por ello que se requiere solucionar el problema de la discontinuidad de vía de acceso para la obra de la central hidroeléctrica de San Gaban III en la zona de cabecera, ante una posible crecida del río San Gabán en temporadas de lluvia con máximo caudal.

Frente a esta situación y en particular la solución sería tener una descripción detallada de la concepción del puente de viga compuesta aplicando la metodología AASHTO LRFD, la duda surge al momento de plantear el diseño ya que la luz del puente se encuentra en el límite según el Manual de puentes, que es de 30.0 m de luz. Por ello evaluaremos que cumpla con la disposición de la metodología LRFD de acuerdo al Manual de puentes del MTC.

Otros problemas secundarios que surgen en la concepción de puentes de viga compuesta o mixto, es la conexión entre el hormigón y el acero para asegurar que ambos materiales trabajen conjuntamente; para ello se debe transmitir el esfuerzo que se desarrolla en la

unión de un material a otro. Esta conexión se realiza normalmente con elementos metálicos, los conectadores, que van soldados al acero y embebidos en el concreto, al que se unen por adherencia (Diseño de puentes según AASHTO, s.f., pp. 2-36)

Otro problema en lo referente al diseño de puentes se establece que, para la viabilidad de un proyecto de diseño de puentes:

Se debe asegurar las condiciones mínimas o básicas, así como el análisis de cargas a las que serán sometidas las estructuras, la resistencia de los materiales que la conforman, las deformaciones que se pueden producir y los métodos de análisis para evaluar su comportamiento con seguridad y estabilidad en su periodo de vida útil (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003, p. 5).

También se ha identificado como inconveniente que los puentes más comunes en nuestro país son los puentes tipo losa y/o vigas-losa, habiendo diversidad de bibliografía, sin embargo, no existe manual, guías o una bibliografía cercana que oriente al análisis descriptivo en el diseño de estas estructuras de puente de viga compuesta o sección mixta de forma global. También se identificó que el análisis de estos puentes de viga compuesta es de forma manual y no automatizado con softwares como el SAP 2000.

Por otro lado, el Ingeniero Jorge Abad manifiesta que “En los últimos 40 años, los puentes construidos en las zonas vulnerables al Fenómeno del Niño, especialmente en la costa, no se habrían diseñado adecuadamente por lo que ocasiona que estos se desplomen. De 242 puentes caídos a consecuencia de El Niño Costero, cerca del 70% fue por estar mal diseñados y el resto

por falta de mantenimiento” (Abad J. ,2017, Seminario de defensa rivereñas y control de inundaciones, p. 1).

En la zona de estudio, se han extraído muestras de perforaciones diamantadas, ensayos de laboratorio de suelos, estudio hidrológico y topográfico; de las cuales no fueron elaborados por mi persona sino por la empresa CWE, lugar donde presto servicios, debido a que estos estudios tienen un costo altamente elevado y demanda mucho tiempo de análisis. Por ello, para efectos de este informe de suficiencia me basé en éstos estudios previamente realizados, además se consiguió los datos de los estudios hidrológicos, teniendo en cuenta que en la zona se tiene aumento de caudales extraordinarios en temporadas de máxima avenidas; y finalmente se consiguió datos del estudio de suelos y topográfico que fueron utilizados para el desarrollo de este informe de suficiencia.

2.2. Justificación

Una de las principales razones del uso del puente de viga compuesta, es que su construcción se puede realizar de la misma manera que la de un puente metálico con la diferencia de que esto representaría una mayor ligereza en cuanto a su peso y presenta mayor facilidad para montar las vigas metálicas de 20 m o 30 m de luz, a diferencia de un puente de concreto armado de tipo viga-losa; pues una vez instalado las vigas de perfil de acero, se debe vaciar sobre las vigas, una plataforma de concreto, bien in situ, o bien prefabricado.

Otra de las razones por las cuales se escogió el puente de viga compuesta es el tiempo de montaje e instalación, pues conlleva menos tiempo la colocación correcta de las vigas de perfil de acero sobre la subestructura, es decir sobre los estribos en ambos extremos, a comparación de lo que tardaría en armar vigas de concreto armado de un puente de tipo viga-losa. Además de ganar mayor luz de distancia, por tener menor peso.

Los costos de mantenimiento serian menores comparados con un puente reticulado de tipo Bailey, pues este puente esta más propenso a sufrir daños de la corrosión a comparación del puente viga compuesta, cuyo recubrimiento epóxico impermeable mitigaría su deterioro expuesto a la intemperie.

Por otro lado, si se utilizara un puente de tipo cajón, se necesitaría más equipos para el izado, andamios de altura de 9 m aproximadamente y encofrados especiales, pues debido a las condiciones del lugar dificultaría los trabajos, aumentaría los costos de fabricación, instalación y la mano de obra.

Es necesario describir una alternativa definitiva de puente vehicular, pues considerando la economía del proyecto hidroeléctrico, el empleo de mano de obra de la zona, las condiciones geográficas y la disponibilidad de los materiales; se ha considerado evaluar un puente de sección compuesta de vigas de acero y losa de concreto con estribos de concreto armado en ambos extremos; todo ello aplicando una metodología confiable, universal y segura que contemple diversos factores y cuyo proceso constructivo sea lo más eficiente.

2.3. Planteamiento del problema

2.3.1. Problema general

¿De qué manera la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la respuesta estructural de un puente de viga compuesta?

2.3.2. Problema específico

¿Cómo es que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la superestructura de un puente de viga compuesta?

¿Cómo es que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la subestructura de un puente de viga compuesta?

2.4. Antecedentes

2.4.1. A nivel Nacional

Como bien sostiene Acevedo (2015) en su investigación “*Diseño de un puente con estructura de acero*”, en el cual tiene como objetivo principal realizar el diseño estructural de un puente de sección compuesta de losa de concreto y viga de acero. Fue un estudio de tipo aplicativo.

La población son los puentes vehiculares que se encuentran en la avenida Javier Prado y la muestra es el puente en la intersección con la avenida Las Palmeras. El muestreo es de tipo no probabilístico. Utilizó la metodología AASHTO LRFD 2014, también consideró el triple de la relación modular entre el acero y concreto (efecto creep). Obtuvo como resultados principales una deflexión máxima de 2.02 cm debido a la carga viva, una contraflecha de 44.9 mm debido a la carga muerta, una cortante última de 10098 kg en los conectores de corte, menor al cortante máximo de fluencia de un perno de 1115661 kg y un momento último total de la sección compuesta de 425452 kg.m. Concluye que el puente cumple con los límites geométricos establecidos por el diseño empírico de losas. Las vigas metálicas elegidas fueron W40x167. Debido a que no se consideró apuntalamiento se espera que la sección no compuesta soportaría las cargas actuantes antes de la fragua del concreto, la sección compuesta a largo plazo soportaría las cargas permanentes después de la fragua y la sección compuesta a corto plazo soportaría las cargas vehiculares y peatonales. La sección no incursiona en el rango plástico. Los diafragmas transmitirán la carga sísmica debida al peso del tablero hacia los apoyos, además de ayudar a que las cargas verticales tengan una mejor distribución entre las vigas.

El puente diseñado tiene un comportamiento satisfactorio puesto que todos los valores están por debajo del máximo permisible. Consideré de gran aporte su diseño tanto para la sección

compuesta y no compuesta sujetos los estados limites normados por la AASHTO LRFD, tanto para corto y largo plazo por lo que obtuvo resultados reales y confiables.

Por otro lado, Rodríguez (2019) en su investigación *“Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017”*, tuvo como objetivo describir un procedimiento adecuado de cálculo para un puente de 20m, según el manual de diseño de puentes del MTC 2018, tanto para la superestructura y subestructura empleando la metodología ASSHTO LRFD. El estudio fue de tipo aplicativo, la población está conformada por todos los puentes del distrito de Chilca y la muestra consideró el puente tipo losa y viga -losa sobre el rio Aly, el muestreo que realizó es de tipo no probabilístico; además utilizó como instrumentos de investigación el manual de puentes del MTC, el reglamento nacional de edificaciones y el software CSI Bridge. Los principales resultados fueron, para el caso del puente viga-losa, un momento último de 61.48 tn-m con el análisis manual y con el software un momento de 60.04 tn-m; y para el caso del puente tipo losa se obtuvo un momento de 61.04 tn-m con el análisis manual y con el software un momento de 60.04 tn-m. Además, la deflexión por carga viva para ambos casos fue de 2.26 cm. Finalmente se concluye que, en todos los cálculos de momentos, la variación de valores esta entre el (1 y 3)% y la deflexión máxima es menor al máximo permisible de 2.5 cm. Es interesante identificar la variación de valores para los casos de puentes tipo viga-losa y puente losa, pues te permite identificar la performance para la posible alternativa optima de solución.

Según Carlos (2021) en su investigación *“Diseño estructural de un puente reticulado mediante el método AASHTO-LRFD en Yanque – Caylloma - Arequipa, 2021”* tuvo como objetivo desarrollar el análisis y diseño basados en estudios básicos de ingeniería determinando así los costos de construcción y operación. La investigación es de tipo aplicada. La población son los

puentes de Caylloma, la muestra es la que se ubica en Yanque. El muestreo es no probabilístico. Para recolectar datos utilizó la observación directa, además uso las normas AASHTO LRFD 2014, el manual de puentes del MTC y el software CSI Bridge. Los resultados principales fueron para el caso de análisis sin puente, una deflexión máxima por carga viva de 3.70 cm, los factores de seguridad críticos obtenidas en la subestructura, de tipo volcamiento (FSV), fue de 2.83; para el desplazamiento (FSD) fue de 2.12 y para capacidad portante (FSCP) fue de 1.10 kg/cm²; y para el caso de análisis con puente, los factores críticos de seguridad fueron de 2.9 para FSV, 1.78 para FSD y 0.98 kg/cm² para FSCP. Se concluye particularmente que para ambos casos de análisis los FSV y FSD superan el mínimo admisible de 2.0 y 1.5 respectivamente, la capacidad portante del suelo es mayor al aplicado y la deflexión máxima no supera al máximo permisible de 4.80 cm.

2.4.2. A nivel internacional

De acuerdo a Hernández (2016), en su proyecto de maestría para el diseño estructural de un puente de 72 m, tiene como objetivo describir un análisis y evaluación del comportamiento estructural de un puente vehicular, para lo cual tuvo en cuenta el comportamiento elástico de los elementos. La investigación es de tipo aplicada y utilizó como herramientas la norma colombiana LRFD CCP14 de acuerdo a la AASHTO 2014 junto con el software CSI Bridge. La población son los puentes pertenecientes al proyecto “Construcción de la variante San Francisco Mocoa” y la muestra es el puente denominado N° 05. Los principales resultados fueron de que en la losa se obtuvo un momento de carga viva máxima positiva de 67.37 KN-m y un momento negativo de 42.76 KN-m; para los voladizos un momento de 74.3 kN-m para el estado límite de evento extremo II y 54 KN-m para el estado límite de resistencia I. Además, las deflexiones máximas por carga muerta fueron de 19 mm y para cargas vivas de 32 mm. Se concluye personalmente que el

momento de 67.37 KN-m y 42 KN-m serán considerados para el diseño de la losa y un momento de 74.3 KN-m será considerado para para el diseño de los voladizos, además los valores de deflexión por carga muerta y viva no superan al máximo permisible de 27 mm y 36 mm respectivamente. Con ello se aprecia que no se necesita generar un contraflecha de 19 mm generado por las cargas muertas.

Por otra parte, Prieto y Tipán (2010), en su investigación “ Diseño definitivo comparativo del puente de 60.0 m. de luz sobre el rio Toachi en base a las normas AASHTO estándar y LRFD” tiene como objetivo general realizar el estudio estructural, utilizando las normas AASHTO estándar y LRFD, del puente en mención para la identificación de los aspectos de optimización. La investigación es de tipo aplicativo, la población corresponde a todos los puentes vehiculares sobre el rio Toachi y la muestra es el puente vehicular de 60 m de longitud ubicado en los kilómetros 0+312.29 y 0+372.29 de la carretera Patricia Pilar- Santa María de Toachi, los instrumentos utilizados fueron las normas ASSHTO estándar, LRFD; y los estudios de suelos, hidrológicos y topográficos del área en mención. El muestreo es de tipo no probabilístico. Tiene como resultados principales en la superestructura un cortante último de los pernos de corte de 42,853.7 kg, menor al cortante máximo de fluencia de un perno de 1,142400 kg; en la subestructura, los factores de seguridad al deslizamiento de 1.67, al volcamiento de 1.87 y para los factores de capacidad portante aplicado al suelo de 22.83 tn/m² y 35.78 tn/m². Se concluye que los factores de seguridad de deslizamiento y volcamiento, si cumple con lo estipulado según la AASHTO LRFD por lo que se diseñaron sus refuerzos de acero, además los valores de capacidad portantes aplicados son menores a la capacidad portante que admite el suelo.

2.5. Objetivo general y específico

2.5.1. *Objetivo General*

Describir como la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la respuesta estructural de puente de viga compuesta.

2.5.2. *Objetivos específicos*

Especificar como la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la superestructura de puente de viga compuesta.

Especificar como la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la subestructura de puente de viga compuesta.

2.6. Hipótesis general y específico

2.6.1. *Hipótesis general*

Es posible que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúe la respuesta estructural de puente de viga compuesta.

2.6.2. *Hipótesis específicas*

Se puede aplicar la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC para evaluar la superestructura de puente de viga compuesta.

Se puede aplicar la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC para evaluar la subestructura de puente de viga compuesta.

2.7. Marco teórico

2.7.1. *Bases teóricas sobre puentes*

Un puente es una estructura diseñada para ayudar con la circulación y traslado de personas y objetos de un lugar a otro debido a que naturalmente estos no pueden trasladarse por obstáculos

naturales como ríos, valles, lagos, etc., u obstáculos creados por el hombre como vías férreas, carreteras, etc. (Rodríguez, 2012)

2.7.2. Clasificación de puentes

De acuerdo con Méndez y Torres (2017) existen varios tipos de puentes como se menciona a continuación.

2.7.2.1. Por el servicio / uso. Puente peatonal, ferroviario, de presa, canal, grúa, vehicular, acueductos, etc.

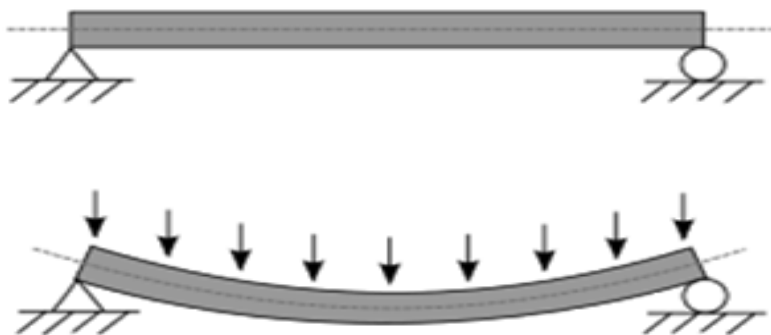
2.7.2.2. Por el material empleado. Puente de madera, mampostería de piedra, concreto ciclópeo, concreto simple, concreto armado, concreto pretensado, sección mixta, metálico, etc.

2.7.2.3. Por la transmisión de cargas a la subestructura. Puente de vigas Gerber, aporticados, continuo, de arco, volados sucesivos, atirantados, colgantes, reticulados, etc.

2.7.2.4. Por sus condiciones estáticas. Puentes isostáticos (simplemente apoyados y puentes articulados), ver **Figura 2**.

Figura 2

Puente isostático

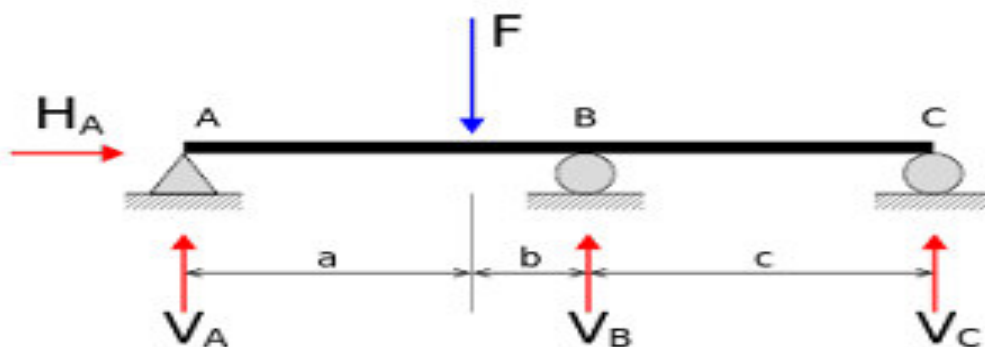


Nota. Extraído de flexión teórica de una viga apoyada-articulada sometida a una carga distribuida uniformemente, conceptos hiperestática e isostática-diferencias, tareas- arquitectura, 2017.

Existe también puentes hiperestáticos (en arco, aporticados, isotrópicos, volados sucesivos) tal y como se muestra en la **Figura 3**.

Figura 3

Puente hiperestático



Nota. Extraído de figura de una viga con dos apoyos, conceptos hiperestática e isostática-diferencias, tareas- arquitectura, 2017.

2.7.2.5. Por su duración. Puente temporal y definitivo

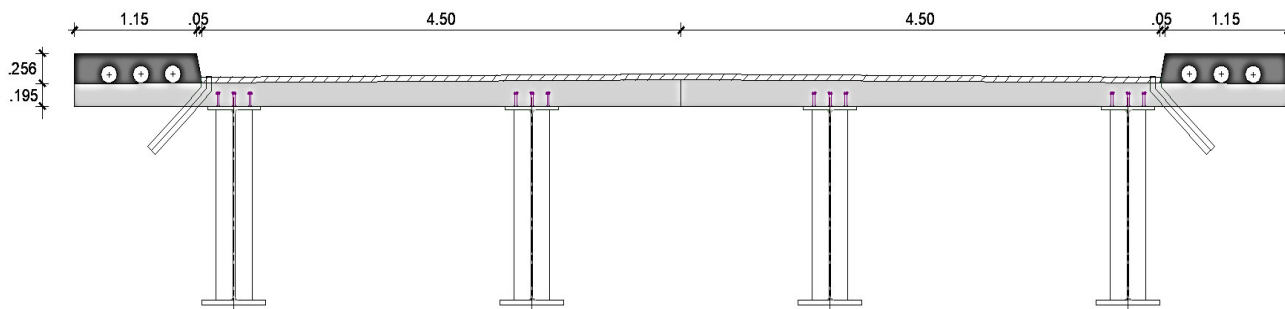
2.7.2.6. Por el ángulo del eje longitudinal. Puentes rectos, curvos y oblicuos.

2.7.3. Definición de puente de viga compuesta

De acuerdo con Fonseca y Agustín (2014) las vigas compuestas son secciones constituidas por un tablero de concreto armado y vigas de acero. Las razones de preferencia son de que el tablero ya sea de concreto armado son: fácil de construir, obtención de sección relativamente económicas, gran resistencia frente a agentes atmosféricos, resistencia al tráfico vehicular y principalmente por que trabaja adecuadamente bajo sollicitaciones de carga, es decir que el tablero de concreto armado recibe los esfuerzos a compresión mientras que las vigas de acero asimilan los esfuerzos a tracción, para tal fin deben conectarse por medio de conectores de corte para asegurar una estructura compuesta que trabaje de la mejor manera como se muestra en la **Figura 4**.

Figura 4

Modelo de viga compuesta, unidas mediante conectores de corte



Nota. Elaboración propia.

2.7.4. Partes del puente

De acuerdo con Méndez y Torres (2017) los puentes se clasifican en:

2.7.4.1. Superestructura. Constituye la parte del puente que se encarga de soportar directamente los efectos de las cargas transitorias las cuales están conformadas por:

A. Superficie de rodamiento. Es la losa de concreto reforzado de alta resistencia. Además, puede ser prefabricada de concreto, vaciada de concreto in situ o metálicos.

B. Superficie bituminosa. Es una capa de concreto asfáltico que sirve como recubrimiento a la superficie de rodamiento.

C. Acera. Sección que sirve para la circulación peatonal que generalmente está en los extremos longitudinales del puente.

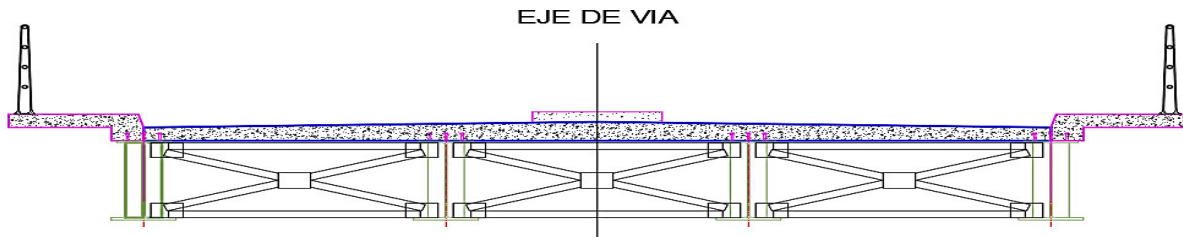
D. Barandales. Elementos metálicos que sirven de protección peatonal para evitar accidentes de caídas de peatones y vehículos.

E. Vigas principales. Son las vigas longitudinales resistente del puente.

F. Vigas diafragmas. Son las vigas que conectan a las vigas principales.

Figura 5

Superestructura del puente tipo viga compuesta con viga diafragma



Nota. Elaboración propia.

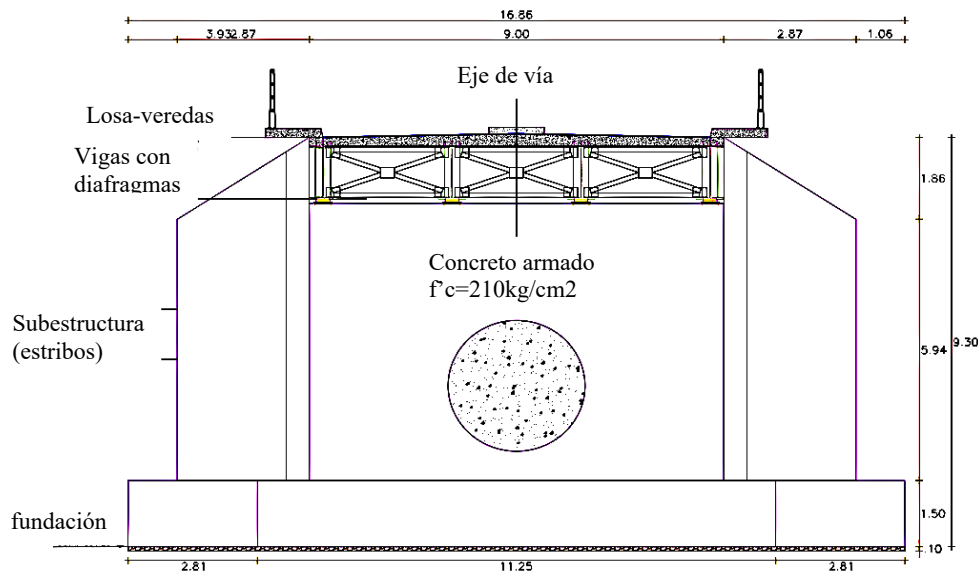
2.7.4.2. Subestructura. Como lo mencionan Méndez y Torres (2017) está compuesta de estribos y pilares. Además, de cimentación y aparatos de apoyo. Cabe mencionar que este componente soporta cargas provenientes de la superestructura y los efectos sísmicos para transferirlas hacia el estrato de la cimentación. A continuación, se mencionan las partes de la subestructura:

A. Pilares. Son los apoyos intermedios los cuales reciben las cargas permanentes y la sobrecarga vehicular de la superestructura.

B. Estribos. Corresponde a los apoyos laterales que son las estructuras que se muestran en la **Figura 6.** y **Figura7.** Tienen la función de recibir las cargas permanentes, la sobrecarga vehicular y la presión del suelo lateral para transmitir las a la cimentación.

Figura 6

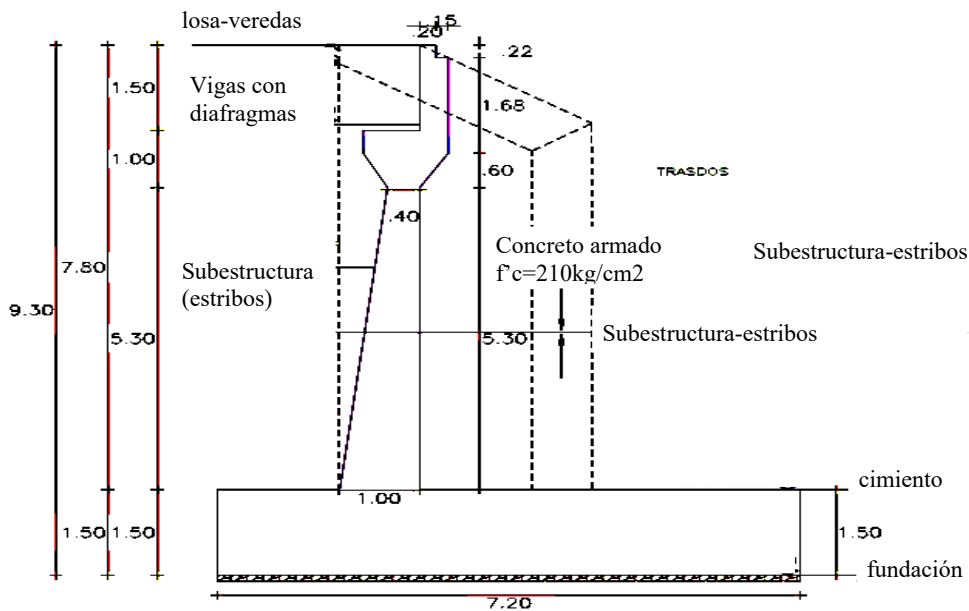
Vista frontal del estribo en extremos



Nota. Elaboración propia.

Figura 7

Vista lateral del estribo en extremos



Nota. Elaboración propia.

C. Elementos secundarios. Está formado por aquellos elementos que durante la vida útil del puente presentarán daños debido a las acciones producidas por el tránsito vehicular y/o por algún evento extremo.

E. Junta de dilatación. Son elementos que permiten los movimientos relativos entre dos partes en el puente. Además, deben cumplir las siguientes funciones:

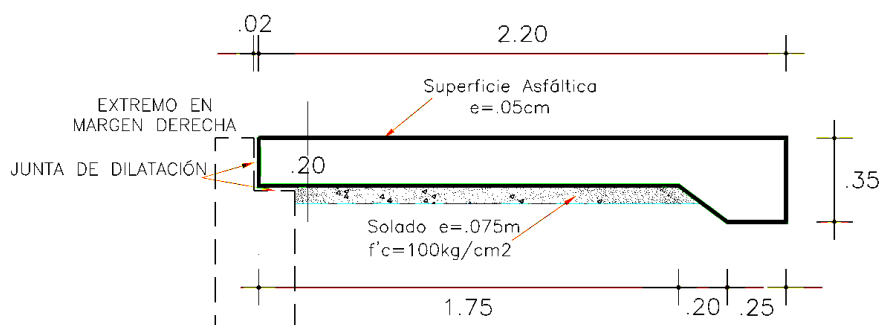
- ✓ Asegurar la libertad del movimiento del tablero.
- ✓ Capacidad para soportar las cargas del tráfico.
- ✓ No ser fuente de ruidos, impactando y/o vibraciones.
- ✓ Permitir una correcta evacuación de las aguas superficiales.

F. Apoyos. Son elementos que transmiten las cargas de la superestructura a la subestructura con relación a la libertad de desplazamiento, pueden ser apoyos fijos y móviles.

G. Losa de aproximación. Es una plataforma de concreto y se utiliza para prevenir asentamientos debido al peso de los vehículos entre el pavimento de la calzada en contacto con los estribos y el pavimento colocado directamente a los estribos tal como se muestra en la **Figura 8**.

Figura 8

Losa de aproximación



Nota. Elaboración propia.

2.7.5. Criterios de diseño:

Los criterios que se utilizó en esta investigación se basan en la teoría de Méndez y Torres (2017) quienes menciona los siguientes aspectos.

2.7.5.1. Espacio libre requerido. Utiliza el espacio libre horizontal y vertical, porque este factor tiene una influencia en las condiciones mencionadas.

2.7.5.2. Cargas vivas por soportar. Mantiene una importancia económica y social debido a que requiere su respectivo estudio de tránsito. Además, nos proporcionan el número de carriles (o ancho de la calzada) y el tipo de carga viva a utilizar; Cabe mencionar que estos parámetros nos ayudan a obtener posibles tipos de superestructuras seguras y económicas.

2.7.5.3. Métodos de montaje. Para este caso, el principal criterio a tomar en cuenta es la condición del lugar para poder dar soluciones a los problemas de construcción. Por ello debe proveer la secuencia de construcción de una determinada estructura para facilitar su edificación.

2.7.6. Estudios básicos para la construcción de puentes

En esta investigación se considera indispensable la realización de los estudios básicos para así conocer la zona de manera detallada.

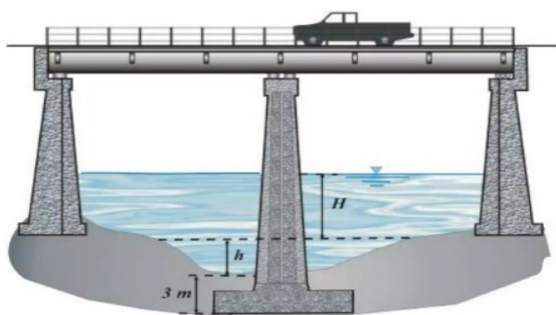
2.7.6.1. Estudios topográficos. Es necesario realizarlos porque te brinda medidas precisas del lugar. En esta investigación se ha utilizado una topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1/100 y 1/250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1m.

2.7.6.2. Estudios hidrológicos e hidráulico. Son estudios que establecen características de las avenidas máximas y extraordinarias tales como: los factores hidráulicos, los cuales precisan a una estimación real del comportamiento hidráulico del río; y los parámetros mínimos, los cuales

permiten contemplar los niveles del agua, luz hidráulica, galibo, socavación. Todo ello permite establecer una altura adecuada para el diseño del puente tal y como se muestra en la **Figura 9**.

Figura 9

Profundidad de cimentación y altura de estribos

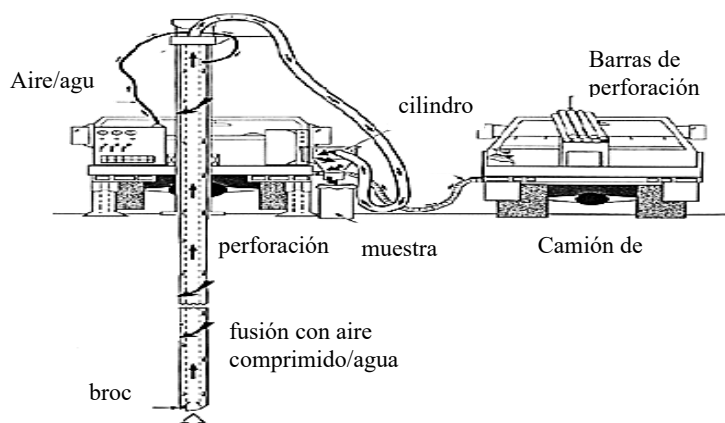


Nota. Extraído de la figura 1.5. Socavación y cota de fundación, Claros y Meruvia, 2004.

2.7.6.3. Estudios geológicos y geotécnicos. Son aquellas que permiten dar a conocer las exploraciones geotécnicas (perforación de diamantinas) tal como se muestra en la **Figura 10**. En la cual se observa dicho ensayo; Cabe mencionar que se extrae muestras de las diversas capas del suelo de fundación hasta una profundidad determinada.

Figura 10

Perforación de suelos mediante diamantinas



Nota. Adaptada de esquema de equipo de perforación sistema rotativo de circulación reversa, por Fernández R., de Barrio R y Tessone M., 2015.

2.7.6.4. Estudio de riesgo sísmico. Permiten cuantificar la aceleración, amplificaciones sísmicas por efectos locales, fallas existentes. Además, permite conocer las amenazas ante eventos esperados. Cabe mencionar que en esta investigación se utiliza la norma peruana E030 de Diseño sismorresistente del reglamento nacional de edificaciones.

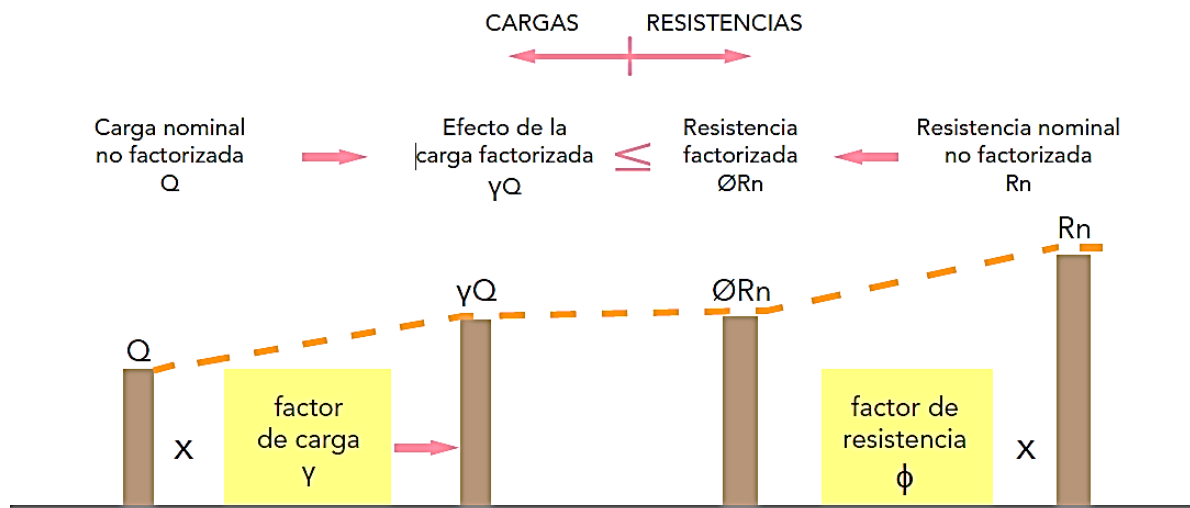
2.7.6.5. Estudios de trazo y diseño vial. Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que enlaza el puente.

2.7.7. Especificaciones de diseño AASHTO LRFD

En esta investigación se cuenta con los criterios de acuerdo con Méndez y Torres (2017).

2.7.7.1. Método de diseño para puentes de carretera. En esta investigación se utilizará la AASHTO LRFD 2020 denominado “Método de diseño de factores de carga y resistencia”; la cual tiene en cuenta los principios de seguridad y aproximaciones lógicas para asegurar la constructibilidad, seguridad, serviciabilidad, inspeccionabilidad, economía y estética. Además, por medio de un proceso de combinación de los factores de mayoración de cargas y de reducción de capacidad de resistencias, garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de pruebas, dispone de un juego de factores tales que el proceso de diseño luzca como el procedimiento (LRFD) .

La verificación de los estados límites de resistencia se realiza a través de la comparación entre las solicitaciones resultantes de aplicar las combinaciones de cargas mayoradas (en estado último) y la resistencia correspondiente a dicho estado, lo cual puede expresarse como: Resistencia requerida, R_u (demanda) \leq Resistencia de diseño, R_d (suministro).



Nota. Elaboración propia.

En la cuantificación de este criterio de verificación se busca que la resistencia requerida represente el máximo valor probable del efecto inducido por las cargas ($Q + \Delta Q$), mientras que la resistencia de diseño debe representar un valor mínimo ($R_n + \Delta R_n$) para considerar las incertidumbres propias de esta determinación analítica. Este criterio de verificación puede expresarse matemáticamente a través de la siguiente expresión:

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

Para el cual: $n = n_d n_R n_I > 0.95$

Donde:

λ_i : Son los factores que carga para un tipo de fuerza

Q_i : Cargas o sobrecargas de servicio aplicadas al puente

ϕ : factor de resistencia

R_n : Resistencia nominal o teoría

R_r : Resistencia factorada

n : factor relacionado a la ductilidad, redundancia e importancia operacional.

n_D : factor relacionado a la ductilidad

n_R : factor relacionado a la redundancia

n_I : factor relacionado a la importancia operacional.

Para la cuantificación de los factores de carga y resistencia se considera un modelo probabilístico (en el cual las cargas Q y las resistencias R se representan como variables aleatorias estadísticamente independientes. Los valores que adopta el factor de resistencia ϕ dependen del tipo de componente y de la sollicitación actuante. Así, por ejemplo, se tiene: 0.90 para fluencia en miembros en tracción, 0.75 para fractura, 0.85 para miembros en compresión y 0.90 para componentes sometidos a flexión y corte:

2.7.7.2. Consideraciones de diseño. Se utilizó la norma AASHTO LRFD 2020 para obtener la respuesta estructural como la deflexión máxima, el momento máximo de diseño y cortante debido a las sollicitaciones de cargas de las superestructuras, así como los factores de seguridad de volteo, deslizamiento y capacidad portante de la subestructura.

Esta investigación cumple con la teoría de los estados límite que brinda la AASHTO 2020, los cuales se basan en los conocimientos actuales estadísticos de carga y comportamiento estructural.

2.7.8. Predimensionamiento de viga

Se realiza dimensionando datos preliminares a la viga a través de los valores de luz de puente, ancho de carril, sobreaño, sección losa, encuentro en vereda-losa, espesor de vereda, ancho de vereda, ancho efectivo de vereda, espesor de asfalto y espesor de losa. Asimismo, se debe saber los datos de las cargas de vehículo HL-93 y tándem de diseño, cargas peatonales, Propiedades físicas y mecánicas (peso específico de concreto, esfuerzo de compresión máx.

concreto (f_c), peso específico del acero, peso específico de asfalto, esfuerzo de fluencia y módulo de elasticidad del acero), peso total en vigas y cargas de diseño (carga muerta y viva sobre la viga)

El método LRFD considera diversas combinaciones de carga, las cuales presentan combinaciones de cargas según lo requerido por la ASCE/SEI 7-10, las cuales son: 1.4D, 1.2D + 1.6L+0.5 (Lr o S), 1.2D + 1.0 W+L+0.5(Lr o S), 1.2D + 1.0E + L+0.2S, 0.9D+1.0W, 0.9D+1.0E.

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga de viento

S: Carga de agua

E: Carga de sismo

2.7.8.1. Combinación de carga. Según LRFD es:

$$W_u = 1.2D + 1.6L \quad \text{kg/m} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

W_u : Carga última distribuida

2.7.8.2. Diseño en base a factores de carga y resistencia. Según LRFD es:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y} \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

Z_x : Módulo de sección plástica

ϕ_b : Factor del tipo de componente

M_u : Momento máximo o crítico

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero

En la **Figura 11** se observa los Factores de reducción de acuerdo tracción, flexión, compresión; y la **Figura 12** el valor de cortante, momento y deformación para carga distribuida en viga simplemente apoyada.

Figura 11 Factores de reducción de acuerdo tracción, flexión, compresión

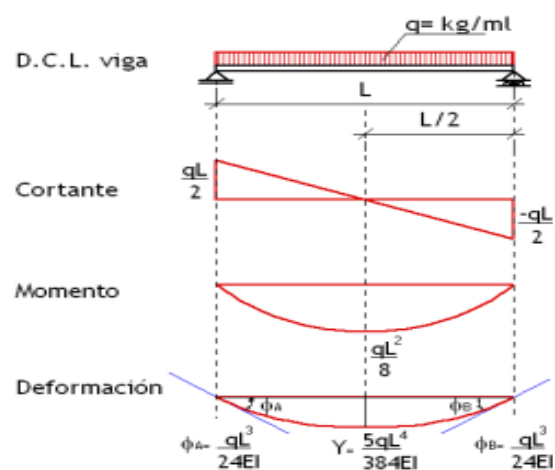
Factores de reducción de acuerdo tracción, flexión, compresión

Valor de ϕ	Miembro o conector
0.9	Sección total en tracción
0.75	Sección neta de conexión en tracción
0.9	Miembros en flexión
0.85	Miembros en compresión axial
0.75	Pernos en tracción

Nota. Elaboración propia.

Figura 12

Cortante, momento y deformación en viga simplemente apoyada



Nota. Extraída de figura viga simplemente apoyada con carga uniforme repartida, Veas y Chang, 2000.

El momento máximo o crítico se determina como:

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad \text{Ec. 3}$$

Donde:

q: Carga distribuida sobre la viga

l: Luz del puente

2.7.9. *Predimensionamiento de estribos.*

Según Rodríguez (2015) los estribos son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y sirven para soportar la carga proveniente de la superestructura, resistir el empuje del suelo proveniente de los terraplenes de acceso y salida. Cabe mencionar que se debe conocer los valores de la resistencia del concreto ($f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$), fluencia del acero G60 ($f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), peso específico del acero G60 ($\gamma_s = 2400 \text{ kg/m}^3$) y peso específico del agua ($\gamma_a = 1000 \text{ kg/m}^3$). Se debe conocer también las características del suelo como son el peso específico del suelo, capacidad portante admisible estribo derecho, capacidad portante admisible estribo izquierdo, ángulo de fricción interna estribo derecho, ángulo de fricción interna estribo izquierdo, coeficiente de fricción entre el concreto y el suelo izquierdo, y coeficiente de fricción entre el concreto y el suelo derecho. Para el caso de las **características geodinámicas** según la norma E030 del RNE tenemos la zonificación sísmica (Z) y el factor de aceleración máx. PGA. Además, los **parámetros geotécnicos** como el tipo de suelo, periodo de vibración (TR), el factor de lugar (F_{PGA}) y el factor de suelo (S). Ahora bien, para el caso de las **cargas de la superestructura** se debe tener en cuenta la carga propia de la superestructura ($P_{dc} = \text{Peso de losa} + \text{peso vereda} + \text{peso vigas} + \text{peso diafragmas}/2$), carga muerta de asfalto de la superestructura ($P_{dw} = \text{peso del asfalto en losa} / 2 \cdot \text{ancho de la sección del puente}$) y la carga viva e impacto de la superestructura ($PLL + IM = \text{Peso de la carga de diseño} + \text{camión de diseño}$).

2.7.9.1. Predimensionamiento de la geometría del estribo.

A) *Altura de estribo.*

$$H = h_a + h + h_{\text{parapeto}} + h_{\text{libre}} \quad \text{Ec. 4}$$

Donde:

H: altura del estribo

h_a : altura máxima de río o tirante máx. (de acuerdo al estudio hidrológico)

h: altura de profundidad de cimentación

h_{parapeto} : altura de la superestructura compuesta (vigas-losa + pavimento + neopreno)

h_{libre} : Altura libre

Tenemos lo siguiente:

B) Base del estribo. Como mínimo estaría en el rango de: $1/2 H - 2/3 H$, es decir entre los valores de: $4.65 \text{ m} < B < 6.20 \text{ m}$

C) La altura de cimentación (D). Sería como mínimo $H/12$

D) Ancho inferior de muro. Denominado " $t_{\text{inf.}}$ " = $0.1 * H = 0.92 \text{ m}$,

E) El ancho superior del muro " $t_{\text{sup.}}$ ". Debe ser: $H/24$

F) La longitud de la punta del estribo. Sería: $B/3$

G) La longitud del talón del estribo. Sirve como contrapeso.

H) La altura del cabezal superior. Es e_1 .

I) La altura del cabezal inferior. Es e_2 .

J) El ángulo de la superficie inclinada del estribo.

Tenemos:

$$S = \arctan\left(\frac{t_{\text{inf.}} - t_{\text{sup.}}}{h_{\text{sup. inclinada}}}\right) \quad \text{Ec. 5}$$

donde:

h sup. Inclínada: Altura de la superficie inclinada.

K) Longitud de la cajuela (N). Se dimensionará el ancho de la superficie donde descansará las vigas en el estribo. De acuerdo al artículo 4.7.4.4-1 de la AASHTO el ancho de la cajuela (N) debe ser como mínimo:

$$N = (200 + 0.0017 * L + 0.0067 * H) * (1 + 0.0001255 * S^2) \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

N= Longitud mínima de la cajuela en mm

L= distancia de luz del puente en mm

H= altura de estribo

S= Ángulo de inclinación del estribo en grados

Además, se considera el ancho de parapeto, ancho t_1 y t_2 de la cajuela.

2.7.10. Diseño de la superestructura

2.7.10.1. Diseño de losa

A. Losa de tablero por método de línea de influencia. La altura de un tablero de concreto deberá ser igual o superior que 0.178 m (7 pulg.) m según AASHTO 9.7.1.1. Además, el espesor mínimo de tablero del concreto en voladizo según AASHTO 13.7.3.1.2. Cabe mencionar que cuando soportan un sistema de postes montados en el tablero: 0.20 m (8 pulg); para sistemas de postes montados lateralmente: 0.30 m (12 pulg) y cuando soportan parapetos o barreras de concreto: 0.20 m (8.0 pulg).

B. Ancho de losa (e). Según AASHTO (2020) los espesores mínimos de la sección compuesta incluyendo el tablero y la viga debe ser $0.040L$ y para la sección de viga de acero deberá ser como mínimo $0.033L$ tal y como se muestra en la **Figura 13** de la tabla AASHTO 2.5.2.6.3-1.

Figura 13

Peralte mínimo según material de viga y composición

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2 (S+3)}{30}$	$\frac{(S+3)}{30} \geq 0,165m$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	$0,030 L \geq 0,165m$	$0,027 L \geq 0,165m$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

Nota: Extraído de la tabla AASHTO 2.5.2.6.3-1. Profundidades mínimas tradicionales para superestructuras de profundidad constante, AASHTO, 2020.

Se deberá verificar que cumpla con los requisitos mínimos de espesores de sección compuesta y no compuesta:

C. Peralte de la viga de acero. Para sección no compuesta debe cumplir lo siguiente:

$$1,12 \text{ m} \geq 0,033L \quad \text{Ec. 7}$$

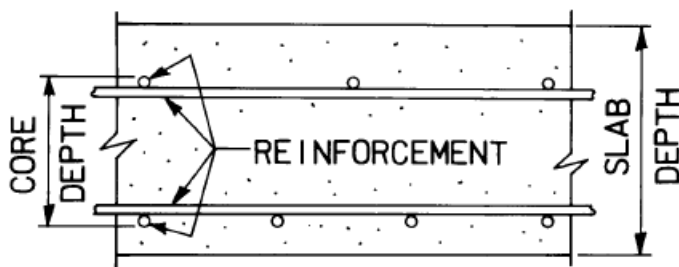
D. Espesor total. Para la sección compuesta debe cumplirse

$$\text{Viga} + \text{Losa} = 1,32 \text{ m} \geq 0,040L \quad \text{Ec. 8}$$

E. Geometría de la losa armada. Según AASHTO art. 9.7.2.5 tenemos en la **Figura 14**

Figura 14

Espesor efectivo de la superficie de losa de concreto

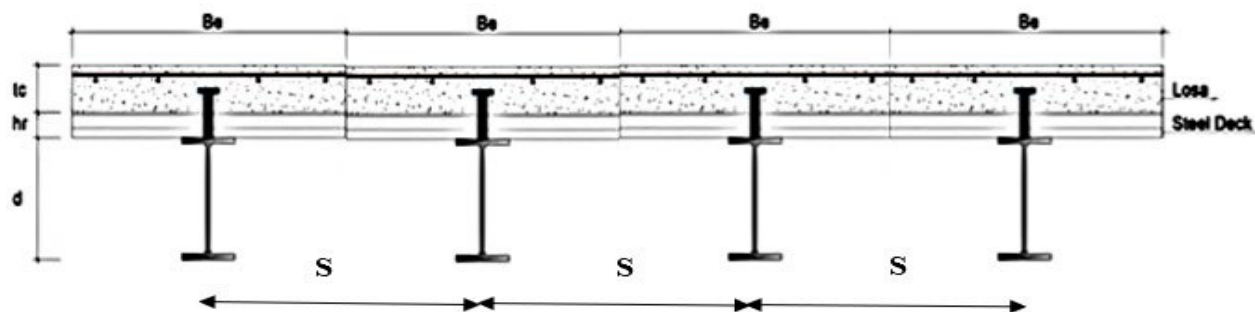


Nota. Tomado de “Núcleo de losas de concreto” (p.1250), por AASHTO, 2020, especificaciones de diseño de puentes LRFD.

F. Consideraciones geométricas de losa. El espesor mínimo concreto: es de 0.20 m (8 pulg), recubrimiento parte superior es de 0.050 m (2 pulg) y recubrimiento parte inferior es de 0.025 m (1 pulg). La distancia entre aceros, esta debe ser mayor a 4 pulg (0.102m), para el voladizo a los extremos (L_v) el espesor mínimo es $L_v > 5 \times$ (espesor mínimo) y para longitud efectiva (L_e). $L_e =$ mínimo valor de $(S, (L/8) * 2) < 4.1$ m (13.5 pies). Donde S es el ancho de carril y L es la luz del puente. Ver **Figura 15**.

Figura 15

Altura total de la sección transversal de la viga compuesta.



Nota. Elaboración propia

También es importante la relación L_e/d en el rango de 6 a 18. Según AASHTO Art. 9.7.2.4 la longitud efectiva en relación con el peralte efectivo (L_e/d) estará en el rango de: $6 < L_e/d < 18$; resistencia del concreto. $f'_c \geq 4.0$ ksi (280 kg/cm²).

G. Reforzamiento en tablero de losa. Según el AASHTO Art.9.7.2.5, la capa superior de acero en compresión debe tener un área mínima de 0.18 pul²/pie (3.813 cm²/cm) y la capa inferior de acero a tracción debe tener área mínima de 0.27 pulg²/pies (5.721 cm²/m). Además, el máximo espaciamiento debe ser de 18 pul (0.457 m).

H. Reforzamiento en voladizo. El reforzamiento de la losa será en ambos lados de la sección (longitudinal y transversal) se pueda garantizar la distribución del acero y su espaciamiento tanto para el acero en tracción y compresión. Además, se deberá considerar dentro del ancho de análisis una longitud de voladizo (L_v) y espesor de vereda. En cuanto a cargas de diseño debemos conocer el peso específico del concreto, peso de la sección de vereda (W_{vereda}), el peso debido a las barandas (P_{dg}), y la sobrecarga peatonal (W_{pl}).

I. Carga última distribuida en la vereda: De acuerdo a la tabla 3.4.1-1 de Combinación de factores de carga de la AASHTO LRFD.

Para resistencia I.

$$W_u = 1.25 (W_{ver.}) + 1.75 W_{pl} \quad \text{Ec. 9}$$

J. Carga última puntual debido a las barandas:

$$P_u = 1.25(P_{dg}) \quad \text{Ec. 10}$$

K. Momento último en la vereda:

$$M_u = P_u * L_v + W_u * (L_v^2) / 2 \quad \text{Ec. 11}$$

L. Cálculo del acero Positivo de refuerzo debido a la flexión. De acuerdo a la ecuación de Equilibrio: Esfuerzo compresión (C_c)=Esfuerzo a la tracción (T), además se deberá

cumplir $f_s = f'_y$, también factor de resistencia a la flexión (ϕ) = 0.9, $C_c = 0.85 * f'_c * a * b = A_s * f'_y$, $M_n = T(d-a/2) = C_c(d-a/2)$. Según AASHTO LRFD para elementos sometidos a flexión se debe cumplir: $M_u \leq \phi M_n$ donde el acero será:

$$A_s = \frac{0.85 * f'_c * a * b}{f'_y} \quad \text{Ec. 12}$$

2.7.10.2. Diseño de vigas metálicas. Según Acevedo (2015) El diseño de la viga se realizará suponiendo que no se utiliza apuntalamiento, por lo cual existirá una etapa en la cual la sección de acero trabajará como sección no compuesta.

No se recomienda el uso de puntales durante la construcción, sobre todo por los siguientes motivos: El uso de puntales es una operación delicada, una vez que la losa endurezca y se retiren los puntales, la losa trabajará en acción compuesta para resistir las cargas muertas de su peso propio. La losa estará sometida entonces a esfuerzos de compresión debido a estas cargas permanentes y tendrá un flujo plástico y contracción considerables, de forma tal que disminuirán los esfuerzos en el concreto y se incrementarán los esfuerzos en la sección de acero, por lo cual probablemente la mayor parte de la carga muerta será tomada por las vigas de acero, y la sección compuesta tomará únicamente las cargas vivas, como si no se hubiera realizado apuntalamiento. (Mc Cormac, 2013, p. 565).

A. Verificación de vigas para los estados límite:

- a) Resistencia Ia-Ib.** Se verificará a la flexión y al corte de las vigas tanto para la sección no compuesta como para la sección compuesta. Está relacionado a la mayoración de cargas asociados.
- b) Estado límite de evento extremo Ia-Ib.** Está relacionado a una situación sísmica extrema de forma tal que se evite su colapso.

B. Limitaciones de las deflexiones. Permiten usar el control de las deflexiones, para esto se usa la combinación de cargas de servicio I (sobrecarga viva) y el incremento por carga dinámica IM. Además, para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión que se muestran en **Tabla 1**

Tabla 1

Valores de la deflexión máxima permisible en puentes

Puente según uso	Deflexión máxima permisible
Carga vehicular, general	Longitud / 800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud / 1000
Carga vehicular sobre voladizo	Longitud / 300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	Longitud / 375

Nota. Tomado AASHTO 2020, Art. 2.5.2.6.2

a) Servicio I. Se hallarán las deflexiones en las vigas debido a las cargas muertas y proporcionara una contra flecha para su fabricación a finde compensar las deflexiones, tal como se indica en el AASHTO Art. 6.7.2. Seguidamente se verificará que las deflexiones debido a la carga viva no excedan el límite especificado ASSHTO art. 2.5.2.6.2.

C. Vigas principales y vigas diafragma. Las vigas principales son aquellas que están paralelas al eje longitudinal del puente, es decir en el sentido del tráfico; y las vigas transversales o diafragma, son perpendiculares a las armaduras o vigas principales. En esta investigación se ha considerado vigas principales de perfiles metálicos de sección H y para el caso de vigas transversales con armadura de perfiles de acero tipo L.

2.7.10.3. Cargas de diseño. Se ha considerado las cargas y fuerzas, límites de aplicación, factores de cargas y combinaciones de cargas mínimas de acuerdo a la norma AASHTO LRFD

2020. Cabe mencionar que esta norma mencionada establece que se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias:

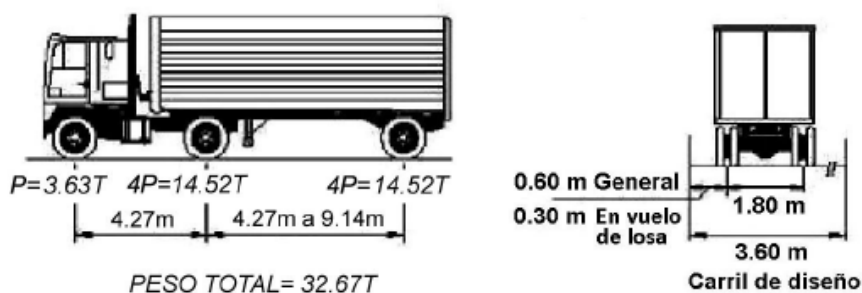
A. Cargas permanentes. Son cargas referidas al Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC), Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW), Presión vertical del peso propio del suelo de relleno (EV), Empuje horizontal del suelo (EH) y Sobrecarga del suelo (EH).

B. Cargas transitorias. Son cargas referidas al Fuerza de frenado de los vehículos (BR), sismo (EQ), fricción (FR), Incremento por carga vehicular dinámica (IM), Sobrecarga vehicular (LL), Sobrecarga viva (LS) y Sobrecarga peatonal (PL).

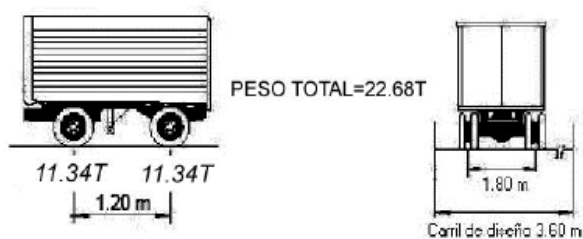
Cabe mencionar que las sobrecargas gravitatorias LL y PL satisfacen los requisitos de los AASHTO 2020. Además, las calzadas de puentes o estructuras incidentales designadas como HL93 K para nuestro país según el MTC consiste en una combinación del camión de diseño como se muestra en la **Figura 16** o tándem de diseño como se muestra en la **Figura 17** ; y carga del carril de diseño. Cabe mencionar que se considera el incremento por carga dinámica.

Figura 16

Camión de diseño HL-93



Nota. Extraído de la figura 3.6.1.2.2-1, características de la vía de diseño, AASHTO ,2020.

Figura 17*Tándem de diseño HL-93*

Nota. Extraído de la figura 3.6.1.2.2-1, características de la vía de diseño, AASHTO ,2020.

Según AASHTO 2020 Tabla 3.6.2.1-1, para el caso de la **carga del carril de diseño** se considera una carga de 952 kg/m uniformemente distribuido en dirección longitudinal, la cual se deberá tomar como el mayor de los valores debido al tándem de diseño combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño o la sollicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la sollicitación debida a la carga del carril de diseño.

Es importante mencionar que en esta investigación se ha considerado las cargas sobre las Barandas (ASHTO LRFD 2020 Arto. 3.6.1.7); el **Incremento por carga dinámica (IM)**, la cual menciona que se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el

El Ancho efectivo debe cumplir con el Art. 4.6.2.6 AASHTO LRFD

2.7.10.4. Consideraciones para el cálculo de esfuerzos. Se deberá considerar que las cargas debido al peso propio de las vigas, el peso del concreto de losa, el peso de los encofrados y de las vigas diafragmas, serán tomadas por la sección de acero no compuesta.

Las cargas debido a las veredas, las cargas de las barandas y el asfalto, serán tomadas por la sección compuesta a largo plazo.

las cargas vivas vehicular y peatonal serán tomadas por la sección compuesta a corto plazo.

A. Sección compuesta a corto y a largo plazo.

a) Para la sección compuesta a corto plazo, el área transformada de concreto se calculará dividiendo el área del ancho efectivo de la losa de concreto entre el factor n .

b) Para la sección compuesta a largo plazo, el área transformada de concreto se calculará dividiendo el área del ancho efectivo de la losa entre el factor " $3n$ " teniendo en cuenta el efecto creep, que es la tendencia de un material sólido a deformarse de forma permanente bajo la influencia de una carga. " n " es la relación del módulo de elasticidad del concreto y el acero.

2.7.10.5. Momento debido a la sobrecarga vehicular (M_{L1}). Los pesos y las separaciones entre los ejes longitudinales serán como se especifica en el artículo 3.6.1.2.2. de las especificaciones AASHTO LRFD. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica de 1.33 como se especifica en el artículo 3.6.2 AASHTO LRFD".

AASHTO Art. 3.6.1.2.2. La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes, designada como HL-93 deberá consistir en una combinación de:

Camión de diseño + Carga de carril de diseño

Tándem de diseño + Carga de carril de diseño

Cuando hay más de una carga sobre un elemento simplemente apoyado, el momento máximo se produce en una posición de las cargas de tal manera que, el centro de luz esta equidistante de la resultante y de la carga más pesada y más cerca a esta resultante.

A. Factores de distribución del momento flexionante en vigas interiores

Para 1 carril cargado

$$g_m = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \times \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \times \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{Ec. 13}$$

Para 2 o más carriles cargados

$$g_m = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{Ec. 14}$$

Consideraciones:

$$1,100 \leq S \leq 4,900$$

$$6,000 \leq L \leq 73,000$$

$$110 \leq t_s \leq 300$$

Donde:

g: Factor de distribución

S: Separación entre vigas (mm)

L: Longitud del tramo (mm)

t_s: Espesor de la losa de concreto (mm)

K_g: Parámetro de rigidez longitudinal (mm⁴)

$$k_g = n(I_z + A_e g^2) \quad \text{Ec. 15}$$

Además, se debe cumplir:

$$4E + 9 \leq K_g \leq 3E + 12$$

Donde:

n: E_B/E_D

E_B: Módulo de elasticidad del acero en viga

E_D: Módulo de elasticidad del concreto en losa

I_z: Momento de Inercia del acero (mm⁴)

A: Área de la viga (mm²)

e_g: Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y losa (mm)

B. Factores de distribución del momento flexionante en vigas exteriores

a) Factor de presencia múltiple. No se aplicará a los factores de distribución de carga especificados en los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 excepto cuando se usa la ley de momentos o en los requisitos especiales para vigas exteriores de puentes viga y losa AASHTO 4.6.2.2d.

b) Para 1 carril de diseño cargado. Por ley de momentos; Se utiliza la ecuación de la estática para determinar el porcentaje de carga que será tomado por la viga exterior. Se asume que hay una rotula en la viga interior más cercana a la viga exterior.

c) Para 2 o más carriles de diseño cargados. De acuerdo a la AASHT 4.6.2.2d-1

$$g = e * g_{\text{interior}}$$

Donde:

$$e = 0.77 + \frac{de}{2800} \quad \text{Ec. 16}$$

Siendo (d_e) la distancia entre el alma de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm). Se debe tomar como positiva si el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la baranda de tráfico y negativa si esta hacia fuera de dicha baranda

$$-1 \leq de \leq 5.5 \quad \text{en pies}$$

$$-304.5 \leq de \leq 1675 \quad \text{en mm}$$

d) Requerimiento especial para vigas exteriores. Según ASSHTO C4.6.2.2b se indica que, para el desarrollo de las ecuaciones requeridas, se consideran puentes que únicamente tenían diafragmas a los extremos. Por tanto, si se consideran diafragmas interiores, la distribución transversal de la carga mejorará. Es por ello que en el artículo 4.6.2.2d propone para el caso de puentes con diafragmas intermedios, el factor de distribución para vigas exteriores no debe ser menor que el factor obtenido asumiendo que la sección del puente se deflece o rote como una sección rígida.

Para hallar el factor de distribución en vigas exteriores de acuerdo a la AASHTO, se propone la ecuación de Courboun cuyo resultado expresa el factor de distribución en términos de carriles de diseño:

$$R = \frac{Nl}{Nb} + \frac{X_{ext} \sum_{i=1}^{Nl} e}{\sum_{i=1}^{Nb} x^2} \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

R: Reacción en la viga exterior en términos de carriles de diseño

N_l: Número de carriles cargados

e_i: Excentricidad de un camión de diseño (desde el centro de gravedad de las vigas)

x_i: Distancia horizontal desde el centro de gravedad de las vigas hasta cada viga

X_{ext}: Distancia horizontal desde el centro de gravedad de las vigas hasta la viga exterior

N_b: Número de vigas.

2.7.10.6. Fuerza cortante debido a la carga viva vehicular, V_{LL}

A. Factor de distribución de vigas interiores

a) **Para un carril de diseño cargado.** Según AASHTO 4.6.2.2.3a-1

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad \text{Ec. 18}$$

b) **Para dos o más carriles de diseño cargado.** Según AASHTO 4.6.2.2.3a-1

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 \quad \text{Ec. 19}$$

Donde:

g: Factor de distribución

S= Separación entre vigas (mm)

Consideraciones:

$$1100 \leq S \leq 4900$$

B. Factor de distribución en vigas exteriores

a) **Para un carril de diseño cargado:** Usar la ley de momentos según AASHTTO

4.6.2.2.3b-1

b) Para dos o más carriles de diseño cargado . Según AASHTO 4.6.2.2.2b-1

$$g = e * g_{interior} \quad \text{Ec. 20}$$

donde:

$$e = 0.6 + \frac{de}{3000} \quad \text{Ec. 21}$$

Consideraciones:

$$-1 \leq de \leq 5.5$$

$$-304.5 \leq de \leq 1675$$

2.7.10.7. Cálculo de cargas adicionales. Se considerará calcular las cargas por metro lineal (longitud del puente) para toda la sección transversal del puente y dividiremos estas entre la cantidad de vigas proyectadas.

A. Datos geométricos. Las cuales son luz de puente, ancho de carril, sobreecho, sección losa, encuentro en vereda-losa, espesor de vereda, ancho de vereda, ancho efectivo de vereda, ancho berma central, espesor de asfalto y el espesor de losa.

B. Cargas de vehículo HL-93 y tándem de diseño. Conocer la sobrecarga en puente.

C. Cargas peatonales. Cargas por sobrecarga peatonal.

D. Propiedades físicas y mecánicas. Peso específico de concreto, esfuerzo de compresión máx. concreto (F'_c), peso específico del acero, peso específico de asfalto, esfuerzo de fluencia Acero ASTM A709 Gr 50 (F'_y), (E_s estructural), módulo de elasticidad del acero (E) y el peso barandas.

Debemos considerar que, para el presente trabajo en nuestro caso, la longitud de arriostre lateral será de 6.0 metros y se considerará que cada viga cargue 50 kg debido al peso de los diafragmas, ubicadas a cada 5.0 metros en toda la longitud del puente.

Se muestra a continuación todas las cargas que intervienen en el puente:

- a) Cargas permanentes (W_d),
- b) Cargas transitorias (W_L)

2.7.10.8. Estado límite de resistencia I

A. Resistencia a la flexión de la sección no compuesta. Según Acevedo (2015), Se analizará la etapa en la cual el concreto aún no ha fraguado (pérdida de plasticidad o fraguado inicial) y la sección de acero trabaja como sección no compuesta debido a que la viga aun no trabaja conjuntamente con la losa.

a) Clasificación de la sección de acuerdo a su esbeltez. Del capítulo B4.1 b de la especificación AISC 360-16. Valores límite para considerar diferentes secciones, compactas, no compactas y esbeltas tal y como se muestra en la **Figura 18**.

$\lambda \leq \lambda_p$ -----> sección compacta

$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$ -----> sección no compacta

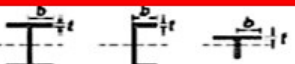
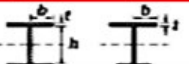
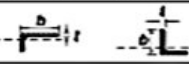


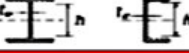
$\lambda_p > \lambda_r$ -----> sección esbelta

Donde:

λ : Relación ancho/espesor $(\frac{b}{t})$

Figura 18

Razón ancho espesor en elementos de compresión en miembros en flexión.





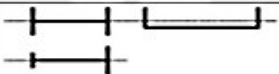

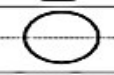

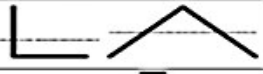

TABLA B4.1b Razones Ancho-Espesor: Elementos en Compresión de miembros en flexión					
Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razones Ancho-Espesor Límite		Ejemplos
			λ_c (compacto-no compacto)	λ_p (esbelto-no esbelto)	
10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos No-Alisados	Alas de secciones I soldadas con doble y simple simetría.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{A_s E}{F_y}}$ (a) (b)	
	Alas de ángulos simples	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Alas de doble T y canal en torno a su eje más débil.	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de tes	d/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Almas de doble T simétricas y canales.	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Tomado de tabla B4.1b, razones ancho-espesor de elementos en compresión de miembros en flexión, por Ramirez, 2010, <https://www.aisc.org/publications>.

B. Estados límite de pandeo local en las almas. De acuerdo a los resultados de esbeltes sabremos en qué sección de la norma aplicar las expresiones en el cálculo del momento resistente tal y como se resumen en la **Figura 19**.

Figura 19

Razón ancho espesor en elementos de compresión en miembros en flexión.

TABLA Notas F1.1 Tabla de Selección para la Aplicación de las Secciones del Capítulo F				
Sección en Capítulo F	Sección	Esbeltez Alta	Esbeltez Alma	Estados Límites
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, LLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, LTB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, LTB, LLB
F8		N/A	N/A	Y, LTB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, LLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Perfiles asimétricos diferentes de ángulos simples	N/A	N/A	Todos

Y = fluencia, LTB = pandeo lateral-torsional, FLB = pandeo local ala, WLB = pandeo local alma, TFY = fluencia ala tracción, LLB = pandeo local ala, LB = pandeo local, C = compacto, NC = no-compacto, S = esbelto

Nota. Tomado de notas F1-1, tabla de selección para la aplicación de las sección del capítulo F, por Ramirez, 2010, <https://www.aisc.org/publications>.

C. Estado límite de pandeo torsional. Según Acevedo (2015). La resistencia nominal para esfuerzos a flexión M_n , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite.

Cuando $L_b < L_p$, el estado límite de pandeo lateral-torsional no aplica, entonces:

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ec. 22}$$

El factor debido a la flexión es $\phi = 0.90$

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 23}$$

Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} * S_x \leq M_p \quad \text{Ec. 24}$$

Donde:

L_b = longitud entre puntos que están arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrados contra giro de la sección.

- a) Momento plástico:** Según Manrique (s.f), El momento plástico es el momento que producirá una plastificación completa en la sección transversal del miembro creándose ahí mismo una articulación plástica. La relación del momento plástico (M_p) al momento de fluencia (M_y) se denomina factor de forma. Los factores de forma de secciones rectangulares son de 1.50 y para secciones laminadas varía entre 1.10 a 1.20.
- b) Fluencia.** La resistencia factorada está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n \quad \text{Ec. 25}$$

M_n : Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

ϕ_f : Factor de resistencia a la flexión = 0.90

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad \text{Ec. 26}$$

- c) Pandeo lateral torsional.** Calculando las longitudes límite L_p y L_r , se determinan a continuación:

$$\checkmark \quad L_p = 1.76 * r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ec. 27}$$

$$L_r = 1.95 * r_y \frac{E}{0.7*F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7*F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad \text{Ec. 29}$$

Y el coeficiente c, se determina como sigue a continuación:

- Para secciones I con simetría doble: $c=1$

- *Para canales:*
$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad \text{Ec. 30}$$

Nota: Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares, $c_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ y entonces la ecuación se reduce a:

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x} \quad \text{Ec. 31}$$

r_{ts} puede ser aproximado conservadoramente como el radio de giro del ala en compresión más un sexto del alma.

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 * \left(1 + \frac{1}{6} * \frac{h t_w}{b_f t_f}\right)}} \quad \text{Ec. 32}$$

Según Acevedo (2015) debido a que la sección no compuesta de viga de acero no cuenta con soporte lateral proporcionado por la losa, el soporte lateral lo darán los diafragmas. Para este trabajo consideré colocar diafragmas a cada 6.0 metros de distancia desde el inicio hasta el final. Es decir, a cada quinta parte de la longitud, considerándose 4 diafragmas distribuidos al centro de luz). De ser necesario de deberá aplicar la siguiente ecuación.

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad \text{Ec. 33}$$

Donde:

C_b = Factor de modificación por pandeo lateral-torsional para diafragmas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento no arriostrado están restringidos a volcamiento.

$$C_b = \frac{12.5 * M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 2M_C} * R_m \leq 3.0 \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x}$ = Valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado T-m (N-mm)

M_A = Valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado, T-m (N-mm)

M_B = Valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado

M_C = Valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado

R_m = parámetro de mono simetría de la sección transversal =1 para miembros con doble simetría

Según la norma AISC 360-16 para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramiento la ecuación 4-6, Se reduce a 1.

D. Resistencia de la sección compuesta

a) Sección compuesta a largo plazo. Se debe considerar la acción del efecto creep, es decir el 3 veces el factor n.

$$\text{Área losa transformada (A LT)} = A_{LT} = \frac{b_e * e}{n_{creep}} \quad \text{Ec. 35}$$

$$\text{Inercia losa transformada (I LT)} = I_{LT} = \frac{b_e * e^3}{12 * n_{creep}} \quad \text{Ec. 36}$$

Área total de la sección compuesta: $A_{TOTAL} = A_S + A_{LT}$ **Ec. 37**

Tomando como referencia la parte superior: el centroide de la sección compuesta, la zona a compresión (superior) será:

$$Y_S = \frac{(A_{LT} * e/2) + A_S * (h/2 + e)}{A_{TOTAL}} \quad \text{Ec. 38}$$

y la zona a Tracción (inferior) se obtiene de la siguiente manera:

$$Y_i = h + e - Y_S \quad \text{Ec. 39}$$

Inercia de la sección compuesta (I_x comp):

$$I_{x \text{ comp.}} = I_X + A_S * \left(Y_i - \frac{h}{2}\right)^2 + I_{LT} + A_{LT} * \left(Y_S - \frac{e}{2}\right)^2 \quad \text{Ec. 40}$$

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a compresión (S_c)

$$S_c = \frac{I_{x \text{ comp.}}}{Y_S} \quad \text{Ec. 41}$$

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a tracción (S_t)

$$S_t = \frac{I_{x \text{ comp.}}}{Y_i} \quad \text{Ec. 42}$$

b) Sección compuesta a corto plazo. Se debe considerar el factor n:

losa de Sección transformada

Área losa transformada (A_{LT}) = $A_{LT} = \frac{b_e * e}{n}$ **Ec. 43**

Inercia losa transformada (I_{LT}) = $I_{LT} = \frac{b_e * e^3}{12 * n}$ **Ec. 44**

Área total de la sección compuesta: $A_{TOTAL} = A_S + A_{LT}$ **Ec. 45**

Tomando como referencia la parte superior: El centroide de la sección compuesta en la zona a compresión (superior) será:

$$Y_S = \frac{(A_{LT} * e/2) + A_S * (h/2 + e)}{A_{TOTAL}} \quad \text{Ec. 46}$$

Zona a Tracción (inferior) se determina de la siguiente manera:

$$Y_i = h + e - Y_S \quad \text{Ec. 47}$$

Inercia de la sección compuesta ($I_{X_{comp.}}$):

$$I_{x \text{ comp.}} = I_X + A_S * \left(Y_i - \frac{h}{2}\right)^2 + I_{LT} + A_{LT} * \left(Y_S - \frac{e}{2}\right)^2 \quad \text{Ec. 48}$$

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a compresión (S_c)

$$S_c = \frac{I_{X \text{ comp.}}}{Y_S} \quad \text{Ec. 49}$$

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a tracción (S_t)

$$S_t = \frac{I_{X \text{ comp.}}}{Y_i} \quad \text{Ec. 50}$$

2.7.10.9. Estado límite de servicio II

A. Momento de fluencia. Según Acevedo (2015) para hallar el momento de fluencia, se calcula el esfuerzo en el ala inferior debido al momento producido por las cargas permanentes en la sección no compuesta, y luego el esfuerzo en el ala inferior debido al momento que se genera por las cargas permanentes en la sección compuesta a largo plazo. finalmente se calcula el momento de fluencia necesario para que el ala inferior alcance la fluencia.

El momento de fluencia será la suma de los momentos últimos para la sección no compuesta, la sección compuesta a largo plazo y el momento adicional necesario.

a) Esfuerzo en ala inferior de sección no compuesta:

$$M_{U1} = 1.25(M_{vm} + M_{diaf} + m_{losa}) \quad \text{Ec. 51}$$

b) Esfuerzo en ala inferior de la sección compuesta a largo plazo

$$M_{U2} = 1.0(1.25(M_{ver} + M_{bar}) + 1.5M_{asf}) \quad \text{Ec. 52}$$

c) Momento adicional necesario. Para que el ala inferior llegue a la fluencia, M_{adt} será:

$$M_{adt} = M_{ui} + M_{u2} + M_{ad} \quad \text{Ec. 53}$$

Donde:

$$M_{ad} = (f_y - (f_1 + f_2)) * S_t$$

Entonces el momento M_y (sección compuesta)

$$M_y(\text{sección compuesta}) = M_{adt}$$

d) El momento último total, $M_u(\text{total})$ es:

$$M_u \text{ total} = M_{u1} + M_{u2} + 1.75(M_{peat} + M_{ll}) \quad \text{Ec. 54}$$

Se debe cumplir:

$$M_u \text{ total} < M_y(\text{sección comp})$$

2.7.10.10. Estado límite de servicio I

A. Deflexiones debido a la carga permanente

a) Sección de acero no compuesta

Deflexión debido al peso propio: 1

$$y_{PP} = \frac{5(W_{VM}) * L^4}{384 * EI} \quad \text{Ec. 55}$$

Deflexión debido al peso de la losa

$$y_{PL} = \frac{5(W_{losa}) * L^4}{384 * EI} \quad \text{Ec. 56}$$

B. Deflexión debido al peso de los diafragmas: Aplicando el método de cortes se determina la ecuación general de la deflexión máxima.

$$y_{diafrag.} = \frac{P_{diaf} * (216 * L^3 + 8 * L^3 - 2000 * L^3 + 4800 * L^3)}{48000 * EI} \quad \text{Ec. 57}$$

a) Deflexión total debido a la carga muerta. En la sección no compuesta

$$y_1 = y_{PP} + y_{PL} + y_{diaf.} \quad \text{Ec. 58}$$

b) Sección compuesta a largo plazo. Se calcula la sumatoria de las deflexiones debido al peso de las veredas, las barandas y el asfalto:

$$y_2 = \frac{5 * (w_{ver} + w_{bar} + w_{asf}) * L^4}{384 * EI_{comp}} \quad \text{Ec. 59}$$

c) Contraflecha.

La deflexión total debido a cargas permanentes es:

$$y_{cd} = y_1 + y_2 \quad \text{Ec. 60}$$

2.7.10.11. Diseño de diafragmas. Según Acevedo (2015) debemos distribuir las cargas horizontales que le corresponde a cada apoyo. De acuerdo al artículo de la AASHTO LRFD 3.10.9.1 la fuerza de diseño para la conexión entre la superestructura y la subestructura deberá ser el producto de la aceleración A_s y la carga permanente tributaria. El artículo 3.10.4.2 señala que A_s deberá tomarse como el producto de la aceleración pico del suelo y el factor de modificación por el tipo de suelo.

A. Aceleración sísmica horizontal. Para ello debemos conocer los siguientes parámetros: La aceleración horizontal pico del suelo PGA y el factor de lugar F_{PGA} . Con ello tendremos entonces el valor de:

$$A_{sh} = P_{GA} * F_{PGA} \quad \text{Ec. 61}$$

Ahora para encontrar el peso total del puente (P_{puente}), debemos saber las cargas permanentes por metro lineal de longitud de sección transversal.

La carga sísmica horizontal es:

$$F_{SH} = P_{puente} * A_{sh} \quad \text{Ec. 62}$$

La carga sísmica horizontal repartida en cada nudo es

$$F_{SHR} = \frac{F_{SH}}{n} \quad \text{Ec. 63}$$

Donde:

n: número de apoyos

B. Diseño de las diagonales. Se elegirá un elemento para utilizar como diafragma y verificamos su resistencia a la compresión y a la tracción. Se conectarán los elementos mediante soldadura y pernos.

a) Resistencia a la compresión. Se deberá conocer la carga de diseño P_u obtenida a partir del análisis realizado la se denota como:

$$P_u = 0.85 * F_{SH} \quad \text{Ec. 64}$$

La resistencia a la compresión factorizada P_r , debe tomarse como:

$$P_r = \phi_c * P_n \quad \text{Ec. 65}$$

Donde:

P_n = Resistencia Nominal a la compresión

ϕ_c = Factor de resistencia a la compresión, igual a 0.90 para el estado límite de resistencia y 1.0 para el estado límite de evento extremo.

La resistencia nominal se determinará como sigue:

Sí: $P_e/P_o \geq 0.44$, Entonces de acuerdo a la especificación AASHTO LRFD 6.9.4.1.1-1:

$$P_n \geq \left(0.658 \left(\frac{P_o}{P_e}\right)\right) * P_o \quad \text{Ec. 66}$$

Si: $P_e/P_o < 0.44$,

Entonces de acuerdo a la especificación AASHTO LRFD 6.9.4.1.1-2:

$$P_n = 0.877 * P_e \quad \text{Ec. 67}$$

$$P_o = A_g * f'_y \quad \text{Ec. 68}$$

Donde:

P_e : Resistencia crítica al pandeo elástico, para pandeo de flexión o pandeo flexo-torsional, según sea el caso.

P_o : Resistencia nominal a la fluencia

A_g : Área transversal de la sección (cm^2)

Si para el cálculo de la resistencia se utiliza una esbeltez efectiva (kl/r) en vez de la esbeltez real Kl/r . La esbeltez efectiva para ángulos de patas iguales debe calcularse como:

Caso 01, Si:

$$l/r_x \leq 80 \quad \text{Entonces de acuerdo a la especificación AASHTO LRFD 6.9.4.4-1}$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 72 + 0.75 * l/r_x \quad \text{Ec. 69}$$

Caso 02, Si:

$$l/r_x > 80 \quad \text{Entonces de acuerdo a la especificación AASHTO LRFD 6.9.4.4-2}$$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_{ef} = 32 + 1.25 * l/r_x \quad \text{Ec. 70}$$

El pandeo de flexión es un modo de pandeo en el cual, el miembro se deflecta lateralmente sin torcerse o cambiar su sección transversal. La resistencia al pandeo elástico, basándose en

pandeo de flexión, debe desarrollarse, de acuerdo al artículo 6.9.4.1.2-1 de la norma AASHTO LRFD como:

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r_s}\right)^2} * A_g \quad \text{Ec. 71}$$

Donde:

Ag: área de la sección transversal del elemento

π : Número pi: 3.1416

E: Módulo de elasticidad del elemento

(kl/r): Esbeltez efectiva

Se deberá conocer las siguientes propiedades características físicas y geométricas del elemento a utilizar: Po, Ag, F'y

b) Resistencia a la tensión

$$P_u = 0.85 * F_{SHR} \quad \text{Ec. 72}$$

c) Fluencia de la sección bruta. La resistencia afectada por los factores a la fluencia de la sección bruta Pr, de acuerdo a las especificaciones Ec. 6.8.2.1-1 de la AASHTO LERF, se denota como:

$$P_{fr} = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad \text{Ec. 73}$$

Donde:

P_{ny}: Resistencia nominal a la tensión por fluencia de la sección bruta (kg)

ϕ_y : Factor de resistencia para fluencia de miembros a tensión.

F_y: Esfuerzo de fluencia del acero (kg/cm²)

Ag: Área bruta de la sección transversal del miembro (cm²)

• **Fractura de la sección neta efectiva.** La resistencia afectada por los factores a la fractura de la sección bruta P_r , de acuerdo a las especificaciones Ec. 6.8.2.1-2 de la AASHTO LERF, se denota como:

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_y F_u A_n U \quad \text{Ec. 74}$$

Donde:

P_{nu} : Resistencia nominal a la tensión por tracción de la sección efectiva (kg)

ϕ_u : Factor de resistencia para fractura de miembros a tensión, igual a 0.80 para el estado límite de resistencia y 1 para el estado límite de evento extremo.

F_u : Resistencia a la tensión (kg/cm²)

$A_n = A_g$: Área nominal

U : Factor de reducción para tomar en cuenta el retraso de cortante. Deberá tomarse como:

$$U = 1 - \frac{x}{L} \quad \text{Ec. 75}$$

Siendo:

x : Excentricidad de la conexión (cm)

L : Longitud de la conexión (cm)

• **Diseño de la soldadura de la conexión viga-diagonal.** Se usará soldadura de filete, cuya resistencia se denota mediante la ecuación:

$$\phi R_n = \phi_{e2} 0.6 F_{EXX} * \left(\frac{\sqrt{2}}{2} \right) D l \quad \text{Ec. 76}$$

Donde:

ϕ_{e2} : Factor de resistencia, igual a 1 para evento extremo

F_{EXX} : Resistencia mínima a la tensión de la soldadura, igual a 4920 kg/cm²

D : Tamaño de la soldadura (cm)

l : Longitud de la soldadura (cm)

A la longitud mostradas, se le restará 1.5 cm a cada lado para despreciar el aporte de las terminaciones y las esquinas. Despreciando el incremento de resistencia de la soldadura perpendicular a la carga debido a su orientación, la resistencia de la soldadura será:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} \quad \text{Ec. 77}$$

Donde:

ϕR_{n1} : Resistencia de la soldadura paralela a la carga

ϕR_{n2} : Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga.

- ***Pernos de la conexión viga - diagonal***

Resistencia al corte. Se utilizará pernos de alta resistencia ASTM A325: $F_u = 8400$ kg/cm². La resistencia nominal al corte de un perno se calcula mediante la siguiente expresión de acuerdo al art. 9.2.4.2.1 de la AASHTO.

$$\phi V_n = \phi_c * 0.38 * (A_{perno} * n_{pernos}) * f_u \quad \text{Ec. 78}$$

Donde:

ϕ_c : Factor de resistencia al corte

A_{perno} : Área del perno

n_{pernos} : Número de pernos

f_u : Esfuerzo último de corte

Resistencia al aplastamiento. Se calculará la resistencia al aplastamiento de la placa de la conexión y se denota como:

$$\phi R_n = \phi_{bb} * 2.4 * d * t * f_U * n_{pernos} \quad \text{Ec. 79}$$

Donde:

ϕ_{bb} : Factor de resistencia al aplastamiento

Sección de aplastamiento en la placa:

$A_{aplast.}$: Área de aplastamiento = $d \cdot t$

d : Diámetro del perno (ϕ_{perno})

t : Ancho de la placa

n_{pernos} : Número de pernos

f_u : Esfuerzo último de tensión

2.7.10.12. Conectores de corte. Debemos asegurar una acción conjunta de la viga compuesta, es decir, entre la losa de concreto y la viga de acero. Se debe contemplar la colocación de pernos de corte soldados al ala superior de la viga para que estos tomen el cortante generado en la unión viga-losa.

A. Resistencia de los conectores de corte. Se rige mediante la siguiente expresión de acuerdo al artículo 6.10.4.1-1 de la AASHTO LRFD.

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n \quad \text{Ec. 80}$$

Donde:

Q_r : Resistencia al corte factorada de un perno de corte

Q_n : Resistencia al corte nominal de un perno de corte

ϕ_{sc} : Factor de resistencia para conectores de corte = 0.85

B. La resistencia al corte nominal del perno de corte. Se denota mediante la siguiente expresión, de acuerdo al artículo 6.10.10.4.3-1 de la ASSHTO LRFD:

$$Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f'_c * E_c} \leq A_{sc} * F_u \quad \text{Ec. 81}$$

Donde:

A_{sc} : Área transversal de un conector de corte

E_c : Módulo de elasticidad del concreto

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

F_u : Resistencia a la tracción de un conector de corte

La norma AASHTO LRFD en su Artículo 6.4.4, recomienda usar conectores A108 con resistencia mínima a la fluencia y a la tracción de 50 Ksi y 60 Ksi respectivamente.

C. Cálculo de la fuerza cortante de resistencia de los pernos de corte. De acuerdo al artículo 6.10.10.4.2-1 de la AASHTO LRFD, se denota como:

$$P = \sqrt{(P_p)^2 + (F_p)^2} \quad \text{Ec. 82}$$

Donde:

F_p = Fuerza radial en la losa de concreto. Para tramos rectos es 0

P_p = Fuerza longitudinal en losa de concreto. Debe ser el menor valor de las siguientes expresiones.

Valor mínimo	{	$P_{1p} = 0.85f'_c * b_s * t_s$	Ec. 83
		$P_{2p} = A_s F_Y$	Ec. 84

Donde:

P_{1p} : Fuerza cortante al momento en que falla toda la sección de concreto

P_{2p} : Fuerza cortante al momento en que toda la sección acero entre en fluencia

b_s : Ancho efectivo del perno en el concreto

t_s : Espesor del concreto

F_y : Resistencia a la fluencia ASTM A107

D. Cálculo del número de pernos de corte (n): Se determina mediante la siguiente expresión:

$$n = 2 * \frac{P}{Q_r} \quad \text{Ec. 85}$$

y la distribución de pernos (S), de describe a continuación:

$$S = 2 * \frac{L}{n - 1} \quad \text{Ec. 86}$$

Donde:

L: Luz del puente

n: número de pernos de corte

2.7.11. Diseño de la subestructura

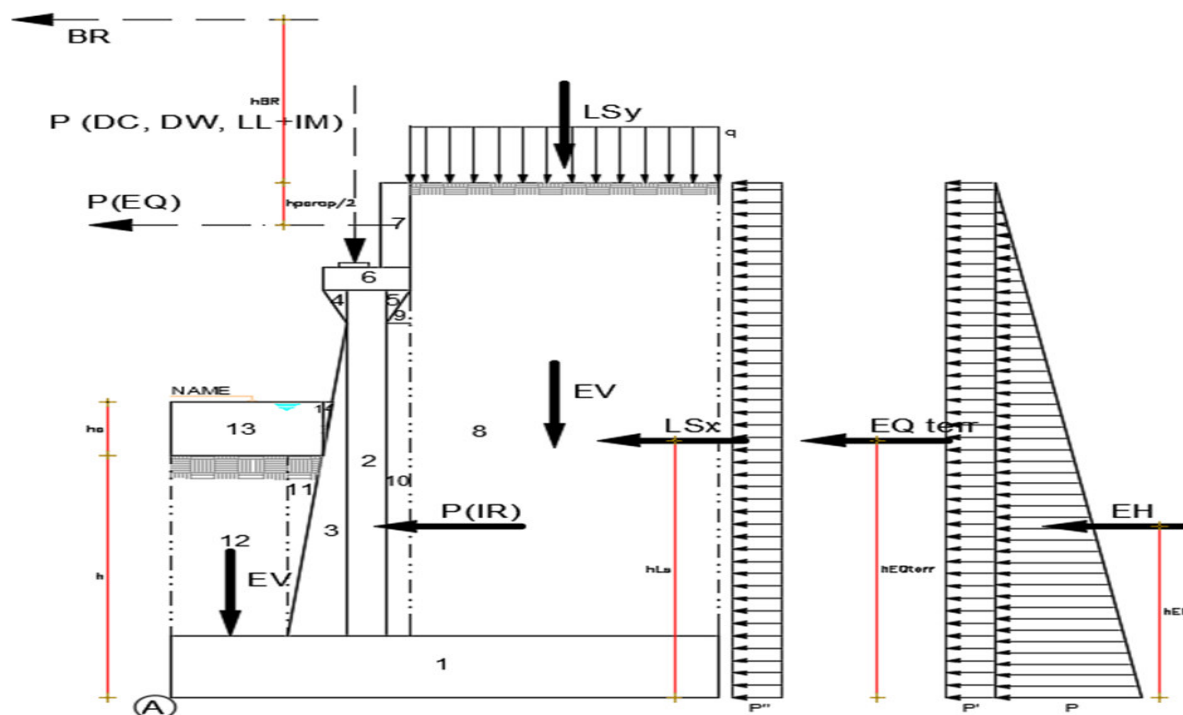
2.7.11.1 Cálculo de cargas verticales y horizontales del estribo.

A. Cargas Verticales. Se hallará las cargas verticales debido al peso propio del estribo, las cargas verticales del peso del suelo de relleno y fundación y la carga vertical del agua.

Se recomienda dividir en áreas para mayor facilidad de cálculo. También tomar en cuenta las cargas debido a la sobrecarga vehicular sobre el ancho de relleno del estribo, las cargas puntuales debido al peso de la superestructura (P DC), la carga debido al peso del asfalto (P DW) y la carga viva amplificada sobre la losa (P LL+ IM) tal y como en la **Figura 20**.

Figura 20

Cargas verticales y horizontales



Nota. Elaboración propia.

a) **Cargas D_C** : Peso propio del concreto armado. Considerando una franja de 1m de longitud de estribo, tomando como referencia el punto A, hallaremos los volúmenes de las respectivas áreas y multiplicaremos el peso específico del concreto. Se debe obtener la carga resultante D_C , la distancia vertical y horizontal del centro de gravedad respecto al punto de referencia.

b) **Cargas D_W** : Peso muerto del asfalto en la superestructura. Se debe obtener la carga resultante D_W , la horizontal del centro de gravedad respecto al punto de referencia.

c) **Cargas E_V** : Peso del terreno. Análogamente en esta sección se muestra la resultante de la fuerza E_V y la distancia del centro de gravedad horizontal y vertical respecto al punto de referencia.

- d) Carga W_A :** Carga de agua y presión de flujo. Se muestra la resultante de la fuerza W_a y la distancia del centro de gravedad horizontal y vertical respecto al punto de referencia.
- d) Cargas LL+IM.** En esta sección se muestra la resultante y la distancia horizontal del centro de gravedad debido a la carga LL+IM respecto del punto de referencia.
- e) Cargas LS_y** (Sobrecarga por carga viva en el terreno). Según Serquén (2012), la Altura equivalente de suelo por sobrecarga (S/C) de la norma AASHTO 3.11.6.4-1. Para cargas de vehículos actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. Se mostrará la carga total y su distancia horizontal del centro de gravedad respecto al punto de referencia según la Tabla 2.

Tabla 2

Altura equivalente de sobrecarga del terreno debido a la altura de estribo

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.20 m
3	0.90 m
≥ 6.0	0.60 m

Nota: Elaboración propia

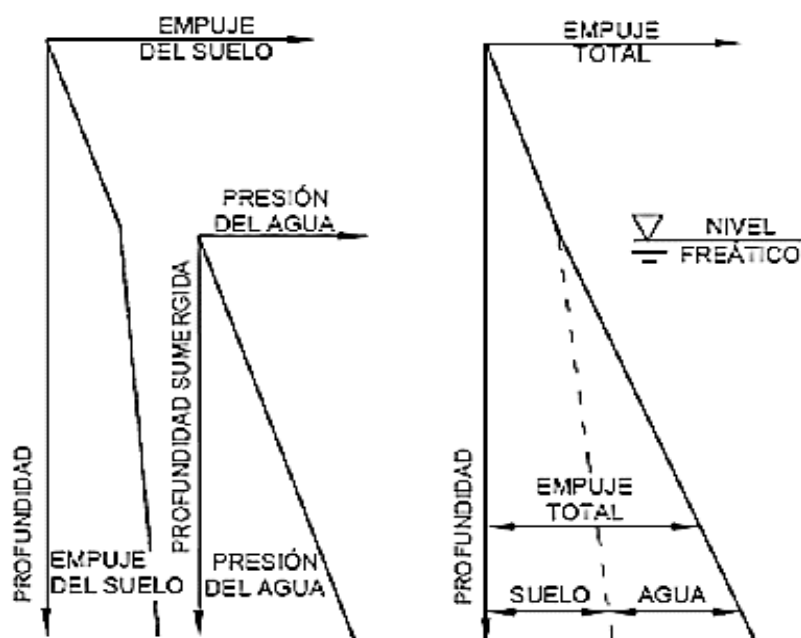
Se presentará el resumen de cargas verticales en el estribo para 1 m de ancho.

B. Cargas horizontales. Está en función de los siguientes factores: Tipo y densidad del suelo, Contenido de agua, Características de fluencia lenta del suelo, Grado de compactación,

Ubicación del nivel freático, Interacción suelo-estructura, Cantidad de sobrecarga, Efectos sísmicos, Pendiente del relleno, e Inclinación del muro. Tal y como se muestra la **Figura 21**.

Figura 21

Cargas horizontales y verticales debido al suelo.



Nota. Tomado de figura C3 11.3-1, efecto del nivel freático, AASHTO 2020

De acuerdo a Acevedo (2015), No se deberá utilizar como relleno, suelos limosos y arcillosos, a menos que se empleen procedimientos de diseño adecuados y que en la documentación técnica se incluyan medidas de control que tomen en cuenta su presencia. Se deberá considerar el desarrollo de presiones del agua intersticial dentro de la masa del suelo de acuerdo con el AASHTO 2020 Artículo 3.11.3. Se deberán disponer medidas de drenaje adecuadas para impedir que detrás del muro se desarrollen presiones hidrostáticas y fuerzas de filtración de acuerdo con el AASHTO 2020 Sección 11. En ningún caso de deberá utilizar arcilla altamente plástica como relleno

Considerando franjas de 1.0 m de longitud de estribo. De acuerdo a las fórmulas de la norma AASHTO 3.11.5.3-1 y 3.11.5.3-2, El coeficiente lateral de presión activo del suelo está dado por la siguiente ecuación:

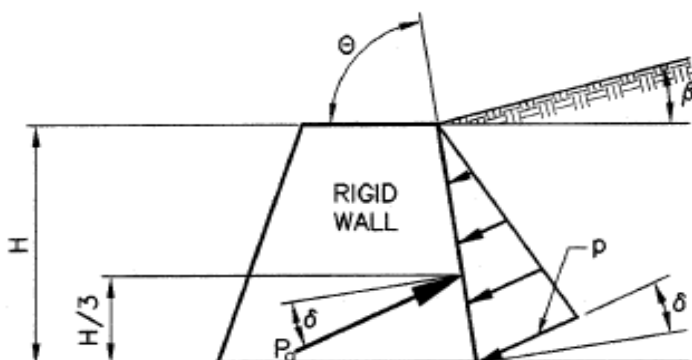
Coeficiente de empuje activo (K_a):

$$k_a = \frac{\text{sen}(\theta + \phi)^2}{\Gamma(\text{sen}\theta)^2 * \text{sen}(\theta - \delta)} \quad \text{Ec. 87}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}((\theta - \delta) * \text{sen}(\theta + \beta))}} \right]^2 \quad \text{Ec. 88}$$

Figura 22

Muro voladizo bajo cargas de suelo



Nota. Extraída de la figura 3.11.5.3-1, Notación para la presión de coulomb activa de la tierra, AASHTO, 2020

- a) Cargas L_s (sobrecarga por carga viva en el terreno).** Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva. Según norma AASHTO 3.11.6.4-1

$$p'' = k_a * h' * y_t \quad \text{Ec. 89}$$

Donde:

h' : Es la altura equivalente de la sobrecarga horizontal por carga viva sobre el terreno, para alturas de estribos mayores a 6 m, $h' = 0.60$ m

k_a : Empuje activo del terreno

γ_t = peso específico del terreno

La sobrecarga por carga viva en el terreno

$$LS_x = H * p' \quad \text{Ec. 90}$$

Donde:

H: altura del estribo

*Se deberá ubicar la distancia respecto al punto de referencia.

b) Cargas EH (presión lateral del terreno). De acuerdo a la norma AASHTO art. 3.11.5.8.1-1, la presión lateral del suelo esta dado por la siguiente expresión. Se deberá ubicar la distancia respecto al punto de referencia.

Ec. 91

$$EH = Pa = \frac{k_a \gamma_s h^2}{2}$$

Donde:

k_a : Empuje activo del terreno

h= Altura del estribo (superficie de contacto)

γ_s = peso específico del terreno

c) Cargas EQ (Cargas debido a la acción sísmica del terreno). Según AASHTO (2020), el método de Mononobe - Okabe es una extensión de la teoría de la cuña de deslizamiento de Coulomb, teniendo en cuenta las fuerzas de inercia horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. También este sujeto a las siguientes suposiciones: La estructura es libre de ceder lo suficiente como para permitir que se movilice toda la resistencia del suelo o las condiciones de presión activa. Si el pilar esta rígidamente fijada y no puede moverse, las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las previstas por el análisis de Mononobe-Okabe.

- El relleno debe ser no cohesivo, con un ángulo de fricción de ϕ .
- El relleno no está saturado, por lo que no se producirán problemas de licuefacción

De acuerdo al artículo A 11.1.1.1, El método de Análisis de Mononobe-Okabe, el coeficiente de presión activa sísmica del terreno hacia la estructura está dada por la siguiente expresión:

$$K_{AE} = \frac{(\cos(\phi - \theta - \beta))^2}{\cos(\theta) * (\cos(\beta))^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) * \text{sen}(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad \text{Ec. 92}$$

$$E_{AE} = P_{AE} = \frac{\gamma_s H^2 * (1 - k_v) * K_{AE}}{2} \quad \text{Ec. 93}$$

Donde:

K_{AE} : Coeficiente de presión activa sísmica

γ_s : Peso específico del terreno

H: Altura total del estribo

ϕ : Ángulo de fricción del terreno

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) \quad \text{Ec. 94}$$

δ : Ángulo de fricción entre estribo y el suelo (grados)

β : Ángulo de inclinación del estribo sobre la vertical, se muestra como negativo (grados)

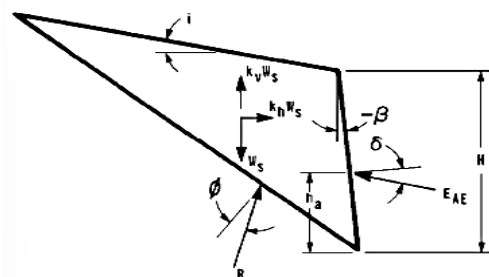
k_{ho} = Coeficiente sísmico de aceleración horizontal= $F_{pga} * PGA$

k_h : coeficiente de aceleración horizontal = $0.5 K_{ho}$

k_v : coeficiente de aceleración vertical

Figura 23

Diagrama de fuerzas activas sobre muro

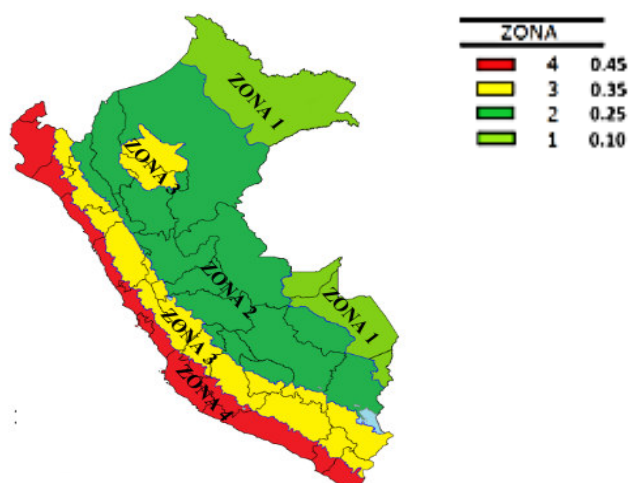


Nota. Extraída de la figura A11.1.1.1-1, diagrama de fuerza de cuña activa, AASHTO, 2020

d) La acción sísmica del terreno ($E_{Q_{Terr}}$): El puente a diseñar en este trabajo está ubicado en zona de baja sismicidad (zona 2) por lo tanto será diseñado y construido para resistir la carga sísmica en dicha zona en condiciones estáticas y condiciones pseudoestáticas. Para el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno se hará uso del Reglamento Nacional de Edificaciones (E030).

Figura 24

Mapa de zonificación sísmica según norma E030 RNE



Nota. Tomado de Figura 01, zonas sísmicas, norma E030 “Diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones, ministerio de vivienda construcción y saneamiento, 2016.

La acción sísmica del terreno se determina de la siguiente manera:

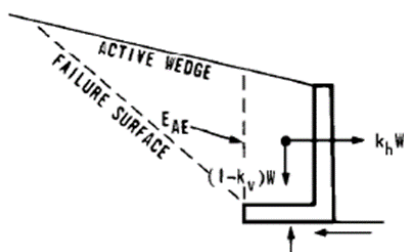
$$EQ_{terr} = E_{AE} - EH \quad \text{Ec. 95}$$

e) **Fuerza inercial del estribo (P_{ir}):** Del gráfico A11.1.1.1-1 de la norma AASHTO. Tal

y como se muestra en la Figura 25.

Figura 25

Muro en cantiléver



Nota. Extraída de la figura A11.1.1.1-1, diagrama de fuerza de cuña activa, AASHTO, 2020

$$P_{IR} = K_h * W \quad \text{Ec. 96}$$

Donde:

P_{ir} : Fuerza inercial del estribo

K_h : Coeficiente de aceleración horizontal

W : Peso del relleno (W_s) + peso del estribo (W_w)

f) Efecto combinado de P_{ae} y P_{ir} .

De acuerdo al art. AASHTO (2020) 11.6.5.1 debemos tomar el resultado más

conservador de:

Se escoge el mayor

$$P_{AE} + 0.5 P_{IR}$$

Ec. 97

$$(0.5P_{AE} > EH) + 0.5 P_{IR}$$

Ec. 98

g) Carga sísmica por superestructura (P_{EQ}). De acuerdo al art. 3.10.9.1 de la norma AASHTO LRFD (2020), los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica, una sollicitación mínima de diseño en una unión restringida entre la superestructura y subestructura no menor al producto del coeficiente de aceleración A_s y la carga permanente tributaria, es decir:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A_s \quad \text{Ec. 99}$$

Donde:

P_{DC+DW} : Cargas permanentes de la superestructura

A_s : Coeficiente de aceleración horizontal = K_{ho}

h) Carga de frenado (B_R). De acuerdo a la norma AASHTO (2020) art. 3.6.4. La carga de frenado toma el mayor valor del: 25% del peso por eje del camión de diseño y/o tándem o el 5% del peso del camión de diseño + la carga de carril.

C. Estados límite aplicables y combinaciones de carga. De acuerdo a la norma AASHTO 3.4.1-1 de los factores de cargas y combinaciones de carga. Ver la siguiente **Figura 26**.

Figura 26

Combinaciones de carga y factores de carga.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time			
										EQ	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	γ_p	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength II	γ_e	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength III	γ_e	—	1.00	1.40	—	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Strength IV	γ_p	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—
Strength V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Extreme Event I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—
Extreme Event II	γ_p	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	0.80	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	0.70	—	1.00	1.00/1.20	—	1.0	—	—	—	—
Fatigue I—LL, IM & CE only	—	1.50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue I II—LL, IM & CE only	—	0.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Nota. Tomado de la tabla 3.4.1-1, combinación de cargas y factores de carga, AASHTO 2020.

Para nuestro caso usaremos los siguientes factores de carga para las cargas verticales según tabla que se muestra en la **Tabla 3**.

Tabla 3

Estados límite para las diversas combinaciones de cargas verticales

Estados límite	G_{DC}	G_{DW}	G_{EV}	G_{LL+HM}	G_{LSY}	Aplicación
Resistencia Ia	0.9	0.65	1	0	0	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	Presiones y resistencia
Evento extremo Ia	0.9	0.65	1	0	0	Deslizamiento y vuelco
Evento extremo Ib	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	Presiones y resistencia
Servicio I	1	1	1	1	1	Agrietamiento

Nota. Elaboración propia.

Los factores de carga para las cargas horizontales que usaremos según AASHTO LRFD se muestran en la **Tabla 4**.

Tabla 4

Estados límite para las diversas combinaciones de cargas horizontales

Estados límite	G_{LSX}	G_{EH}	G_{EQ}	G_{BR}	G_{LSX}	Aplicación
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	1.75	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	1.75	1.75	Presiones y resistencia
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	0.5	0.5	Deslizamiento y vuelco
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	0.5	0.5	Presiones y resistencia
Servicio I	1	1	0	1	1	Agrietamiento

Nota. Elaboración propia.

D. Estabilidad de estribo con puente. Debemos hallar los factores de seguridad como FSD (Factor de seguridad al deslizamiento), FSV (Factor de seguridad al volteo), μ (coeficiente de fricción), σ_{adm} t.(Capacidad portante admisible). Además, debemos considerar los siguientes elementos:

- a) Fuerzas y momentos actuantes factorados
- b) **Cargas verticales.** Cargas de tipo Dc, Dw, Ev, LL+IM y LS.
 - Cargas verticales en los diversos estados límite (V_u).
 - El momento estabilizador por cargas verticales (M_{VU}).
- c) **Cargas horizontales.** Cargas de tipo LS, EH, EQ, BR
 - Cargas horizontales en los diversos estados límite (H_u)
 - El momento estabilizador por cargas horizontales (M_{HU})

E. Estabilidad de estribo sin puente. Debemos hallar los factores de seguridad como FSD (Factor de seguridad al deslizamiento), FSV (Factor de seguridad al volteo), μ (coeficiente de fricción), σ_{adm} t.(Capacidad portante admisible). Además, debemos considerar los siguientes elementos:

- a) Fuerzas y momentos actuantes factorados
- b) **Cargas verticales.** Cargas de tipo DC, EV y LS.
 - Cargas verticales en diversos estados límite, sin considerar la superestructura (V_u')
 - El momento estabilizador por cargas verticales, sin considerar la superestructura (M_{VU}')
- c) **Cargas horizontales.** Cargas de tipo LS, EH y EQ
 - Cargas en diversos estados límite, sin considerar la superestructura (H_u')
 - Momentos por cargas horizontales, no considera la superestructura (M_{HU}').

2.7.11.2 Verificación de estabilidad y esfuerzos, con puente y sin puente

A. Vuelco alrededor del punto "A". Debemos de calcular el $e_{\text{máx.}}$:

a) Estado límite de resistencia. Según la AASHTO, Art. 11.6.3.3 se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e < B/3$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 9/10 centrales ($e < 0.45B$).

b) Estado límite de evento extremo. De acuerdo a la AASHTO, Art. 11.6.5.1 cuando $Y_{EQ}=0$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e < B/3$)

Cuando $Y_{EQ}=1$, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 8/10 centrales del cimiento para cualquier suelo ($e < 2/5B$).

Para valores de Y_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados.

En nuestro caso, utilizando $Y_{EQ}=0.5$, la interpolación señala el límite $e < (11/30)B$

Se deberá calcular de la excentricidad debido a las cargas verticales y horizontales en los diversos estados límite.

Se debe cumplir

$$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U} \quad \text{Ec. 100}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_o \quad \text{Ec. 101}$$

$$FSV = \frac{\sum MRV}{\sum MV} \geq 2.0 \quad \text{Ec. 102}$$

Donde:

FSV: Factor de seguridad al volteo

MRV: momento resistente al Volteo del estribo

Mv: Fuerzas que voltean al estribo

e: Excentricidad

B: Base del estribo

B. Deslizamiento en la base del estribo

Tenemos:

$\mu = \tan(\phi)$: Coeficiente de fricción entre suelo y estribo

$\phi = 1$ Para estados límite de resistencia (AASHTO 10.5.5.2.2-1), para estados de evento extremo (AASHTO 11.6.5)

$$F_f = \mu(\phi)Vu \quad \text{Ec. 103}$$

Se debe cumplir

$$FSD = \frac{\sum FRD}{\sum FD} \geq 1.5 \quad \text{Ec. 104}$$

Donde:

FSD: Factor de seguridad al deslizamiento

FRD= Ff: Fuerzas resistentes al deslizamiento del estribo

FD= Hu: Fuerzas que deslizan al estribo

C. Presiones actuantes en la base del estribo. Capacidad de carga factorada del terreno

(q_R) se denomina como:

$$q_R = \phi_b * \sigma_{adm.t} * FS \quad \text{Ec. 105}$$

Donde:

ϕ_b : factor de estado límite

$\sigma_{adm.t}$: capacidad portante del terreno

FS: Factor de seguridad = 3

Para los factores de estados límite. Ver la **Tabla 5**

Tabla 5*Presiones actuantes sobre el estribo*

Estado	ϕ_b
Resistencia	0.55
Evento extremo	1
Servicio	---

Nota. Elaboración propia.

Además, el momento actuante se determina mediante la siguiente expresión:

$$q = \frac{Vu}{B-2*e} \quad \text{Ec. 106}$$

Se deberá cumplir:

$$q_R > q \quad \text{Ec. 107}$$

Donde:

q : Carga portante aplicada al terreno

q_R : Carga portante factorada del suelo

B : ancho de estribo

2.7.11.3 Cálculo del acero en estribos

A. Diseño de pantalla. Tenemos los siguientes datos de acuerdo a la **Figura 27**:

k_A : Coeficiente de empuje activo

h_{eq} : Altura equivalente para sobrecarga vehicular sobre terreno.

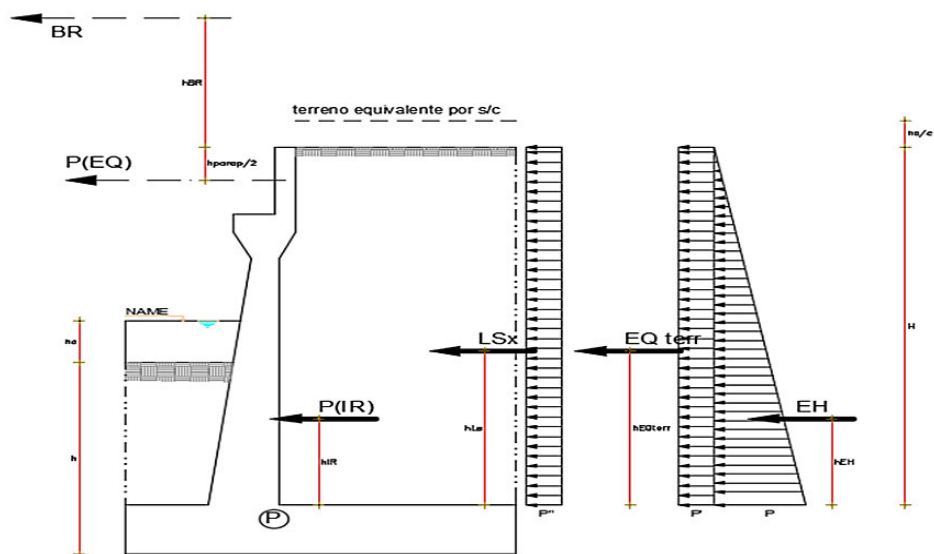
γ_s : Peso específico del suelo

k_{AE} : Coeficiente de empuje activo sísmico

h_{PT} : Altura de pantalla de estribo

Figura 27

Diseño de la pantalla del estribo



Nota. Elaboración propia.

Se debe a hallar las cargas horizontales: Debido a la sobrecarga viva del vehículo sobre el terreno (LS), carga de presión lateral del suelo (EH), carga debido a la acción sísmica del terreno ($EQ_{terr.}$), carga debido a la fuerza inercial del estribo ($0.5PIR$), Carga sísmica debido a la superestructura (P_{EQ}) y carga de frenado de vehículos (BR); desde la corona del muro hasta el punto P (ancho inferior de pantalla en muro). Cada carga debe contar con la distancia vertical respecto del punto de referencia.

a) Carga debido a la sobrecarga vehicular (LS)

$$L_S = k_a * h_{eq} * \gamma_S \quad \text{Ec. 108}$$

b) Carga debido a la presión lateral del suelo (EH)

$$E_H = k_a * h_{PT} * \gamma_S \quad \text{Ec. 109}$$

c) Carga debido a la acción sísmica del terreno ($EQ_{terr.}$)

$$EQ_{terr} = 0.5 * (k_{AE} - k_A) * h_{PT} * \gamma_S \quad \text{Ec. 110}$$

d) Carga debido a la fuerza inercial del estribo (0.5 PIR). Para calcular PIR debemos de excluir la masa del suelo sobre el talón.

$$P_{IR} = 0.5 * W_{estribo} * k_h \quad \text{Ec. 111}$$

Donde:

$$k_{ho} = PGA * F_{PGA}$$

$$k_h = 0.5 k_{ho}$$

$W_{estribo}$ = Peso del estribo a partir del punto P

e) Carga debido a la superestructura (PEQ): Es la carga sísmica de la superestructura

$$P_{EQ} = P_{DC+DW} * A_S \quad \text{Ec. 112}$$

f) Carga debido al frenado vehicular (BR). Se determina mediante la siguiente expresión.

$$B_R = (V_{cd \text{ amp.}}) * 0.25 \quad \text{Ec. 113}$$

Donde:

$V_{cd \text{ ampl.}}$: Fuerza cortante amplificada debido al camión de diseño en losa.

g) Acero por flexión:

- **Momento de diseño en la base de la pantalla.** De acuerdo a la tabla de la norma

AASHTO 3.4.1-1 el momento último será calculado como:

Estado límite de resistencia I, con $n = n_D * n_R * n_I = 1$

$$M_u = n(1.75 M_{LS} + 1.5 M_{EH} + 1.75 M_{BR}) \quad \text{Ec. 114}$$

- Estado límite de evento extremo I. Con $n=n_D * n_R * n_I = 1$.

De acuerdo a la tabla de la norma AASHTO 11.5.6-4 el momento último será calculado como:

$$M_u = n(0.50M_{LS} + 1.0M_{EH} + 1.0M_{EQ} + 0.5M_{BR}) \quad \text{Ec. 115}$$

Nota: Usamos el mayor momento último para el diseño:

Asumimos usar acero de:

ϕ_{ACERO} : Diámetro de acero

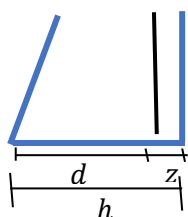
r: Recubrimiento

$$z = r + \frac{\phi_{VARILLA}}{2} \quad \text{distancia eje varilla:} \quad \text{Ec. 116}$$

h= base inferior de pantalla

Figura 28

Parte inferior de pantalla del estribo



Nota. Elaboración propia.

Debemos hallar el área de acero requerido, de acuerdo a la teoría de elasticidad se sabe que:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{Ec. 117}$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ec. 118}$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 * d \quad \text{Ec. 119}$$

Donde:

Coefficiente de resistencia: ϕ

Área del acero en cm²: A_s

Resistencia del concreto: f'_c

Fluencia del acero G60: f_y

longitud efectiva: d

Acho de análisis: b

Momento último: M_u

Nota: Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar hasta que no haya variación.

As máxima: De acuerdo a las disposiciones AASHTO LRFD elimina este límite en su artículo 5.7.3.3.1. As mínimo: De acuerdo a las disposiciones AASHTO LRFD en su artículo 5.7.3.3.2, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33 M_u$.

- ***Cálculo del momento de ruptura del concreto***

$$M_{CR} = 1.1 * f_r * S_c \quad \text{Ec. 120}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 121}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ec. 122}$$

Donde:

M_{cr} : Momento de ruptura del concreto

S_c : Módulo de sección para la fibra extrema

f_r : Módulo de ruptura del concreto

h : ancho inferior del estribo

- **Cálculo de 1.33 Mu.** Se debe cumplir que: $\mu > \text{Min}(\text{MCR o } 1.33\mu)$

Distribución de acero en pantalla (s) . Se deberá usar el acero previamente diseñado.

$$S = \frac{A_{\phi}}{A_s} * 100 \quad \text{Ec. 123}$$

h) Acero por temperatura

El artículo 5.10.8.2-1 establece que el acero por temperatura se denota por:

$$A_{s \text{ temperatura}} = \frac{0.18 * b * h_{pant}}{2 * (b + h_{pant})} \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Ec. 124}$$

Donde:

b: Espesor promedio de la pantalla

h_{pant} : Altura de la pantalla

Además, se debe cumplir conforme al artículo 5.10.8.2-2, lo siguiente:

$$2.33 \text{ cm}^2 < A_{s \text{ temperatura}} < 12.70 \text{ cm}^2$$

El artículo 5.10.8 del AASHTO, establece que:

$$S_{\text{máx}} = 3*t \text{ o } S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm} \quad \text{Ec. 125}$$

Donde:

t: espesor promedio de la pantalla

Distribución de acero en pantalla (s)

$$s = \frac{A_{\phi}}{A_s} * 100 \quad \text{Ec. 126}$$

Según Rodríguez (2014), el acero de temperatura se coloca por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en los dos sentidos.

i) Revisión de fisuración debido a la distribución de acero en estribo. El artículo de las AASHTO LRFD 5.7.3.4, establece criterios para el acero negativo y positivo en armaduras.

- *Momento actuante.* Se deberá usar una sección agrietada con una franja tributaria, para el diseño por estado límite de Servicio I con $n=n_D*n_R*n_I=1$

$$M_S = n(1.0 * M_{LS} + 1.0 * M_{EH} + 1.0M_{BR}) * a_{franja} \quad \text{Ec. 127}$$

Donde:

a_{franja} : ancho de franja

- *Ubicación del eje neutro .* Módulo de elasticidad del acero (E_s): 2100000 kg/cm²

Módulo de elasticidad del concreto (E_c) $E_c = 15300 * \sqrt{f'_c}$

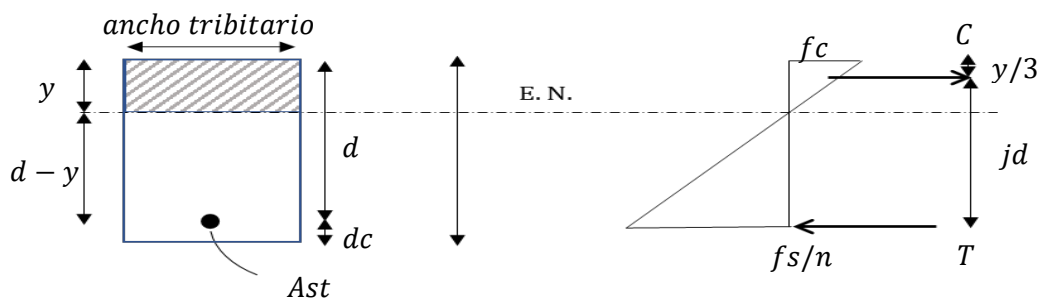
Cálculo de la relación modular entre acero y el concreto (n):

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec. 128}$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\phi v}{2} \quad \text{Ec. 129}$$

Figura 29

Ubicación del eje neutro en la sección transformada.



Nota. Elaboración propia.

Donde:

n: relación modular

A_s : Área de acero

A_{st} : Área de acero transformado = $n * A_s$

d = peralte efectivo = $h - d_c$

h: ancho inferior del estribo

dc: recubrimiento total

$\emptyset v$: diámetro de la varilla

Cálculo del momento respecto del eje neutro para determinar Y. Deberá conocerse el esfuerzo de acero principal bajo cargas de servicio.

El brazo j_d entre las cargas es:

$$j_d = d - \frac{y}{3} \quad \text{Ec. 130}$$

El esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(j_d * A_s)} \quad \text{Ec. 131}$$

Separación máxima de la armadura conforme al artículo 5.7.3.4.1 es:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} \quad \text{Ec. 132}$$

Para condición severa $\gamma_e = 0.75$

$$s_{max} = \frac{125000\gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2 * d_c \quad \text{Ec. 133}$$

* Este valor deberá ser mayor a la separación del acero en la pantalla

j) Revisión por corte. Según Acevedo (2015). En la mayoría de casos, en el diseño de muros de contención, la fuerza cortante es irrelevante. Sin embargo, tenemos que revisar el grosor del muro pantalla en el estribo para comprobar si se requiere o no armadura transversal. Para cuestiones prácticas tomaremos la sección crítica en la parte inferior de la pantalla del estribo.

De acuerdo con Acevedo (2015), las cargas verticales representan el 4% al 5 % de la resistencia a la compresión del muro, sin considerar acero, por ende, concluimos que el muro se comporta como un elemento en flexión. De todas formas, debemos comprobar, la resistencia al

corte en la sección más crítica (base de pantalla). La fuerza cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia I, con $n=n_D*n_R*n_I=1$, para una franja de estribo para nuestro análisis de 1.0 m de longitud de acuerdo a la tabla 3.4.1-1 de la AASHTO LRFD es:

$$V_U = n(1.75 * V_{LS} + 0.90 * V_{EH} + 1.75V_{BR}) \quad \text{Ec. 134}$$

La fuerza cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de evento extremo I con $n=n_D*n_R*n_I=1$, para una franja de estribo para nuestro análisis de 1.0 m de longitud. De acuerdo a la tabla 11.5.6.4 de la AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$V_U = n(0.5 * V_{LS} + 1.00 * V_{EH} + 1.00 * V_{EQ} + 0.5V_{BR}) \quad \text{Ec. 135}$$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD es:

$$V_r = \phi V_n$$

Factor de resistencia al corte es 0.9 según el artículo 5.5.4.2

El cortante nominal (V_n) se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente de la siguiente manera

$$V_n = \min\{(V_C + V_S + V_P); (0.25 * f'_c b_v d_v + V_p)\} \quad \text{Ec. 136}$$

Donde:

V_n : Fuerza cortante nominal

V_r : Fuerza cortante resistente

V_p : Fuerza cortante plástica = 0

V_s : Resistencia a la corte proporcionada por la Armadura transversal = 0

V_c : Resistencia al cizallamiento

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento es

$$V_c = 0.265 * \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Ec. 137}$$

b_v : Ancho de diseño de la pantalla

d_e : Peralte efectivo

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2$

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre: $d_v > 0.9 d_e$ y $0.72h$

Según el art. De AASHTO 5.8.3.4.1 el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la pantalla no supere a $3d_v$. *En caso de que supere este valor de $3d_v$, se deberá encontrar el valor de β con el procedimiento general de acuerdo al artículo 5.8.3.4.1 de la AASHTO LRFD.*

Donde: “ β ” capacidad del hormigón agrietado diagonalmente de transmitir la tensión y el corte.

Cálculo del valor β según art. 5.8.3.4.1 ASSHTO LRFD es:

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * \varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} \quad \text{Ec. 138}$$

Además:

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s * A_s} \quad \text{Ec. 139}$$

Donde:

ε_s : Deformación longitudinal debido al corte

E_s : Módulo de elasticidad del acero

A_s : Área de acero no tensado en el lado de flexión

M_u : Momento último debido a la flexión

V_u : Cortante última

Se debe cumplir de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2

$$M_u \geq V_u * d_v \quad \text{Ec. 140}$$

El valor de S_{xe} está determinado de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2-5

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{pulg.}) \quad \text{Ec. 141}$$

Donde:

S_{xe} : Parámetro de separación de grietas

$S_x = d_v$ Peralte de corte efectivo

a_g : Tamaño máximo del agregado

El parámetro de separación de grietas estar entre los valores de: $12.00 \text{ " } < S_{xe} < 80.00 \text{ "}$

La componente nominal de la fuerza cortante para $V_p = 0$ y $V_s = 0$ es igual al mínimo valor de:

$$V_n = \min\{(V_c); (0.25 * f'_c b_v d_v)\} \quad \text{Ec. 142}$$

por lo tanto, el cortante resistente total es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 143}$$

Se debe cumplir:

$$V_r > V_u \quad \text{Ec. 144}$$

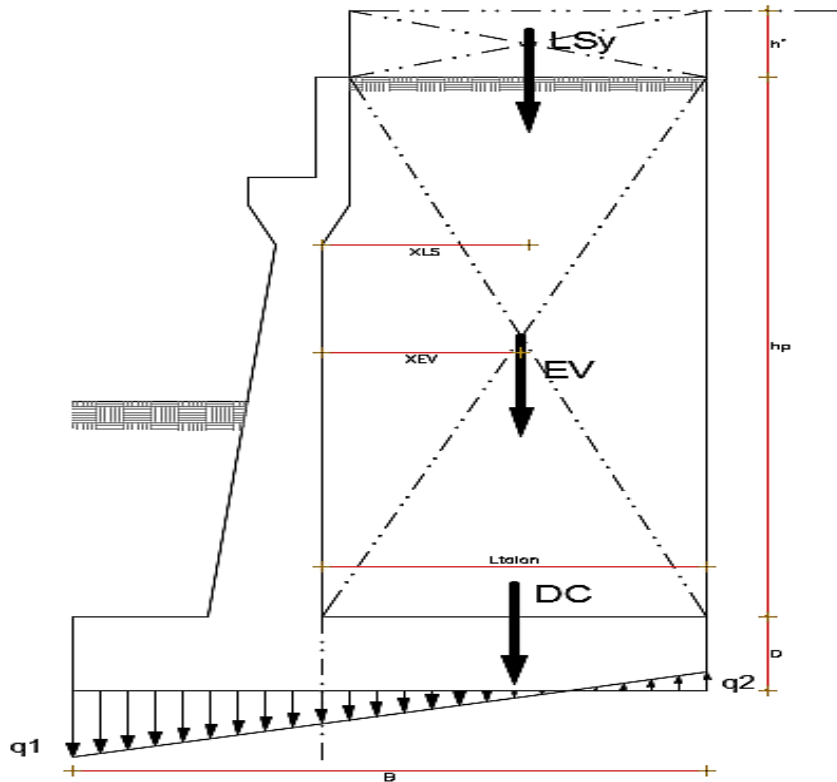
B. Diseño de cimentación

a) Acero parte superior de la zapata. Debemos hallar las distancias de las respectivas fuerzas verticales aplicadas a la zapata.

Del gráfico tenemos: de acuerdo a nuestro diseño las dimensiones de nuestro estribo para fines cargan en la zapata tal como se ve en la **Figura 30**

Figura 30

Dimensiones geométricas del cimiento del estribo



Nota. Elaboración propia.

Debemos hallar las distancias de las respectivas fuerzas verticales aplicadas a la zapata. Además, debemos conocer la Longitud de Talón, altura de pantalla, ancho de cajuela exterior y la altura de cimentación.

Las fuerzas verticales deberán tener su respectiva distancia horizontal respecto al punto de referencia de análisis, estas fuerzas son: L_{Sy} , D_C , E_V .

hалlemos el momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, estado límite de resistencia I_b , con $n=n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo.

De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$M_u = n(1.25M_{dc} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}) \quad \text{Ec. 145}$$

Hallemos el momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, estado límite de evento extremo Ib con $n=n_D*n_R*n_I=1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo.

De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$M_u = n(1.25M_{dc} + 1.35M_{EV} + 0.5M_{LS}) \quad \text{Ec. 146}$$

Se deberá escoger el mayor valor como momento último

Asumimos un diámetro requerido: ϕ_{ACERO}

Recubrimiento : r

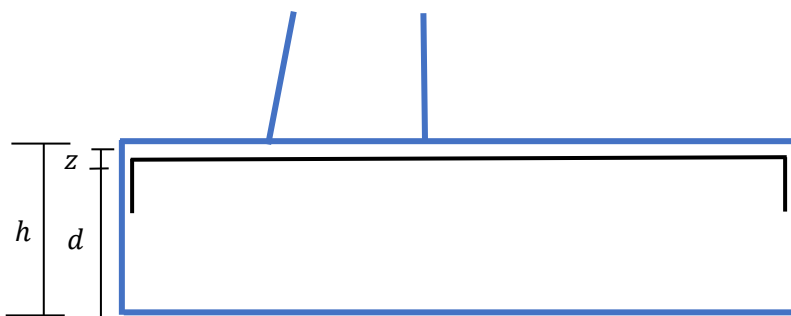
Distancia eje varilla:

$$z = r + \frac{\phi_{VARILLA}}{2} \quad \text{Ec. 147}$$

Debemos hallar el área de acero requerido. Esquema de parte inferior de pantalla de estribo.

Figura 31

Dimensiones geométricas del cimientto del estribo.



Nota. Elaboración propia.

De acuerdo a la teoría de elasticidad se sabe que:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_{cy} * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{Ec. 148}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ec. 149}$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 * d \quad \text{Ec. 150}$$

Donde:

Coefficiente de resistencia: ϕ

Área del acero en cm^2 A_s

Resistencia del concreto: f'_c

Fluencia del acero G60: f_y

longitud efectiva: d

Acho de análisis: b

Momento último: M_u

Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar hasta que no haya variación:

As máximo: De acuerdo a las disposiciones AASHTO LRFD elimina este límite en su artículo 5.7.3.3.1

As mínimo: De acuerdo a las disposiciones AASHTO LRFD en su artículo 5.7.3.3.2, la cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de M_{cr} y $1.33 M_u$.

b) Cálculo del momento de ruptura del concreto:

$$M_{CR} = 1.1 * f_r * S_c \quad \text{Ec. 151}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 152}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ec. 153}$$

Donde:

M_{cr} : Momento de ruptura del concreto

Sc: Módulo de sección para la fibra extrema

f_r: Módulo de ruptura del concreto

h: ancho inferior del estribo

Cálculo de 1.33 Mu:

Se debe cumplir que: $M_u > \text{Min}(MCR \text{ o } 1.33M_u)$

Distribución de acero en pantalla (s)

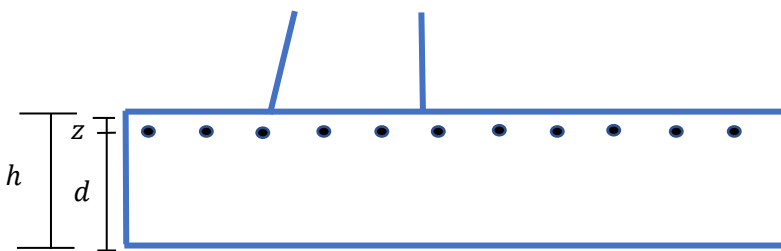
$$s = \frac{A_{\phi}}{A_s} * 100 \quad \text{Ec. 154}$$

c) Acero por temperatura

El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento

Figura 32

Dimensiones geométricas del cimiento del estribo



Nota. Elaboración propia.

El artículo 5.10.8.2-1 establece que el acero por temperatura se denota por:

$$A_{s \text{ temperatura}} = \frac{0.18 * b * h_{cim}}{2 * (b + h_{cimiento})} \text{ cm}^2/\text{m}$$

Ec. 155

Además, se debe cumplir conforme al artículo 5.10.8.2-2, lo siguiente:

$$2.33 < A_{s \text{ temperatura}} < 12.70$$

El artículo 5.10.8 del AASHTO, establece que el máximo valor de la separación entre varillas esta entre los valores de: $S_{\text{máx}} = 3*t$ y

$$S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

Distribución de acero en pantalla (s)

$$s = \frac{A_{\phi}}{A_s} * 100 \quad \text{Ec. 156}$$

d) Revisión del talón por corte. Se hallar la fuerza cortante actuante en el talón para el estado límite de resistencia I, con $n = n_D * n_R * n_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo. De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$V_u = n(1.25V_{dc} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS}) \quad \text{Ec. 157}$$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 158}$$

Factor de resistencia al corte $\phi = 0.9$ Art. 5.5.4.2

El cortante nominal se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente de la siguiente manera:

El V_n (cortante nominal) será el menor valor de:

$$V_n = \min\{(V_c + V_s + V_p); (0.25 * f'_c b_v d_v + V_p)\} \quad \text{Ec. 159}$$

Donde:

V_n : Fuerza cortante nominal

V_r : Fuerza cortante resistente

V_p : Fuerza cortante plástica = 0

V_s : Resistencia a la corte proporcionada por la Armadura transversal

V_c : Resistencia al cizallamiento

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento es:

$$V_c = 0.265 * \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Ec. 159}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_u}{\phi} \quad \text{Ec. 160}$$

$$V_s \leq 0.8 * \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Ec. 161}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia por cortante = 0.9

Por lo tanto, adoptamos un valor mayor siempre y cuando no supere al máximo permisible, luego hallaremos el área de acero equivalente como reforzamiento transversal en la zapata.

Además:

f'_c : Esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto

b_v : Ancho de diseño de la pantalla

d : Peralte efectivo

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2$

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre: $d_v > 0.9 d_e$ y $0.72h$

Según el art. De AASHTO 5.8.3.4.1 el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la pantalla no supere a $3d_v$, se deberá encontrar el valor de β con el procedimiento general de acuerdo al artículo 5.8.3.4.1 de la AASHTO LRFD.

Donde:

β : factor que indica la capacidad del hormigón agrietado diagonalmente de transmitir la tensión y el corte.

Cálculo del valor β : art. 5.8.3.2-1 AASHTO LRFD

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750 * \varepsilon_s)} \quad \text{Ec. 162}$$

Además:

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + |V_u|}{E_s * A_s} \quad \text{Ec. 163}$$

Donde:

ε_s : Deformación longitudinal debido al corte

E_s : Módulo de elasticidad del acero

A_s : Área de acero no tensado en el lado de flexión

M_u : Momento último debido a la flexión

V_u : Cortante última

Se debe cumplir de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2

$$M_u \geq V_u * d_v \quad \text{Ec. 164}$$

El valor de S_{xe} está determinado de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2-5

$$S_{xe} = S_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{pulg.}) \quad \text{Ec. 165}$$

Donde:

S_{xe} : Parámetro de separación de grietas

$S_x = d_v$ Peralte de corte efectivo

a_g : Tamaño máximo del agregado

El peralte efectivo en pulgadas será: $s_x = d_v$

El parámetro de separación de grietas debe estar entre los siguientes valores:

$$12.00 \text{ " } < S_{xe} < 80.00 \text{ " } \quad \text{ok}$$

La componente nominal de la fuerza cortante es:

$$V_n = \min\{(V_C + V_S); (0.25 * f'_c * b_v * d_v)\} \quad \text{Ec. 166}$$

La cortante resistente total es:

$$V_r = \phi V_n \text{ y } V_r > V_u$$

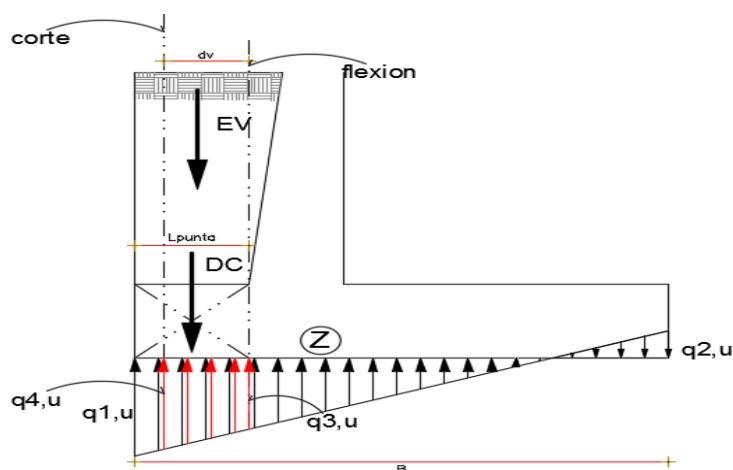
La separación del acero de refuerzo transversal

$$V_s = \frac{A_s * f_y * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}{S} * d \quad \text{Ec. 167}$$

e) **Acero en fondo de zapata.** En la **Figura 33.** se muestra distribución de acero en la zapata.

Figura 33

Distribución de acero en la zapata



Nota. Elaboración propia.

Para ello debemos conocer la longitud del talón del estribo, altura de cimentación y longitud de punta previamente calculados

Para diseñar estructuralmente el cimiento cargado excéntricamente se considera, utilizando cargas factorada, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal de acuerdo al artículo 10.6.5 de la norma AASHTO LRFD. Se escogerá la mayor fuerza cortantes de los diversos estados límite.

Ahora debemos calcular las presiones sobre el terreno.

$$q_u = \frac{V_U}{B} * \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \quad \text{Ec. 168}$$

Donde:

q_u : Carga distribuida linealmente en la base de la zapata

e : Excentricidad de la carga última factorada

B : Ancho de zapata

V_u : Carga última de diseño de resistencia I_b

Aquí hallaremos dos cargas distribuidas denominadas q_{1v} y q_{2v}

Donde:

q_{v1} : Carga positiva distribuida linealmente en la base de la zapata por el extremo de la punta

q_{v2} : Carga negativa distribuida linealmente en la base de la zapata por el extremo del talón.

Despreciamos el peso del terreno (E_v) y de la punta de Zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión es:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{vs}1 + 2 * q_{v1}) \quad \text{Ec. 169}$$

Donde:

L talón: Es la longitud de la punta de la zapata

q_{vs} : Es el valor de la carga distribuida efectiva en la parte del acero de Refuerzo, teniendo en cuenta el recubrimiento y el diámetro del acero= q_{4v}

q_{v1} : Es el valor de la carga distribuida máxima en el extremo de la punta. q_{1v}

q_{3v} : Es el valor de la carga distribuida desde la parte inferior de la pantalla, donde no existe carga debido al relleno en la punta).

Hallando los valores de las cargas distribuidas

$$\text{Recubrimiento (r):} \quad z = r + \frac{\phi}{2} \quad \text{Ec. 170}$$

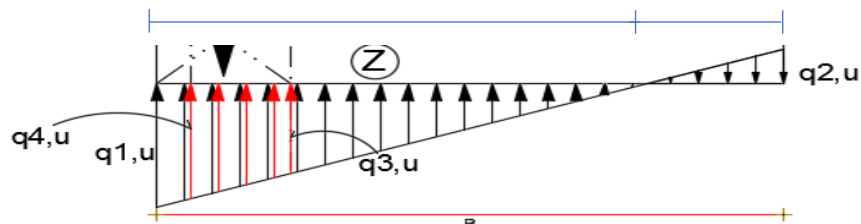
De acuerdo al gráfico, se aprecia que la longitud efectiva (d_v) en la punta del estribo es:

$$d_v = L_{\text{punta}} - z$$

de la relación geométrica:

Figura 34

Distribución de cargas en base zapata de estribo



Nota. Elaboración propia.

Se toma de la relación geométrica:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{vS} + 2 * q_{v1}) \quad \text{Ec. 171}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f'_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad \text{Ec. 172}$$

$$a = \frac{A_s * f'_y}{0.85 * f'_c * b} \quad \text{Ec. 173}$$

$$\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.9 * d \quad \text{Ec. 174}$$

Donde:

Coefficiente de resistencia ϕ Art.11.5.8 de AASHTO

Área del acero en cm^2 A_s

Resistencia del concreto: f_c

Fluencia del acero G60: f_y

Longitud efectiva d

Acho de análisis	b
Momento último	Mu
longitud de corte efectiva	dv=d-a/2=

Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar hasta que no haya variación:

f) Cálculo del momento de ruptura del concreto

$$M_{CR} = 1.1 * f_r * S_c \quad \text{Ec. 175}$$

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 176}$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ec. 177}$$

Donde:

M_{cr}: Momento de ruptura del concreto

S_c: Módulo de sección para la fibra extrema

f_r: Módulo de ruptura del concreto

h: Ancho inferior del estribo

g) Revisión del talón por corte. Se hallar la fuerza cortante actuante en el talón para el estado límite de resistencia I, con $n=n_D * n_R * n_I = 1$

Despreciando del lado conservador la reacción del suelo. De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$V_u = \frac{1}{2} (q_{v1} + q_{vs}) (L_{punta} - d_v) \quad \text{Ec. 178}$$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 179}$$

Factor de resistencia al corte 0.9 Art. 5.5.4.2

El cortante nominal se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente

de la siguiente manera.

El V_n (cortante nominal) será el menor valor de:

$$V_n = \min\{(V_c + V_s + V_p); (0.25 * f'_c b_v d_v + V_p)\} \quad \text{Ec. 180}$$

Donde:

V_n : Fuerza cortante nominal

V_r : Fuerza cortante resistente

V_p : Fuerza cortante plástica = 0

V_s : Resistencia a la corte proporcionada por la Armadura transversal

V_c : Resistencia al cizallamiento

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento es:

$$V_c = 0.265 * \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Ec. 181}$$

$$V_s \leq 0.8 * \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad \text{Ec. 182}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_u}{\phi} \quad \text{Ec. 183}$$

Donde:

ϕ : Factor de resistencia por cortante = 0.9

Por lo tanto, adoptamos un valor mayor siempre y cuando no supere al máximo permisible, luego hallaremos el área de acero equivalente como reforzamiento transversal en la zapata.

Además:

f_c : Esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto

b_v : Ancho de diseño de la pantalla

d : Peralte efectivo

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2$

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre: $d_v > 0.9 d_e$ y $0.72h$

Según AASHTO 5.8.3.4.1 el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la punta no supere a $3d_v$, es decir, no supere los 3.28 m. sí en caso supere, debemos hallar el valor de β .

Donde:

β : capacidad del hormigón agrietado diagonalmente de transmitir la tensión y el corte.

La componente nominal de la fuerza cortante es:

$$V_n = \min\{(V_C + V_S); (0.25 * f'_c b_v d_v)\} \quad \text{Ec. 184}$$

por lo tanto, el cortante resistente total es:

$$V_r = \phi V_n \quad \text{Ec. 185}$$

$$V_r > V_u \quad \text{Ec. 186}$$

Ahora hallemos la separación del acero de refuerzo transversal

$$V_S = \frac{A_S * f_y * (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}{S} * d \quad \text{Ec. 187}$$

2.7.12. Análisis de la deflexión debido a la carga viva.

Se utilizó el Software SAP 2000 vs23, el cual se utilizará para modelar en primera instancia con el perfil predimensionado. Es por ello que debemos revisar las deflexiones producidas por las cargas del camión HL93, carga viva distribuida de diseño y la sobrecarga peatonal. De acuerdo a la norma AASHTO LRFD en el artículo 3.6.1.3.2 referido a la evaluación de la deflexión, nos menciona que la deformación se tomará como el mayor valor de las siguientes expresiones:

- La deflexión resultante del camión de diseño solo
- O la deflexión resultante debido al 25 por ciento de la suma de entre la carga de camión diseño y la carga de carril de diseño.

2.8. Método

2.8.1. *Diseño de la investigación*

Esta investigación es no experimental porque no se manipula deliberadamente las variables independientes para ver su efecto sobre otras variables de acuerdo con Hernández et al. (2014). Además, es transaccional o transversal porque se ha tomado los datos de la aplicación de la AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC en el lugar de estudio en un punto determinado del tiempo y poder así describir la respuesta estructural en un momento determinado.

2.8.2. *Alcance de la investigación*

Tiene alcance descriptivo porque se da a conocer las características de esta investigación.

2.8.3. *Tipo de investigación*

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

2.8.3.1. *Ámbito temporal.* El puente se encontraría en construcción el año 2024.

2.8.3.2. *Ámbito espacial.* La ubicación del presente trabajo de suficiencia se encuentra en la localidad de Casahuri, perteneciente al distrito de San Gabán, provincia de Carabaya, departamento de Puno. Lugar donde se quiere garantizar la continuidad de los trabajos para el desarrollo de la obra de la central hidroeléctrica de San Gabán III.

2.8.4. *Población y muestra*

2.8.4.1. *Población.* Corresponde a los 8 puentes de tránsito vehicular que existen en el distrito de San Gabán, desde la localidad de Ollachea hasta la localidad capital del mismo nombre (San Gabán). Son de diversos materiales entre puentes de viga compuesta, puentes losa y puentes de viga losa de concreto armado. La relación de puentes se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 6*Puentes existentes cercanos a la localidad de Casahuirí*

Puente	Ubicación	Longitud (m)	Resolución de aprobación	Fecha de aprobación
Chillichaca	233+847	12	RD 798-2009-MTC/20	14/07/2009
Conkurchaca	237+360	30	RD 2887-2008-MTC/20	18/12/2008
Chinquini	248+590	33	RD 2887-2008-MTC/20	18/12/2008
Tucuri	249+371	15	RD 401-2009-MTC/20	15/04/2009
Casahuirí	261+154	15	RD 401-2009-MTC/20	15/04/2009
Payachaca	265+400	35	RD 1639-2009-MTC/20	22/12/2009
Janneth	269+488	15	RD 2887-2008-MTC/20	18/12/2008
San Isidro	270+075	33	RD 401-2009-MTC/20	15/04/2009

Fuente: Plan de negocios – Intersur año 2013

2.8.4.2. Muestra. La muestra pertenece al puente vehicular ubicada en la localidad de Casahuirí que tendrá una luz de 30 m de largo. El tipo de puente será de viga compuesta. Con estribos a los extremos. La construcción del puente posibilitará a la continuidad del tránsito vehicular y acceso a la obra de la central hidroeléctrica de San Gabán III.

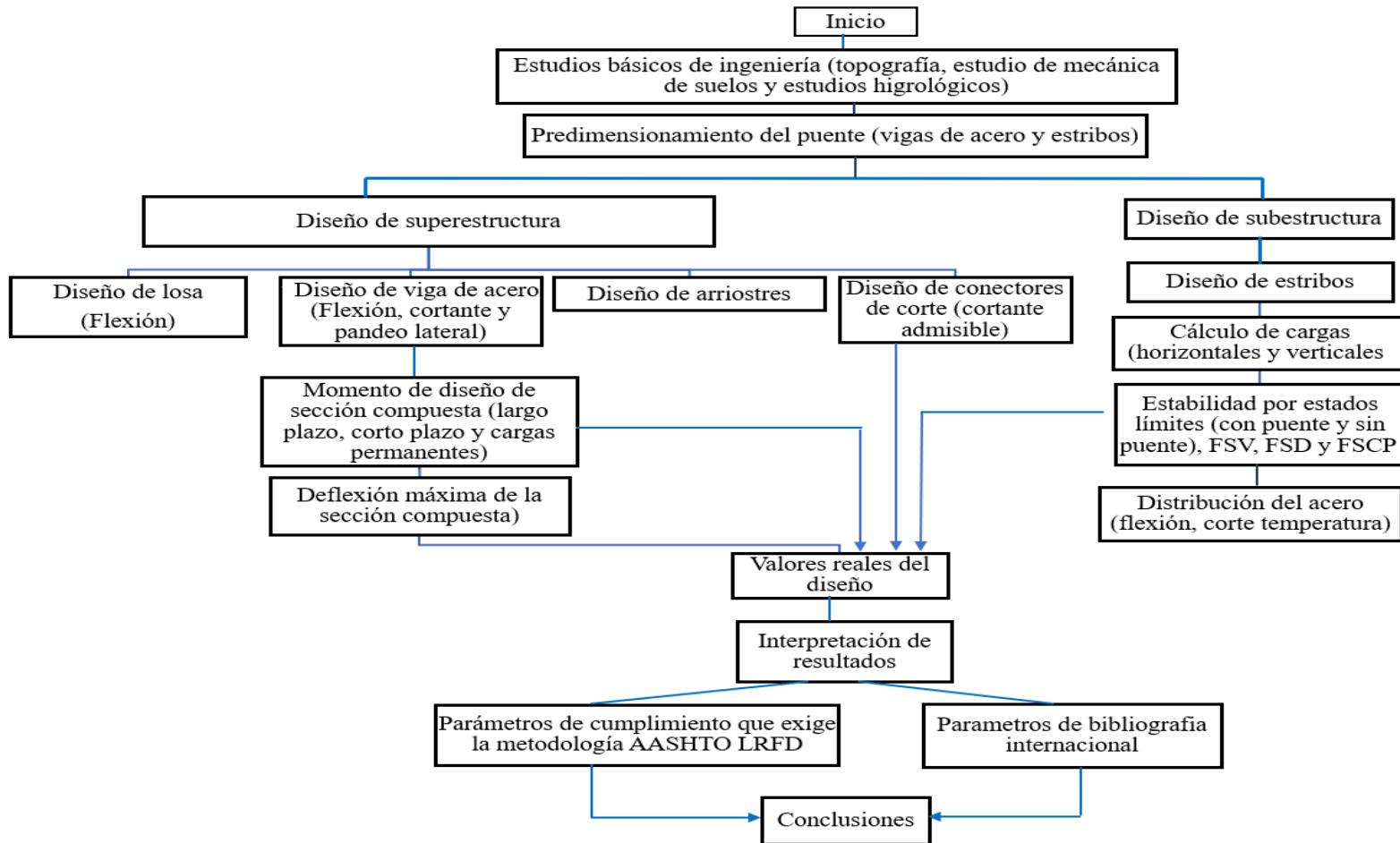
2.8.5. Instrumentos.

Se obtuvo los archivos en físico y digital de la empresa donde presto servicios y se extrajo datos de estudios realizados previamente las cuales son: Estudio de suelos, hidrológico y topográfico, además se obtuvo fotografías de la zona. También se consultó libros, tesis, revistas bibliográficas referidos al tema. También se vio planos de la zona en mención. El tipo de recolección de datos es transversal pues se tomó en un solo punto del tiempo. Además, para el modelamiento se utilizó el software SAP 2000 vs 23.

2.8.6. Desarrollo de la Experiencia (Procedimiento)

Figura 35

Esquema de procedimiento



Nota. Elaboración propia.

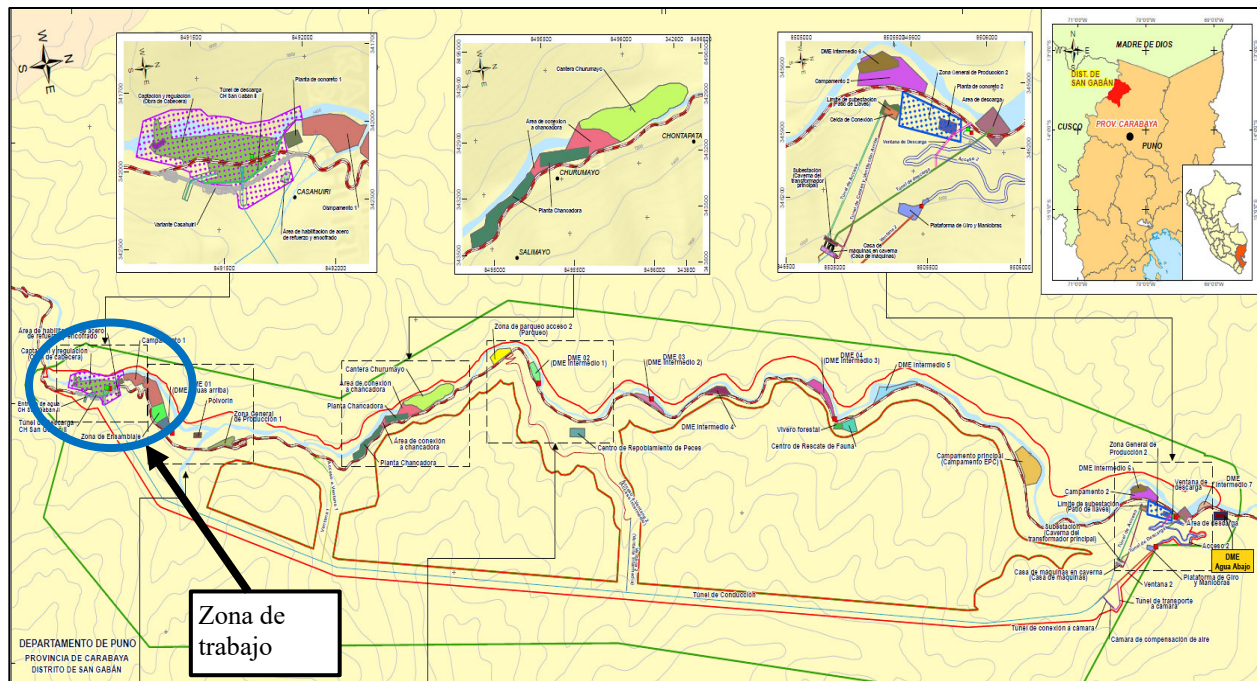
2.8.6.1. Consideraciones de diseño. Estudios de suelos, estudios hidrológicos, estudio de tráfico, estudio topográfico. De las cuales se pueden obtener lo siguiente:

A. Luz del puente. De acuerdo a la topografía de la zona, se cuenta con un acho de 30.00 metros para la construcción del puente. De acuerdo a la norma ASSHTO LRFD.

B. Ubicación del puente de viga compuesta. El puente vehicular de viga compuesta, se emplaza en una vía de acceso a la obra de la central hidroeléctrica de San Gabán III, en la zona de cabecera. Se ubica a 100 m de la altura del km 261+150 de la carretera interoceánica, en la localidad de Casahuiri, distrito de San Gabán, provincia de Carabaya, departamento de Puno; tal como se aprecia en la **Figura 36** y **Figura 37**.

Figura 36

Ubicación del puente vehicular de tipo viga mixta.



Nota. Plan de negocios – Intersur año 2013

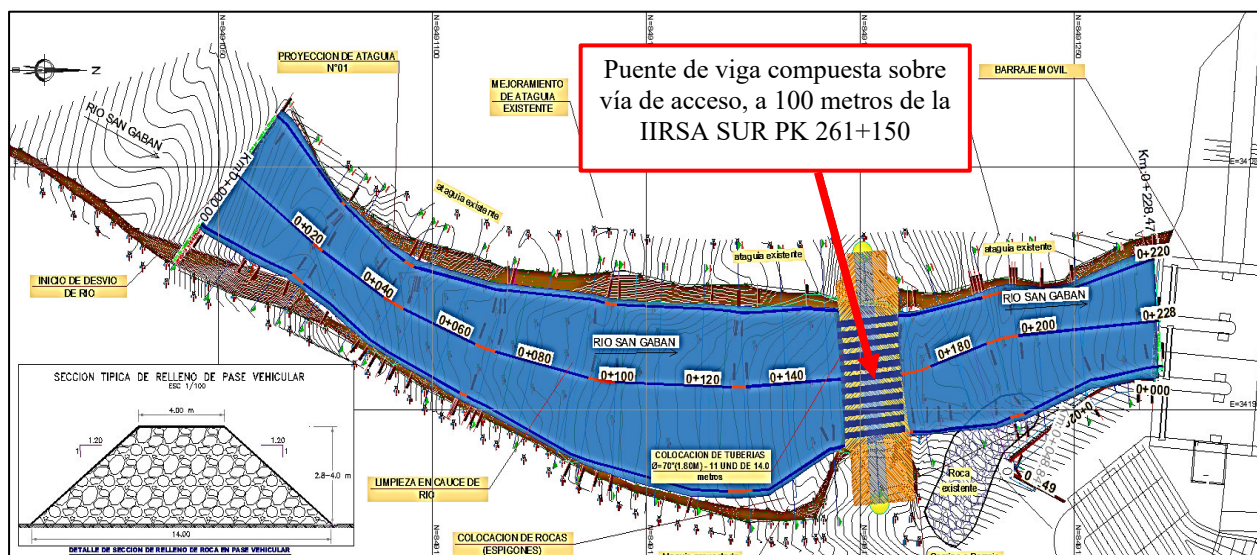
Se extiende en la zona aguas arriba del barraje móvil, toma de agua y barraje Fijo, estructuras indispensables para el desarrollo de la obra de la central hidroeléctrica de San Gabán

III. Tiene una longitud de 30.00 m tal como se aprecia en la **Figura 37**. Actualmente se construyó un pase vehicular temporal con tuberías TMC para el paso de las aguas del río San Gabán.

Por ende, en el presente trabajo se plantea dicha construcción de una estructura definitiva que es la que desarrollo a continuación.

Figura 37

Ubicación del puente de tipo viga mixta. Cruce con el río San Gabán

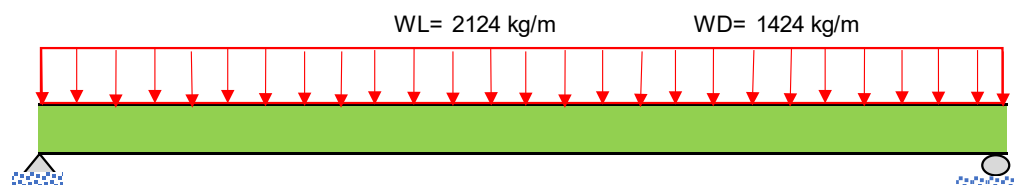


Nota. Elaboración propia.

2.8.6.2. Predimensionamiento de viga; Iniciaremos predimensionado las vigas de acero como parte de la superestructura tal como se muestra en la **Figura 38**.

Figura 38

Cargas aplicadas



Nota. Elaboración propia.

Tiene como luz una longitud de: Luz (L)= 30 m

A. Datos geométricos

Luz de puente:	30.00	m
Ancho de carril:	3.60	m
Sobreancho:	0.60	m
Sección losa:	8.40	m
Encuentro en vereda-loza:	0.25	m
Espesor de vereda:	0.20	m
Ancho de vereda:	0.95	m
Ancho efectivo de vereda:	1.20	m
Espesor de asfalto:	0.05	m
Espesor de losa:	0.20	m

B. Cargas de vehículo HL-93 y tándem de diseño

Sobrecarga en puente 960.00 kg/m²

C. Cargas peatonales

Sobrecarga peatonal 360.00 kg/m²

D. Propiedades físicas y mecánicas

Peso específico de concreto	2400	kg/m ³
Esfuerzo de compresión máx. concreto (F' _c)	280	kg/cm ²
	2800000	kg/m ²
Peso específico del acero	7850	kg/m ³
Peso específico de asfalto	2200	kg/m ³
Esfuerzo de fluencia acero ASTM A709 Gr 50 (F' _y)	3500	kg/cm ²

(Es estructural)	35000000	kg/m ²
Módulo de elasticidad del acero (E)	2100000	kg/cm ²

E. Cargas de diseño

Carga muerta sobre viga (WD)	1424.48	k/m
Carga viva sobre viga (WL)	2124.00	k/m
Peso específico de concreto	2400	kg/m ³
Esfuerzo de compresión máx. concreto (F' _c)	280	kg/cm ²
	2800000	kg/m ²
Peso específico del acero	7850	kg/m ³
Peso específico de asfalto	2200	kg/m ³

Esfuerzo de fluencia acero ASTM A709 Gr 50 (F' _y)	3500	kg/cm ²
(Es estructural)	35000000	kg/m ²
Módulo de elasticidad del acero (E)	2100000	kg/cm ²

F. Peso total en vigas

Peso barandas (Ø2", e=5 mm)	82.96	kg/m
Peso total que soporta las vigas	170,937.30	kg
	170.94	tn

G. Combinación de carga: Según LRFD, de la ecuación **Ec. 1** tenemos:

Carga última distribuida $W_u = 1.2D + 1.6L$ kg/m

Calculado de acuerdo a la demanda $W_u = 5107.77$ kg/m

H. Diseño en base a factores de carga y resistencia (LRFD). Primero hallamos el momento máximo crítico, usamos la ecuación **Ec.2** y la **Ec. 3** y tenemos lo siguiente respectivamente:

$$M_n = 574,624.46 \quad \text{kg-m}; \quad Z_x = \frac{Mu}{\phi b F_y} = 0.0182 \text{ m}^3$$

$$Z_x \geq 0.0182 \text{ m}^3$$

$$Z_x \geq 18242.05 \text{ cm}^3$$

*Nota, escogemos una viga de Z_x mayor debido a que no hemos considerado el peso de las vigas de arriostre, entonces elegimos:

* No se incluye en los cálculos el peso propio del perfil de acero porque todavía no se el tipo de perfil a usar

* El momento plástico del perfil buscado debe ser mayor al momento plástico requerido

PERFILES W

W 40X278	HR 1020X304X419.2	$Z_x =$	20034.00	cm ³
W 40X277	HR 1010X402X413.1	$Z_x =$	20335.00	cm ³
W 40X297	HR 1012X402X435.4	$Z_x =$	21059.00	cm ³
W 44X262	HR 1100X400X411.3	$Z_x =$	22162.00	cm ³ (sección escogida)
W 33X354	HR 903X409X522.8	$Z_x =$	22602.00	cm ³

2.8.6.3. Predimensionamiento de estribos.

A. Datos de los materiales componentes del estribo

Resistencia del concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero G60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Peso específico del acero G60: $\gamma_s = 2400 \text{ kg/m}^3$

Peso específico del agua $\gamma_a = 1000 \text{ kg/m}^3$

B. Características del suelo.

Peso específico del suelo: $\gamma_{\text{suelo}} = 1650 \text{ kg/m}^3$

Capacidad portante admisible estribo derecho: $\sigma_{\text{adm}} = 3.10 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad portante admisible estribo izquierdo: $\sigma_{\text{adm}} = 2.92 \text{ kg/cm}^2$

Ángulo de fricción interna estribo derecho: $\phi_{\text{d}} = 31.0^\circ$

Ángulo de fricción interna estribo izquierdo: $\phi_{\text{i}} = 29.5^\circ$

Coefficiente de fricción entre el concreto y el suelo izquierdo: $\mu_{\text{izq.}} = 0.60 \text{ Tan}(\phi_{\text{f}})$

Coefficiente de fricción entre el concreto y el suelo derecho: $\mu_{\text{der.}} = 0.57 \text{ Tan}(\phi_{\text{f}})$

C. Características geodinámicas. Según la norma E030 del RNE tenemos lo siguiente:

Zonificación sísmica (Z): $Z = 2$

Factor de aceleración máx.: $\text{PGA} = 0.25$ norma E-030

D. Parámetros geotécnicos. Según la norma E030 del RNE

Tipo de suelo S_2

Periodo de vibración $T_R = 0.20$

Factor de lugar $F_{\text{PGA}} = 1.2$

Factor de suelo $S = 1.2$

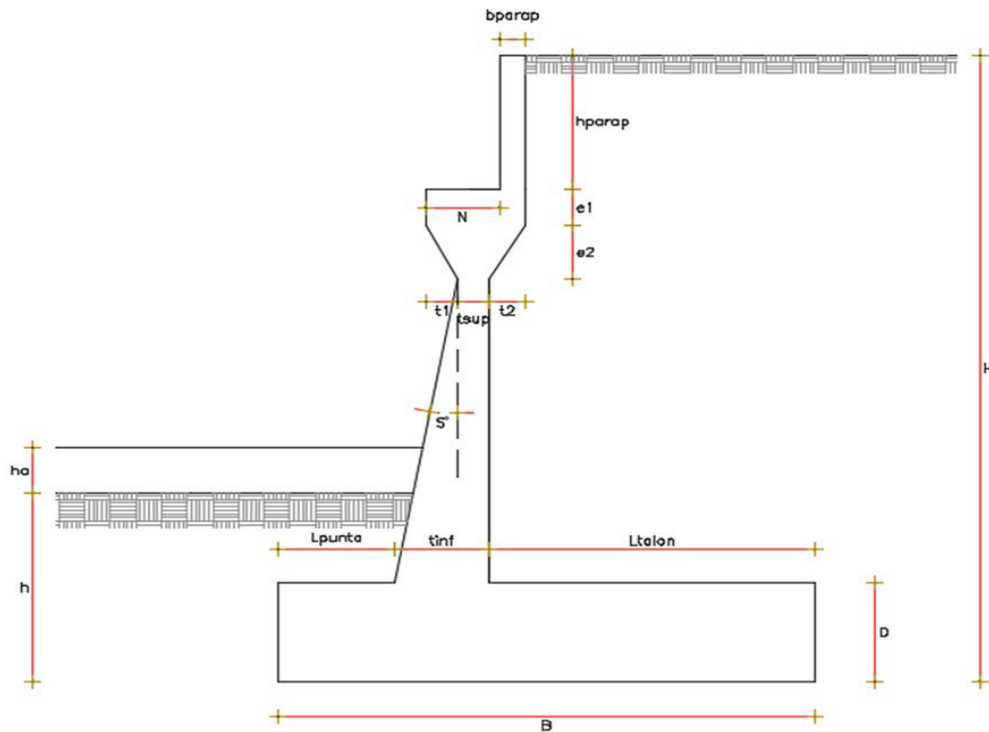
E. Cargas de la superestructura.

Carga propia de la superestructura, $P_{\text{dc}} = 10290.9 \text{ kg}$

Carga muerta de asfalto de la superestructura, $P_{\text{dw}} = 1215.8 \text{ kg}$

Carga viva e impacto de la superestructura, $\text{PLL} + \text{IM} = 2435.0 \text{ kg}$

Ahora lass dimensiones del estribo y las partes que corresponde la podemos ver en la **Figura 39**.

Figura 39*Identificación y dimensionamiento de estribo*

Nota. Elaboración propia.

2.8.6.4. Predimensionamiento de la geometría del estribo.

A. Altura de estribo: Tenemos lo siguiente:

Altura de viga: 1.10 m

Altura de losa: 0.20 m

Altura de pavimento: 0.05 m

Altura de neopreno: 0.10 m

Altura de parapeto " h_{parapeto} " de acuerdo a la ecuación **Ec. 4** es:

$$h_{\text{parapeto}}: (\text{Altura de viga} + \text{losa} + \text{pavimento} + \text{neopreno}) = 1.10 + 0.20 + 0.05 + 0.1$$

$$h_{\text{parapeto}}: 1.45 \text{ m}$$

De acuerdo al estudio hidrológico del río San Gabán en la zona, el máximo tirante o altura de agua, en máximas avenidas, alcanzará una altura de 2.75 m con un caudal de 345 m³/s.

Tirante máx.: $h_a = 2.75$ m

Asumimos una profundidad de cimentación de:

$h = 2.60$ m

La altura libre o galibo para superficies de agua con arrastre de troncos y rocas, es:

$h_{\text{libre}} = 2.50$ m

Por lo tanto, la altura de nuestro estribo de acuerdo a la ecuación **Ec. 4** es:

$H = 9.30$ m

B. Base del estribo. Como mínimo estaría en el rango de: $1/2 H - 2/3 H$, es decir entre los valores de: $4.65 \text{ m} < B < 6.20 \text{ m}$. Por lo tanto, tomamos como valor: $B = 9.30$

C. La altura de cimentación (D). Sería como mínimo : $H/12$, es decir $D = 0.93$ m

Parta nuestro caso tomamos el valor de $D = 1.50$ m

D. Ancho inferior de muro. Denominado " t_{inf} " = $0.1 * H = 0.92$ m, asumimos un valor de

$t_{\text{inf}} = 1.40$ m

E. El ancho superior del muro " t_{sup} ". Debe ser: $H/24 = 0.38$ m, Tomamos como valor:

$t_{\text{sup}} = 0.60$ m

F. La longitud de la punta del estribo. Sería: $B/3$

$L_{\text{punta}} = 3.10$ m

Pero tomamos como valor

$L_{\text{punta}} = 1.10$ m OK

G. La longitud del talón del estribo. Sirve como contrapeso es de:

$L_{\text{talón}} = 6.80$ m OK

H. La altura "e1" será de acuerdo a criterio:

$$e1 = 0.40 \text{ m}$$

I. La altura "e2" será de acuerdo a criterio:

$$e2 = 0.60 \text{ m}$$

J. El ángulo. De la superficie inclinada del estribo.

$$h \text{ sup. Inclinada} = 5.35 \text{ m}$$

$$t_{\text{inf.}} - t_{\text{sup.}} = 0.80 \text{ m}$$

Por lo tanto, usando la ecuación **Ec. 5**, el ángulo "S" es:

$$S = 8.50^\circ$$

K. Longitud de la cajuela (N). Usamos la ecuación Ec. 6 y tenemos como resultado:

0.32 m. Para nuestro caso asumiremos un ancho de cajuela (N) de 0.80 m.

L. Ancho de parapeto (b_{parapeto}): Asumimos a criterio un ancho de parapeto de:

$$b_{\text{parapeto}} = 0.40 \text{ m}$$

M. El ancho t_1 de la cajuela. Asumimos a criterio un ancho t_1 de cajuela de:

$$t_1 = 0.35 \text{ m}$$

Ñ. El ancho t_2 de la cajuela. Asumimos a criterio un ancho t_2 de cajuela de:

$$t_2 = 0.25 \text{ m}$$

2.8.6.5 Diseño de la superestructura

A. Diseño de losa

a) Losa de tablero por método de línea de influencia.

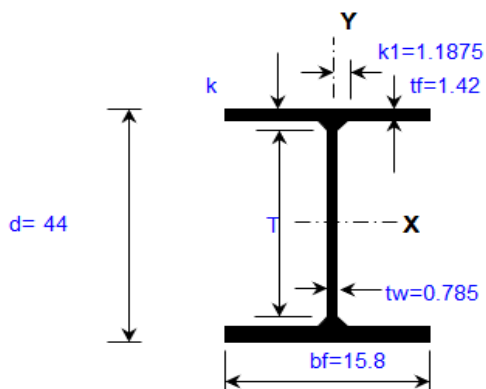
Sabemos que la luz de puente (L) = 30.00 m

b) Ancho de losa. Para nuestro análisis usaremos un espesor de losa (e): 0.20 m

Asumimos una sección: **W44X262** tal y como se muestra en la **Figura 40**.

Figura 40

Medida en pulgadas de sección predimensionada de acero



Nota. Elaboración propia.

Deberá cumplir los requisitos mínimos de espesores de sección compuesta y no compuesta:

c) **Peralte de la viga de acero.** Sección no compuesta. De acuerdo a la ecuación **Ec. 7**, tenemos:

$$1.12 \text{ m} \geq 0.99 \text{ "cumple"}$$

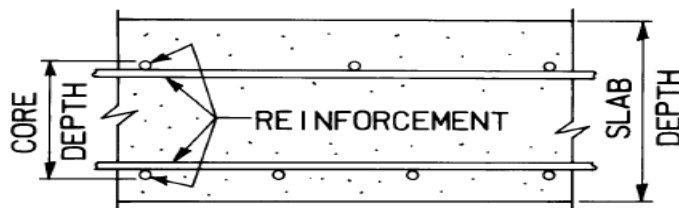
d) **Espesor total: Sección compuesta.** De acuerdo a la ecuación **Ec. 8**, tenemos:

$$1.32 \text{ m} \geq 1.2 \text{ "cumple"}$$

e) **Geometría de la losa armada.** Tal y como se muestra en la **Figura 14** y **Figura 41**.

Figura 41

Espesor efectivo de la superficie de losa de concreto



Nota. Tomado de “Núcleo de losas de concreto” (p.1250), por AASHTO, 2020, especificaciones de diseño de puentes LRFD.

f) **Consideraciones geométricas de losa:** De la **Figura 41**, y el ítem 2.7.10 sección F tenemos: espesor mínimo de losa 0.20 m, recubrimiento superior (0.05 m) e inferior 0.025 m.

- **La distancia entre aceros.** De 0.125 m, entonces es mayor a 4 pulg (0.102 m), además asumiremos refuerzos en losa con un diámetro de acero de refuerzo $\varnothing 1/2" = 0.0127$ m

- **Peralte efectivo (d).** Es de 0.168 m, tal y como se observa en la **Figura 41**.

- **Voladizo a los extremos (L_v).** Tenemos una longitud asumida de 1.20 m. y debe cumplirse que:

$$L_v > 5 * (\text{espesor mínimo}) \quad \longrightarrow \quad 1.200 \text{ m} > 1 \text{ m cumple}$$

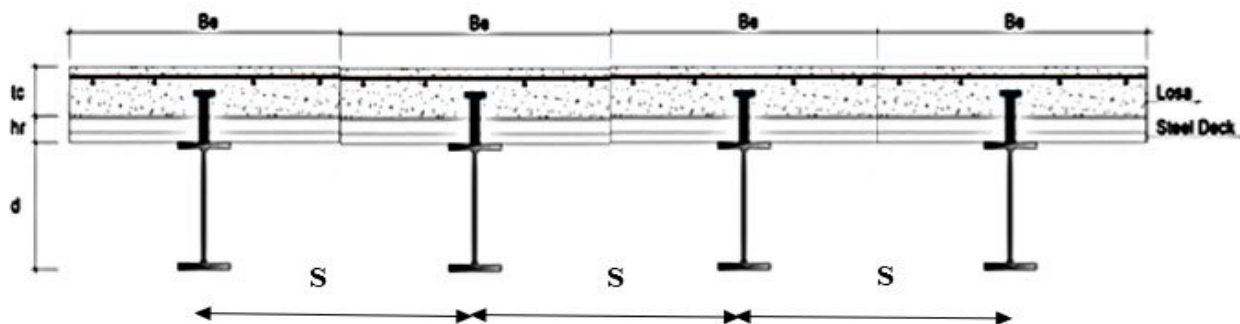
- **Longitud efectiva (L_e):**

$$L_e = \text{Min. valor de } (S, (L/8) * 2) < 4.1 \text{ m (13.5 pies)}$$

Donde S es el ancho de carril y L es la luz del puente tal y como se muestra en la **Figura 15** y la **Figura 42**.

Figura 42

Peralte total de sección de puente.



Nota. Elaboración propia.

De acuerdo a la **Figura 42**, tenemos los siguientes datos.

Número de vigas (n_v): 4

Carril de diseño: 3.60 m 1 carril ASSHTO

Sobreancho:	0.60 m
Ancho de carril:	4.20 m
Ancho de vía:	8.40 m (2 sentidos)
Ancho total:	10.80 m
$S = (\text{Ancho de carril}) / n_v - 1$:	2.80 m
$(L/8) * 2$:	7.50 m

Por lo tanto, nuestra longitud efectiva debe ser:

Le: Mínimo $(S, L/8*2) = 2.80$ m (se escoge este valor)

$Le < 4.1$ m (13.5 pies) 2.80 m < 4.1 m (cumple)

• **Relación Le/d en el rango de 6 a 18:** .

$$6 < Le/d < 18$$

Le/d \longrightarrow $6 < 16.64 < 18$ (cumple)

✓ **Resistencia del concreto.** Resistencia del concreto $f'_c \geq 4.0$ ksi (280 kg/cm²), Por lo tanto, la resistencia del concreto escogido para la losa debe ser:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{cumple})$$

Reforzamiento en tablero de losa. Según la **Figura 42** y el ítem 2.7.10 sección G, tenemos:

g) Reforzamiento en tablero de losa. Cálculo de acero positivo.

Asumimos acero de $\varnothing = 5/8"$ (1.98 cm² de sección)

Acero min inferior en sección de losa: 5.72 cm²/m .

Consideramos $S_{\text{máx}} = 0.25$ m \longrightarrow 7.92 cm²/m > 5.72 cm²/m (cumple)

Por lo tanto, usamos: 1 $\varnothing 5/8"$ @ 0.25 m, cuya disposición.

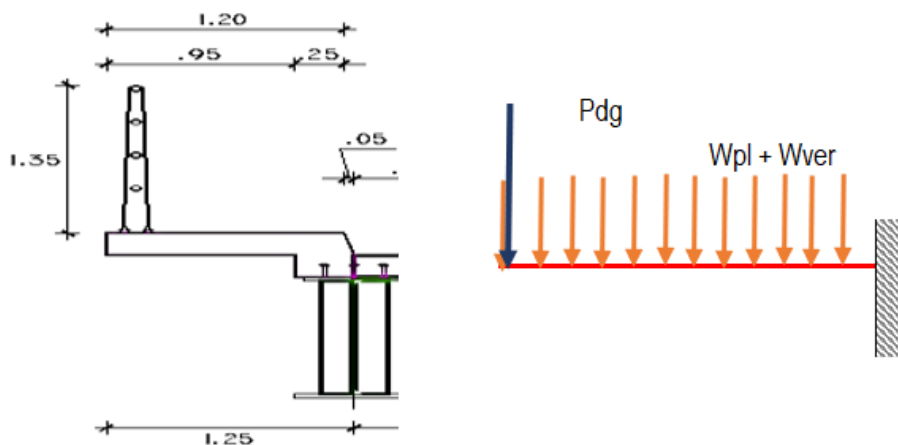
\longrightarrow 120 varillas 1 $\varnothing 5/8"$ @ 0.25 m sentido longitudinal

\longrightarrow 34 varillas 1 $\varnothing 5/8"$ @ 0.25 m sentido transversal

h) Reforzamiento en voladizo. Según la **Figura 43** y el ítem 2.7.10 sección H, tenemos:

Figura 43

Idealización de volado debido a la vereda peatonal



Nota. Elaboración propia.

✓ Consideraciones geométricas:

Ancho de análisis: 1.0 m

Longitud de voladizo (L_v): 1.2 m

Espesor de vereda: 0.2 m

✓ Cargas de diseño:

Peso específico del concreto: 2400 kg/m³

Peso de la sección de vereda (W_{vereda}): 480 kg/m

Peso debido a las barandas (P_{dg}): 83 kg/m

S/c peatonal (W_{pl}): 360 kg/m

i) Carga última distribuida en la vereda:

Para resistencia I. Según la ecuación **Ec. 9**

$W_u=1230$ kg/m

j) Carga última puntual debido a las barandas:

$P_u = 104 \text{ kg/m}$, Según la ecuación **Ec. 10**

Nota: El análisis a cortante de los pernos de anclaje en barandas, diámetro de las barandas y los estribos del encuentro entre vereda y losa; la estaremos diseñando más adelante.

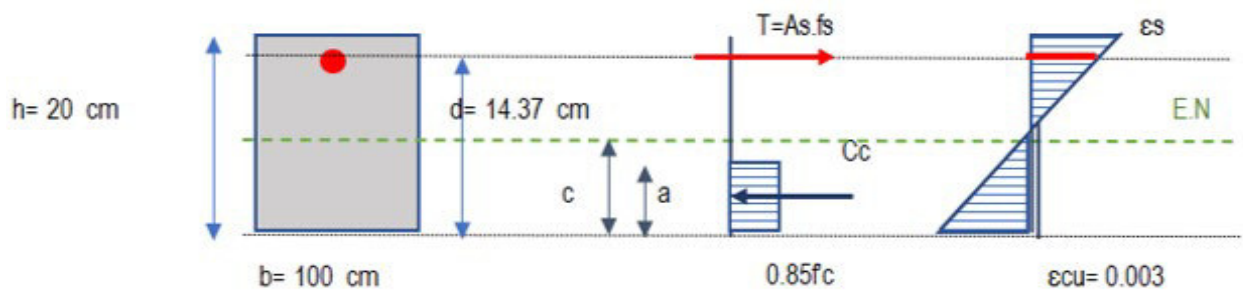
k) Momento último en la vereda. Según la ecuación **Ec. 11** se tiene que:

$M_u = 1010 \text{ kg.m}$

l) Cálculo del acero Positivo de refuerzo debido a la flexión. Se describe el acero en la parte superior de la losa tal y como se muestra en la **Figura 44**:

Figura 44

Esfuerzo en tracción y compresión del concreto armado.



Nota. Elaboración propia.

$M_u = 1010 \text{ kg.m}$

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

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

Ø Acero: 1/2 "

$d = 14.37 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$

De acuerdo a la ecuación de Equilibrio:

$$\text{Esfuerzo compresión (Cc)} = \text{Esfuerzo a la tracción (T)}$$

$$f_s = f'_y$$

$$f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

factor de resistencia a la flexión (ϕ) = 0.9

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b = A_s * f'_y$$

$$M_n = T(d-a/2) = C_c(d-a/2)$$

Según AASHTO LRFD para elementos sometidos a flexión se debe cumplir:

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$101003.25 \text{ kg.cm} \leq 0.85 * f'_c * a * b * (d-a/2)$$

$$101003.25 \text{ kg.cm} \leq 23800 * a(14.37-a/2)$$

$$4.24 \leq a(14.37-a/2)$$

$$a_1 = 28.28247282$$

$$a_2 = 0.457527179$$

Por lo tanto 0.46 cm

El acero total (A_s) requerido es de acuerdo a la ecuación **Ec. 12** es: $A_s = 2.61 \text{ cm}^2$

El área acero de la barra de diámetro $\phi 3/8$ "es 0.71 cm^2

La separación mínima (S) es 0.27 m

Por lo tanto, la distribución de acero es:

→ 110 varillas $\phi 3/8$ " @ 0.27 m sentido longitudinal

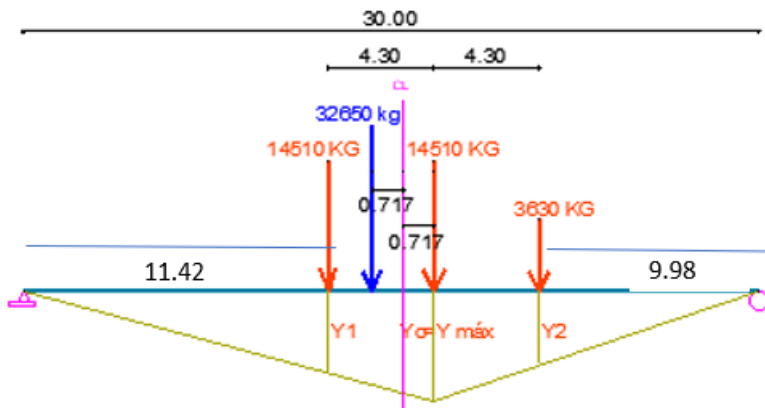
→ 5 varillas $\phi 3/8$ " @ 0.27 m sentido transversal (x 1 metro lineal)

B) Diseño de vigas metálicas.

a) Momento máximo debido al camión de diseño HL-93 :

Figura 45

Momento máximo para el camión de diseño por teorema de Barret



Nota. Elaboración propia.

De la **Figura 45**, tenemos:

$$n = 0.72 \text{ m}$$

$$A = 15.72 \text{ m}$$

$$B = 14.28 \text{ m}$$

$$Y_c = 7.48 \text{ m}$$

$$X_1 = 11.42 \text{ m}$$

$$y_1 = 5.44 \text{ m}$$

$$X_2 = 9.98 \text{ m}$$

$$y_2 = 5.23 \text{ m}$$

El momento máximo será:

$$M_{\text{máx}} = 206432.64 \text{ kg.m} \text{ "teorema de Barret"} (14510*y_1 + 14510*y_c + 3630*y_2)$$

Considerando una amplificación de 1.33 por impacto

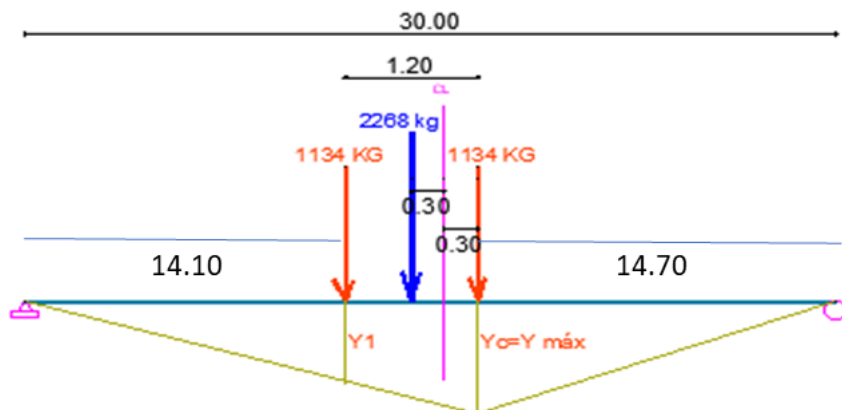
$$M_{\text{máx impacto}} = 274555.41 \text{ kg.m}$$

b) Momento máximo debido al tándem de diseño HL-93. Para ello debemos apreciar la

Figura 46.

Figura 46

Momento máximo para el camión de diseño por teorema de Barret



Nota. Elaboración propia.

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

$$A = 15.30 \text{ m}$$

$$B = 14.70 \text{ m}$$

$$Y_c = 7.50 \text{ m}$$

$$X_1 = 14.10 \text{ m}$$

$$y_1 = 6.91 \text{ m}$$

$$X_2 = 14.70 \text{ m}$$

El momento máximo será:

$$M_{\text{máx}} = 16336.40 \text{ kg.m "teorema de Barret"} (1134 \cdot y_1 + 1134 \cdot y_c)$$

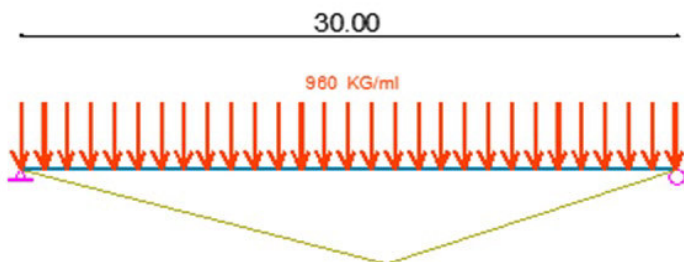
Considerando una amplificación de 1.33 por impacto

$$M_{\text{máx impacto}} = 21727.42 \text{ kg.m}$$

c) **Momento máximo debido a la carga de carril de diseño.** De acuerdo a la **Figura 47.**

Figura 47

Momento máximo para la sobrecarga de carril de diseño



Nota. Elaboración propia.

El momento máximo de una carga distribuida uniforme según la ecuación **Ec. 3** será

$$M_{\text{máx}}=106875.00 \text{ kg.m}$$

Momento total debido al camión de diseño y carga de diseño: 381,430.41 kg.m

Momento total debido al tándem de diseño y carga de diseño: 128,602.42 kg.m

Momento total máximo debido a un carril de diseño: **381,430.41 kg.m**

d) Factores de distribución del momento flexionante en vigas interiores

De nuestra sección escogida (ver Figura 48) debiendo cumplir con las consideraciones del

ítem 2.7.10.5 sección A:

$$S= 2,800 \text{ mm}$$

$$L= 30,000 \text{ mm}$$

$$n= 8$$

$$I= 10'031,177,357 \text{ mm}^4$$

$$A= 49613 \text{ mm}^2$$

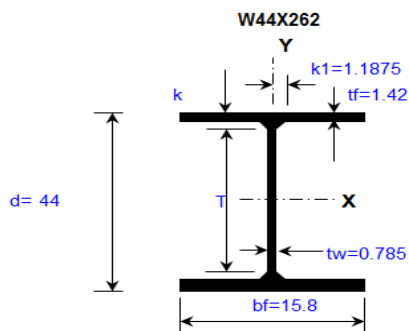
$$e_g= 650 \text{ mm}$$

$$t_s= 200 \text{ mm}$$

De la ecuación **Ec. 15** se tiene que: $K_g = 2.47889E+11$ (cumple)

Figura 48

Sección transversal de la viga de acero (pulgadas).



Nota. Elaboración propia.

Para un carril cargado de acuerdo a la ecuación **Ec. 13** se tiene: $g = 0.475$

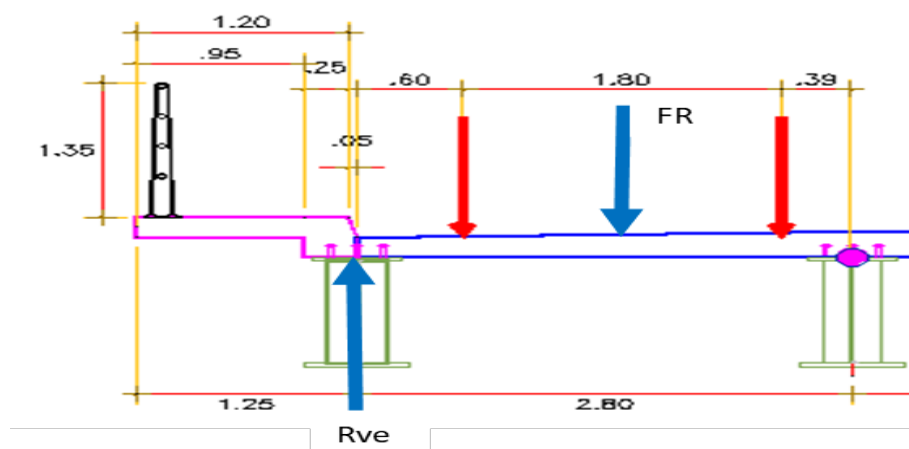
Para dos o más carriles cargados de acuerdo a la ecuación **Ec. 14**, se tiene $g = 0.686$

(Se escoge el mayor)

e) Factores de distribución del momento flexionante en vigas exteriores. Usando la ley de momentos tenemos las siguientes fuerzas en la viga exterior de acuerdo a la Figura 49.

Figura 49

Cálculo del factor de distribución para viga externa



Nota. Elaboración propia.

$$x_2 = -1.4$$

$$x_3 = 1.4$$

$$x_4 = 4.2$$

$$\sum_{xi=1}^{Nl} x^2 = 39.2$$

Para una vía cargada (factor de presencia múltiple $m = 1.2$)

$$N_l = 1$$

$$e_1 = 2.7$$

$$\sum_{xi=1}^{Nl} e = 2.7$$

Utilizamos la ecuación **Ec. 17** y obtenemos lo siguiente: $1.2 R = 0.647$

Para 2 vías cargadas (factor de presencia múltiple $m = 1.0$)

$$N_l = 2$$

$$e_1 = 2.7$$

$$e_2 = -2.1$$

$$\sum_{xi=1}^{Nl} e = 0.6$$

De igual forma usamos la ecuación **Ec. 17** y obtenemos lo siguiente: $1.0 R = 0.564$

Los factores de distribución de las sobrecargas por carril para momento en las vigas serán:

Viga interior: $g = 0.686$ (se escogió el mayor)

Viga exterior: $g = 0.564$ (se escoge el de presencia múltiple de 1.0)

Por lo tanto, el factor de distribución de diseño para vigas interiores y exteriores es:

$g = 0.686$ (se escoge el mayor)

El momento máximo debido a la sobrecarga de carril de diseño y carga de diseño será:

$M_{LL} =$ (Momento total máximo debido a un carril de diseño * g)

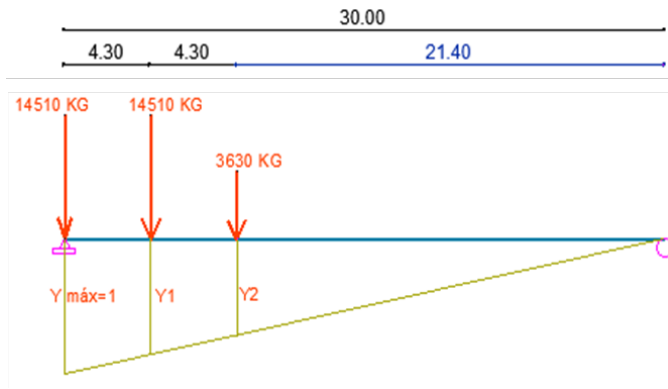
$M_{LL} = (381430.41 * 0.686) = 261783 \text{ kg.m}$

g) Fuerza cortante debido a la carga viva vehicular, VLL

Fuerza cortante debido al camión de diseño. Tal y como se muestra en la **Figura 51**

Figura 51

Cortante máximo debido al camión de diseño.



Nota. Elaboración propia.

$$y_1 = 0.86 \text{ m} \quad (\text{de la relación de triángulos})$$

$$y_2 = 0.71 \text{ m} \quad (\text{de la relación de triángulos})$$

La cortante máxima estará dado por:

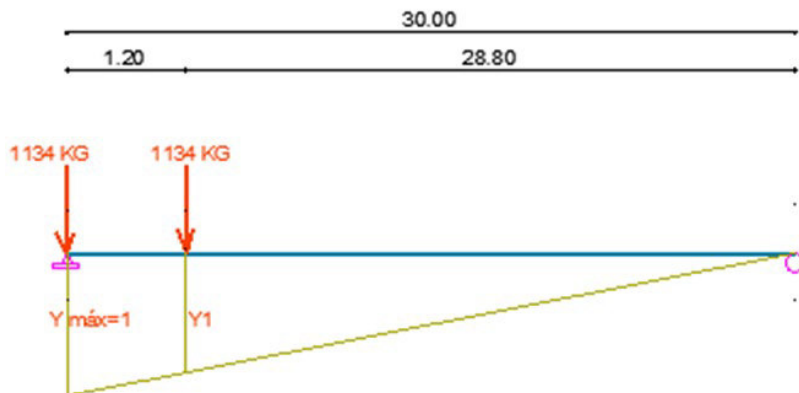
$$V_{cd} = 29,529.63 \text{ kg} \quad \text{“teorema de barret”} \quad (14510 * 1 + 14510 * y_1 + 3630 * y_2)$$

$$\text{Considerando una amplificación de 1.33: } V_{cd \text{ amplificada}} = 39,274.41 \text{ kg}$$

*h) Fuerza cortante debido al tándem de diseño. Se aplican una fuerza de 1134 kg a 28.80 metros y a 30.0 metros tal y como se muestra en la **Figura 52**:*

Figura 52

Cortante máximo debido al tándem de diseño.



Nota. Elaboración propia.

$$y_1 = 0.96 \quad (\text{de la relación de triángulos})$$

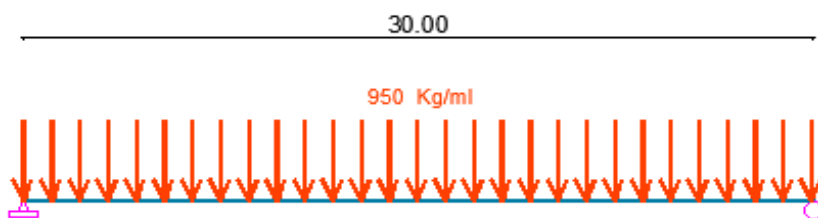
La cortante máxima estará es $V_{ld} = 2222.64 \text{ kg}$ “teorema de barret” $(1134 \cdot 1 + 1134 \cdot y_1)$

Considerando una amplificación de 1.33 es: $V_{ld \text{ amplificada}} = 2956.11 \text{ kg}$

i) Fuerza cortante debido a la carga de diseño. Se distribuye una carga de 950 kg/ml tal y como se presenta en la **Figura 53**.

Figura 53

Camiones de diseño distribuidos transversalmente



Nota. Elaboración propia.

La cortante máxima estará dado por:

$$V_{ld} = 14250.00 \text{ kg cortante máxima en los extremos } (950 \cdot 30/2)$$

Cortante total debido al camión de diseño y carga de diseño: 53,524.41 kg.m

Cortante total debido al tándem de diseño y carga de diseño: 17,206.11 kg.m

Por lo tanto, el cortante total máximo debido a un carril de diseño es: 53,524.41 kg

Para un carril de diseño cargado

Consideraciones:

$$1100 \leq S \leq 4900 \longrightarrow S = 2800 \text{ mm} \quad \text{cumple}$$

Para 1 carril de diseño; $g = 0.728$, de acuerdo a la ecuación **Ec. 18**

Para dos o más carriles de diseño cargado $g = 0.909$, de acuerdo a la ecuación **Ec. 19**

Factor de distribución en vigas exteriores

Para 1 carril de diseño; $g = 0.168$ (previamente calculado)

Para dos o más carriles de diseño cargado

$$d_e = 0 \quad \text{cumple}$$

$g = 0.600$ de acuerdo con las ecuaciones **Ec. 20** y **Ec. 21** (previamente calculado)

Requerimiento especial

$g = 0.564$ (previamente calculado)

Los factores de distribución de las sobrecargas por carril para cortante en las vigas serán:

$$\text{Viga interior: } g = 0.909$$

$$\text{Viga exterior } g = 0.600$$

Por lo tanto, el factor de distribución de diseño para vigas interiores y exteriores

$$g = 0.909 \quad (\text{máximo valor})$$

El cortante máximo debido al camión de diseño y carga de diseño será:

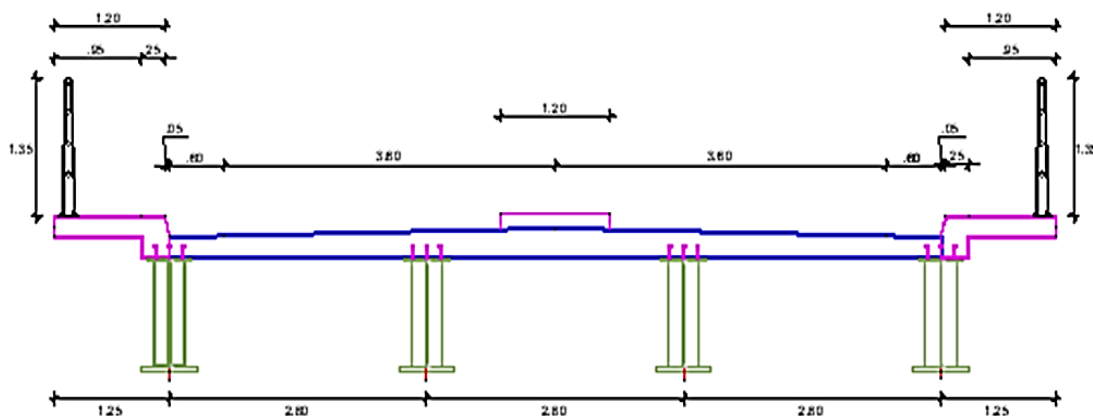
$$V_{LL} = 48,669.76 \text{ kg (cortante máximo debido a un carril de diseño} \cdot g)$$

j) Cálculo de cargas adicionales .

Se considerará calcular las cargas por metro lineal (longitud del puente) para toda la sección transversal del puente y dividiremos estas entre la cantidad de vigas proyectadas como se representa en la **Figura 54**.

Figura 54

Sección transversal del puente con viga mixta, veredas y barandas



Nota. Elaboración propia.

Número de vigas principales 4.00 und

Datos geométricos

Luz de puente 30.00 m

Ancho de carril 3.60 m

sobreaño 0.60 m

Sección losa 8.40 m

encuentro en vereda-losa 0.25 m

Espesor de vereda 0.20 m

Ancho de vereda 0.95 m

Ancho efectivo de vereda 1.20 m

Ancho berma central	1.20	m
Espesor de asfalto	0.05	m
Espesor de losa	0.20	m

Cargas de vehículo HL-93 y tándem de diseño

Sobrecarga en puente:	960.00	kg/m ²
-----------------------	--------	-------------------

Cargas peatonales

Sobrecarga peatonal:	360.00	kg/m ²
----------------------	--------	-------------------

Propiedades físicas y mecánicas

Peso específico de concreto:	2400	kg/m ³
Esfuerzo de compresión máx. concreto (F' _c):	280	kg/cm ²
Peso específico del acero:	7850	kg/m ³
Peso específico de asfalto:	2200	kg/m ³
Esfuerzo de fluencia acero ASTM A709 Gr 50 (F' _y):	3500	kg/cm ² (importante)
(Es estructural):	35000000	kg/m ²
Módulo de elasticidad del acero (E):	2038903	kg/cm ²
Peso barandas:	82.96	kg/m

Sección escogida en el predimensionamiento

W 44X262 HR 1100X400X411.3

Peso:	411.30	kg/m
-------	--------	------

Debemos considerar que, para el presente trabajo en nuestro caso, la longitud de arriostre lateral será de 6.0 metros y se considerará que cada viga cargue 50 kg debido al peso de los diafragmas, ubicadas a cada 5.0 metros en toda la longitud del puente.

Longitud no arriostrada (L_b)= 6 m

Se muestra a continuación todas las cargas que intervienen en el puente:

Cargas permanentes (W_d)

Tabla 7

Cuadro de cargas permanentes

Descripción	W total	W/viga	Momento	Cortante
	(kg/ml)	(kg/ml)	(kg-ml)	(kg)
Losa	4032.00	1008.00	113400.00	15120.00
vigas metálicas	1645.20	411.30	666.31	6169.50
veredas	1968.00	492.00	22.14	7380.00
barandas	165.91	41.48	365.83	622.16
Asfalto	924.00	231.00	2310.00	231.00
Diafragmas	--	50.00	300.00	50.00

Nota. Elaboración propia.

Cargas transitorias (W_L)

Tabla 8

Cuadro de cargas transitorias

Descripción	W total	W/viga	Momento	Cortante
	(kg/ml)	(kg/ml)	(kg-ml)	(kg)
S/c peatonal	864.00	216.00	24300	3240
S/c vehicular	8064.00	2016.00	226800	3628.8

Nota. Elaboración propia.

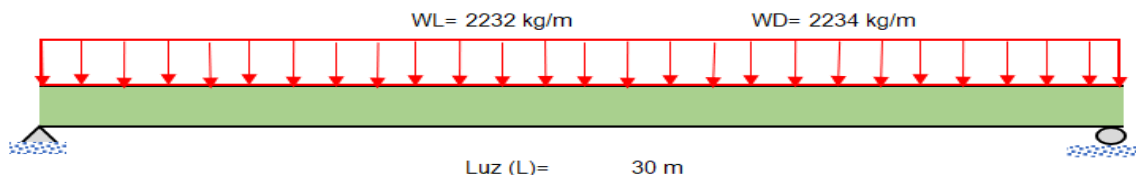
Cargas de diseño

Carga muerta sobre viga (W_D) = 2233.78 k/m (Sumatoria de cargas permanentes W/ viga, de la **Tabla 7**).

Carga viva sobre viga (W_L) = 2232.00 k/m (Sumatoria de cargas permanentes W/ viga, de la **Tabla 8**).

Figura 55

Cargas vivas y muertas destruidas tributariamente



Nota. Elaboración propia.

k) Estado límite de resistencia I

- *Resistencia a la flexión*

Resistencia de la sección no compuesta

- Propiedades de la viga W44X262

$$A = 496.1 \text{ cm}^2$$

$$E = 2038903 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 1003117.7 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 18189.6 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 20811.6 \text{ cm}^3$$

Para concreto fresco debemos considerar una carga viva de 200 kg/m² debido al encofrado y 100 kg/m² debido al proceso de construcción.

$$W_{\text{operación}} = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{encofrado}} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Distribuimos las cargas por metro lineal *(Se=2.8 m)

$$W_{\text{operación}} = 280 \text{ kg/m} * (100 * Se) \longrightarrow = 31500 \text{ kg-m}$$

$$W_{\text{encofrado}} = 560 \text{ kg/m} * (200 * Se) \longrightarrow M_{\text{encofrado}} = 63000 \text{ kg-m}$$

Para la sección compuesta, el momento amplificado sería:

$$M_{u1} = 333533 \text{ kg-m}$$

Clasificación de la sección de acuerdo a su esbeltez

Según norma ANSI/AISC 360-16

Capítulo F2 Para miembros compactos de sección H de simetría doble y canales flectados en torno a su eje mayor.

Escogemos el Caso 10 puesto que se trata de perfiles

$$\lambda_{\text{ala}} = \frac{b}{t} = \frac{bf/2}{tf} \quad \text{No Rigidizado}$$

$$\lambda_{\text{ala}} = \lambda_f = 5$$

Tabla 2.1.3 Perfiles soldados que reemplazan a perfiles W AISC-
Secciones HR

$$\lambda_{\text{p}} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

De la tabla B4.1b

$$\lambda_{\text{p}} = 9.17$$

$$\lambda_f < \lambda_{\text{p}}$$

$$5 < 9.17$$

Elemento compacto

✓ Estados límite de pandeo local en las almas

Escogemos el Caso 15 puesto que se trata de perfiles con alma doble simétrica.

$$\lambda_{\text{alma}} = \frac{h}{tw} \quad \text{Rigidizado}$$

$$\lambda_w = \frac{h}{tw} = 51$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{De la tabla B4.1b}$$

Elemento compacto

$$\lambda_p = 90.75$$

$$\lambda_w < \lambda_p$$

$$51 < 90.75 \quad \text{Elemento compacto}$$

* El valor límite λ_p supera en ambos casos (alas y almas), la relación Ancho/espesor, por lo que no es necesario hacer una verificación por Pandeo Local

* Con esto sabemos en qué sección de la Norma aplicar las expresiones en el cálculo del momento resistente. Revisar la **figura 41**.

✓ Estado límite de pandeo torsional

Longitud de arriostre: Los factores de forma se secciones rectangulares son de 1.50 y para secciones laminadas varía entre 1.10 a 1.20.

Tomaremos un factor de forma de: 1.15

$$M_p = F_y * Z_x = 728405.0 \text{ kg-m, esto resulta de la ecuación Ec. 22}$$

$$M_y = M_p / 1.15 = 633395.6 \text{ kg-m}$$

$$M_r = 0.75 * M_y = 475046.7 \text{ kg-m, resultado de la ecuación Ec. 25}$$

Fluencia

La resistencia factorada está dada por la ecuación:

$$M_r = \phi_f M_n$$

M_n : Resistencia nominal a la flexión (kg.m)

ϕ_f : Factor de resistencia a la flexión =0.90

$M_n=M_p= 728405.0$ kg-m, de acuerdo con la ecuación **Ec. 26**

Pandeo lateral torsional

Tenemos:

$b_f= 0.401$ m

$h= 1.064$ m

$t_w= 0.020$ m

$t_f= 0.036$ m

$J_c= 0.000016$ m

Longitud $L_b= 6.00$ m

Longitud $L_p= 4.92$ m, de acuerdo a la ecuación Ec. 27.

longitud $L_r= 10.51$ m, de acuerdo a la ecuación Ec. 28.

Para secciones H con doble simetría y alas rectangulares.

$r_{ts}= 0.12$ m, de acuerdo a la ecuación Ec. 31.

Se puede observar que: $L_p < L_b < L_r$ \longrightarrow $4.92 < 6 < 10.51$

La viga fallará por pandeo lateral torsional, después del inicio de la fluencia, pero antes de llegar al momento plástico.

Debido a que la sección no compuesta de viga de acero no cuenta con soporte lateral proporcionado por la losa, el soporte lateral lo darán los diafragmas. Se colocarán diafragmas a cada 6.0 metros de distancia desde el inicio hasta el final. Es decir, a cada quinta parte de la longitud, considerándose 4 diafragmas distribuidos al centro de luz)

Aplicamos la **Ec. 33**

- Según la norma AISC 360-16
- Para miembros con simetría doble y sin cargas transversales entre puntos de arriostramiento la ecuación 4-6, Se reduce a 1.

$C_b=1$ (ver imagen N°21 de la sección transversal del puente)

$M_n= 67380383 \text{ kg-cm}$, resultado de la ecuación **Ec. 33**

$M_n= 673803.83\text{kg-m} < 728405.0 \text{ kg-m}$, cumple de acuerdo a la ecuación **Ec. 33**

$$M_r = \phi_f M_n > M_u$$

$$606423.446 > 333,533 \text{ kg-m (cumple)}$$

El esfuerzo debido a M_{u1} en el ala en tracción será:

$$f_t = M_{u1}/S_x$$

$$f_t = 0.52 F_y = 1834 \text{ kg/cm}^2$$

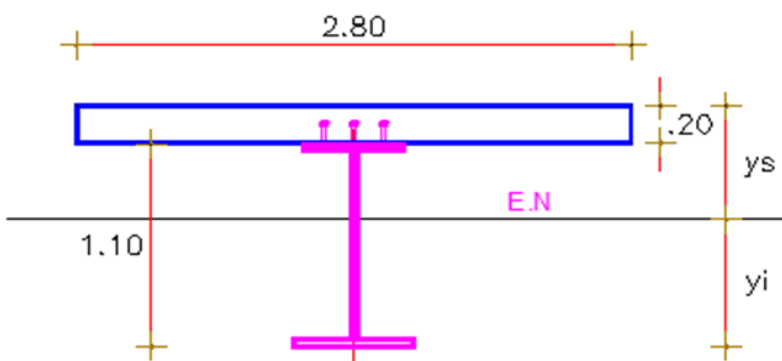
✓ Resistencia de la sección compuesta

Sección compuesta a largo plazo. Se debe considerar la acción del efecto creep, es decir el 3 veces el factor n :

Sección tipo W44X262 + sección de losa de concreto, tal y como en la **Figura 56**.

Figura 56

Sección viga-compuesta- conectado con losa



Nota. Elaboración propia.

Sección viga

Ancho efectivo de losa (b_e)= 280.0 cm

Altura o peralte de viga (h)= 110.0 cm

Espesor de losa (e) = 20.0 cm

$n = E_s/E_c = 8$

$n_{creep} = (3n) = 24$

Área de viga de acero (A_s)= 496.1 cm²

Inercia de la viga de acero (I_x)= 1003117.7 cm⁴

Losa de Sección transformada

De la ecuación **Ec. 35**, Área losa transformada (A_{LT}) = 233.3 cm²

De la ecuación **Ec. 36**, la Inercia losa transformada (I_{LT}) = 7777.8 cm⁴

De la ecuación **Ec. 37**, Área total de la sección compuesta: A_{Total} = 729.5 cm²

De la ecuación **Ec. 38**, tomando como referencia la parte superior: el centroide de la sección compuesta es: Zona a compresión superior (Y_s) = 54.2 cm

Zona a Tracción (inferior).

$Y_i = 75.8$ cm, de acuerdo a la ecuación **Ec. 39**

Inercia de la sección compuesta (I_x comp.):

$I_{x\ comp.} = 1681389.6$ cm⁴, de acuerdo a la ecuación **Ec. 40**

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a compresión (S_c)

$S_c = 31017.1$ cm³, de acuerdo a la ecuación **Ec. 41**

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a tracción (S_t)

$S_t = 22184.4$ cm³, de acuerdo a la ecuación **Ec. 42**

Sección compuesta a corto plazo. Se debe considerar el factor n:

- losa de Sección transformada

Área losa transformada (A_{LT}) = 700.0 cm², de acuerdo a la ecuación Ec. 43

Inercia losa transformada (I_{LT}) = 23333.3 cm⁴, de acuerdo a la ecuación **Ec. 44**

Área total de la sección compuesta: A_{Total} = 1196.1 cm², de acuerdo a la ecuación **Ec. 45**

Tomando como referencia la parte superior: El centroide de la sección compuesta en la zona a compresión (Y_s) será:

Y_s = 37.0 cm, de acuerdo con la ecuación **Ec. 46**.

El centroide de la sección compuesta en la Zona a Tracción, mediante la ecuación **Ec. 47** es:

Y_i = 93.0 cm

Inercia de la sección compuesta (I_{xcomp}) = 2253158.1 cm⁴, de acuerdo con la ecuación **Ec. 48**

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a compresión (S_c)

S_c = 60961.1 cm³, resultado de la ecuación Ec. 49

Módulo de sección elástica de la parte inferior de la sección compuesta a tracción (S_t)

S_t = 24217.2 cm³, resultado de la ecuación Ec. 50

I) Estado límite de servicio II

Momento de fluencia

- Esfuerzo en ala inferior de sección no compuesta (M_{u1}), de acuerdo a la ecuación Ec.

51 es:

$$M_{u1} = 142957.88 \text{ kg-m}$$

$$S_x = 18189.6 \text{ cm}^3 \text{ (previamente calculado)}$$

La fluencia necesaria que debe alcanzar el ala inferior es: $f_1 = 786 \text{ kg/cm}^2$, donde $f_1 =$

$$M_{u1} * 100 / S_x$$

- **Esfuerzo en ala inferior de la sección compuesta a largo plazo**, debido a la ecuación

Ec. 52 es:
$$Mu_2 = 3949.96 \text{ kg-m}$$

$$S_x = S_t = 22184.4 \text{ cm}^3 \text{ (previamente calculado)}$$

La fluencia necesaria que debe alcanzar el ala inferior es: $f_2 = 17.81$, kg/cm², donde $f_2 = Mu_2 * 100 / S_x$

Por lo tanto, la fluencia en la sección compuesta y no compuesta en conjunto es:

$$f_1 + f_2 = 804 \text{ kg/cm}^2$$

- **El momento adicional**. Es aquel necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia (M_{adt}), se calculará de acuerdo con la ecuación **Ec. 53**. donde $M_{ad} = (f_y - (f_1 + f_2)) * S_t = 652961.02 \text{ kg-m}$. Por lo tanto, el valor de M_{adt} es:

$$M_y \text{ (sección comp.)} = M_{adt} = 652,961.02 + 142,957.88 + 3949.96$$

$$M_y \text{ (sección comp.)} = 799,868.86 \text{ kg-m}$$

El momento último total, $M_u(\text{total})$ es:

$$M_u \text{ total} = 647553.0802, \text{ de acuerdo con la ecuación } \mathbf{Ec. 54}$$

Se debe cumplir:

$$647,553.0802 < 799,868.86 \text{ kg-m (cumple)}$$

Finalmente se concluye que la sección cumple con la demanda requerida

m) Estado límite de servicio I

- ✓ Deflexiones debido a la carga permanente

Sección de acero no compuesta. Ver Tabla 7 y Tabla 8

- Deflexión debido al peso propio (Y_{pp}) = 2.1 cm, de acuerdo a la ecuación **Ec. 55**

- Deflexión debido al peso de la losa (Y_{PL}) = 5.2 cm, de acuerdo a la ecuación **Ec. 56**

- Deflexión debido al peso de los diafragmas ($Y_{\text{diafrag.}}$)= 0.042 cm, de acuerdo a la ecuación **Ec. 57**

- Deflexión total debido a la carga muerta en la sección no compuesta (Y_1)= 7.4 cm, de acuerdo con la ecuación **Ec. 58**

- ✓ *Sección compuesta a largo plazo (Y_2).* Se calcula la sumatoria de las deflexiones debido al peso de las veredas, las barandas y el asfalto:

Y_2 = 2.4 cm, de acuerdo con la ecuación **Ec. 59**

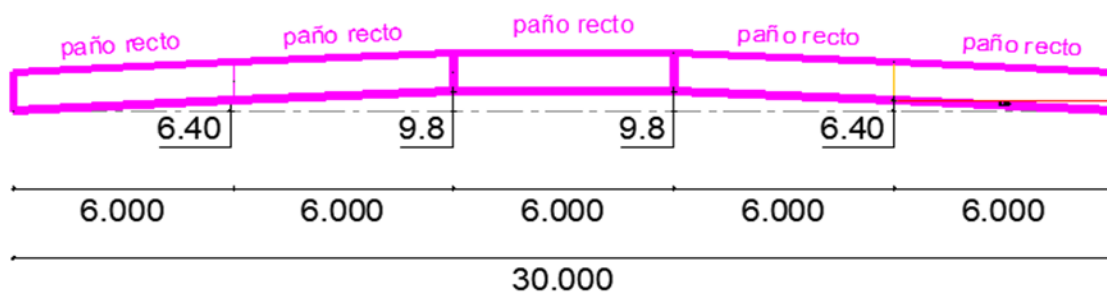
- ✓ *Contraflecha:* La deflexión total debido a cargas permanentes (Y_{cd}), utilizando la ecuación Ec. 60 es:

$$Y_{cd} = 9.71 \text{ cm}$$

Se deberá distribuir las vigas en 5 tramos, aplicándose una contra flecha redondeada de 9.80 cm en el centro y en los dos extremos de 6.40 cm, tal y como se puede apreciar en la **Figura 57**.

Figura 57

Contraflecha Sección de Viga de acero



Nota. Elaboración propia.

C. Diseño de diafragmas

a) Aceleración sísmica horizontal

La aceleración horizontal pico del suelo: $PGA = 0.25$

Factor de lugar: $F_{PGA} = 1.2$

Tenemos entonces el valor de la aceleración sísmica horizontal $A_{sh} = PGA * F_{PGA} = 0.3$, de acuerdo con la ecuación **Ec. 61**.

Ahora para encontrar el peso total del puente (P_{puente}), debemos saber las cargas permanentes por metro lineal de longitud de sección transversal.

La longitud de sección transversal del puente es: Ancho puente = 10.90 m

$$P_{puente} = (4032 + 1645.2 + 1968 + 165.91 + 924 + 50 * 30) * 10.90 \text{ m}$$

$$P_{puente} = 111562.70 \text{ kg}$$

Usando la ecuación **Ec. 62** la carga sísmica horizontal F_{SH} es:

$$F_{SH} = 111562.7 * 0.3$$

$$F_{SH} = 33468.81 \text{ kg}$$

La carga sísmica horizontal se repartirá entre todos los apoyos, de acuerdo a la ecuación **Ec. 63**.

$$F_{SHR} = \frac{33468.81}{8} = 4183.60 \text{ kg}$$

b) Diseño de las diagonales

Elegimos para nuestro un ángulo de 4"x4"5/16", y verificamos su resistencia a la compresión y a la tracción. Se conectarán los elementos mediante soldadura y pernos.

- ✓ Resistencia a la compresión. La carga de diseño obtenida a partir del análisis realizado, utilizando la ecuación Ec. 64 es:

$$P_u = 0.85 * 4183.60 = 3556.06 \text{ kg}$$

Para el ángulo de perfil: 4"x4"x5/16", se tiene:

$$\begin{array}{l}
 l = 3.01 \text{ m} \\
 \\
 r_x = 3.15 \text{ cm}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} l \\ r_x \end{array}} \right\} \text{ entonces } l/r_x = 95.51 > 80, \text{ es el caso 01 de acuerdo a la} \\
 \\
 \text{ecuación } \mathbf{Ec. 70}$$

Entonces es el caso 02:

$$\left(\frac{Kl}{r} \right)_{ef} = 32 + 1.25 * (95.51) = 151.39$$

Para el ángulo L 4"x4"x5/16", tenemos las siguientes propiedades características físicas y geométricas:

$$A_g = 15.48 \text{ cm}^2$$

$$f'_y = 3500.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por otro lado, el factor P_o , de acuerdo a la ecuación **Ec. 68** es:

$$P_o = A_g * f'_y = 54193.44 \text{ kg}$$

Entonces de la ecuación **Ec. 71** el pandeo debido a la flexión es igual a:

$$P_e = \frac{\pi^2 2.1 * 10^6}{(151.39)^2} * 15.48 = 14001.87 \text{ kg}$$

Debemos verificar si la relación P_e/P_o es mayor a menor a 0.44

$$P_e/P_o = 0.26 \longrightarrow P_e/P_o = 0.26 < 0.44$$

Vemos que cumple con la condición de la ecuación **Ec. 67**, entonces la carga de pandeo nominal esta dado por la siguiente expresión:

$$P_n = 0.877 * P_e = 0.877 * 14001.87 = 12279.64 \text{ kg}$$

De la ecuación **Ec. 65** la resistencia a la compresión factorizada es:

$$P_r = \phi P_n = 0.9 * 12279.64 = 11051.68 \text{ kg}$$

Debe ser mayor a la resistencia a la compresión es decir $11051.68 \text{ kg} > P_u = 3556.06 \text{ kg}$, por lo tanto, cumple.

✓ Resistencia a la tensión.

De la ecuación **Ec. 64** y **Ec. 72**, la resistencia a la tensión es $P_u = 0.85 * 4183.60 = 3556.06 \text{ kg}$.

Fluencia de la sección bruta

Tenemos lo siguiente:

$$\phi_y = 1$$

$$F_y = 3500.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 15.48 \text{ cm}^2$$

Tenemos lo siguiente:

Por lo tanto, la resistencia a la fluencia factorizada de la sección bruta, utilizando la ecuación **Ec. 73** es:

$$P_{fr} = 54193.44 \text{ kg}$$

Y debe cumplirse lo siguiente $P_{fr} = 54193.44 \text{ kg} > P_u = 3556.06 \text{ kg}$, por lo tanto, cumple.

Fractura de la sección neta efectiva.

Conocemos:

$$\phi_u = 1$$

$$F_u = 4570.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = A_n = 15.48 \text{ cm}^2$$

$$x = 2.50 \text{ cm}$$

$$L = 8.60 \text{ cm}$$

Por lo tanto:

$$U = \longrightarrow 0.71 \text{ cm (Utilizando la ecuación Ec. 75)}$$

Hallemos la resistencia de fractura de la sección neta, de acuerdo a la ecuación **Ec. 74**, tenemos:

$$P_r = 1 \times 4570 \times 15.48 \times 0.71 = 50191.05 \text{ kg} > P_U = 3556.06 \text{ kg, por lo tanto, cumple.}$$

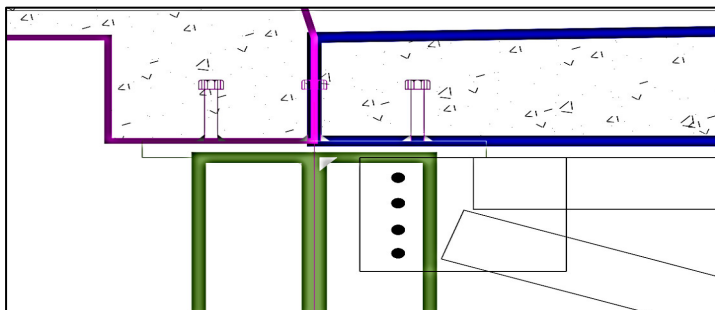
Diseño de la soldadura de la conexión viga-diagonal

Se usará soldadura de filete, cuya resistencia se denota mediante la ecuación **Ec. 76**

A las longitudes mostradas en la **Figura 58**, se le restará 1.5 cm a cada lado para desprejar el aporte de las terminaciones y las esquinas

Figura 58

Geometría de conexión de elementos del diafragma



Nota. Elaboración propia.

Espesor de la soldadura: $e_{\text{sold}} = 1.50 \text{ cm}$

$D = 14.00 \text{ cm}$

$l = 8.60 \text{ cm}$

Ancho = 10.16 cm

Resistencia de la soldadura paralela a la carga, de acuerdo a la ecuación **Ec. 76** es:

$$\phi R_{n1} = 1.0 * 0.6 * 4920 * \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) * (14 + 8.6 - 2 * 1.5) = 40,912.63 \text{ kg}$$

Resistencia de la soldadura perpendicular a la carga, de acuerdo a la ecuación **Ec. 76** es:

$$\phi R_{n2} = 1.0 * 0.6 * 4920 * \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right) * (10.16 - 2 * 1.5) = 14,945.64 \text{ kg}$$

Despreciando el incremento de resistencia de la soldadura perpendicular a la carga debido a su orientación, de acuerdo a la ecuación **Ec. 77**, la resistencia de la soldadura será:

$$\phi R_n = \phi R_{n1} + \phi R_{n2} = 40,912.63 + 14,945.64 = 55,858.27 \text{ kg} > P_u = 3556.06 \text{ kg}$$

Pernos de la conexión viga - diagonal

- **Resistencia al corte.** Se utilizará pernos de alta resistencia ASTM A325: $F_u = 8400$ kg/cm². Utilizando 5 pernos de 1/2":

Donde:

Factor de resistencia al corte: $\phi_c = 0.75$

A_{perno} : Área del perno $\phi_{\text{perno}} = 1/2$ " \longrightarrow $A_{\text{perno}} = 1.27 \text{ cm}^2$

n_{pernos} : Número de pernos \longrightarrow $n_{\text{pernos}} = 4$

f_u : Esfuerzo último de corte $f_u = 8400.00 \text{ kg/cm}^2$ Según ASTM A325

Calculando la resistencia al corte de los pernos, para ello debemos usar la ecuación **Ec. 78**, y obtenemos lo siguiente:

$$\phi V_n = 0.75 * 0.38 * 1.27 * 4 * 8400 = 12130.58$$

Debe cumplirse $12130.58 \text{ kg} > P_u = 3556.06 \text{ kg}$, por lo tanto, cumple.

- **Resistencia al aplastamiento.** Calcularemos la resistencia al aplastamiento de la placa de la conexión. Se utilizará una placa de 3/8" de espesor. Dado que la separación entre pernos y la distancia entre el perno y el borde son mayores a $2d = 2.54$, La resistencia al aplastamiento se denota en la ecuación **Ec. 79**:

Donde:

ϕ_{bb} : Factor de resistencia al aplastamiento, $\phi_{bb} = 0.8$

- Sección de aplastamiento en la placa:

$A_{\text{aplast.}}$: Área de aplastamiento = $d * t$

d : Diámetro del perno $\varnothing_{\text{perno}} = 1/2$ "

t : Ancho de la placa (t) = $3/8$ "

por lo que el $A_{\text{aplast.}} = 1.21 \text{ cm}^2$

n_{pernos} : Número de pernos $n_{\text{pernos}} = 4$

f_u : Esfuerzo último de tensión $f_u = 4570.00 \text{ kg/cm}^2$ Según ASTM A572

por lo tanto, reemplazando valores en la ecuación **Ec. 79** tenemos:

$$\varnothing R_n = 0.8 * 2.4 * d * t * 4570 * 4 = 42456.69$$

$$42456.69 \text{ kg} > P_u = 3556.06 \text{ kg, cumple}$$

Por lo tanto, la placa de conexión de soldadura de diafragmas a las vigas será de espesor de $3/8$ " de $0.20 \text{ m} \times 0.25 \text{ m}$.

c) Conectores de corte

Usando pernos de 1 " de diámetro. La resistencia de un perno es:

$\varnothing_{\text{perno}} = 1$ "

$A_{sc} = 5.07 \text{ cm}^2$

$f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$

$F_u = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 250998.01 \text{ kg/cm}^2$

✓ **Resistencia nominal de los conectores de corte**

La resistencia Nominal, de acuerdo a la ecuación **Ec. 81** es:

$$Q_n = 0.5 * 5.07 * \sqrt{280 * 250998.01} \leq 5.07 * 4200$$

$$Q_n = 21239.4 \text{ kg} < 21281.7 \text{ kg, cumple}$$

✓ **Resistencia factorada de los conectores de corte**

Por lo tanto, la resistencia al corte factorado, de acuerdo a la ecuación **Ec. 80** es:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n = 0.85 * 21239.4 = 18053.5 \text{ kg}$$

Calculando la fuerza cortante de resistencia de los pernos de corte, de acuerdo al artículo 6.10.10.4.2-1 de la AASHTO LRFD.

Tenemos:

bs: Ancho efectivo del perno en el concreto = 10.00 cm

ts: Espesor del concreto = 5.00 cm

Fy: Resistencia a la fluencia ASTM A107 3515.00 kg/cm²

✓ **Cálculo de la fuerza cortante y resistencia de los pernos**

Reemplazamos valores y tenemos lo siguiente:

$$P_{1p} = 0.85f'_c * b_s * t_s = 0.85 * 280 * 10 * 5 = 1190000.0 \text{ kg, de la ecuación Ec. 83}$$

$$P_{2p} = A_s F_y = 1781076.8 \text{ kg, de la ecuación Ec. 84}$$

De acuerdo a la expresión de la ecuación **Ec. 82**, escogemos el menor valor entre P_{1p} y P_{2p} , por lo tanto, $P = 1190000.0 \text{ kg}$.

✓ **Cálculo del número de pernos.**

Para el cálculo de número de pernos de corte (n), usaremos la ecuación **Ec. 85** y obtenemos lo siguiente:

$$n = 132 \text{ pernos}$$

Se distribuirán 132 pernos a lo largo de los 30.00 m de la luz del puente. Ahora utilizando la ecuación **Ec. 86**, la separación (S) entre cada perno de corte es:

$$S = 0.23 \text{ m}$$

Por lo tanto, se colocarán 2 conectores de corte de 1'' @ 0.23 m

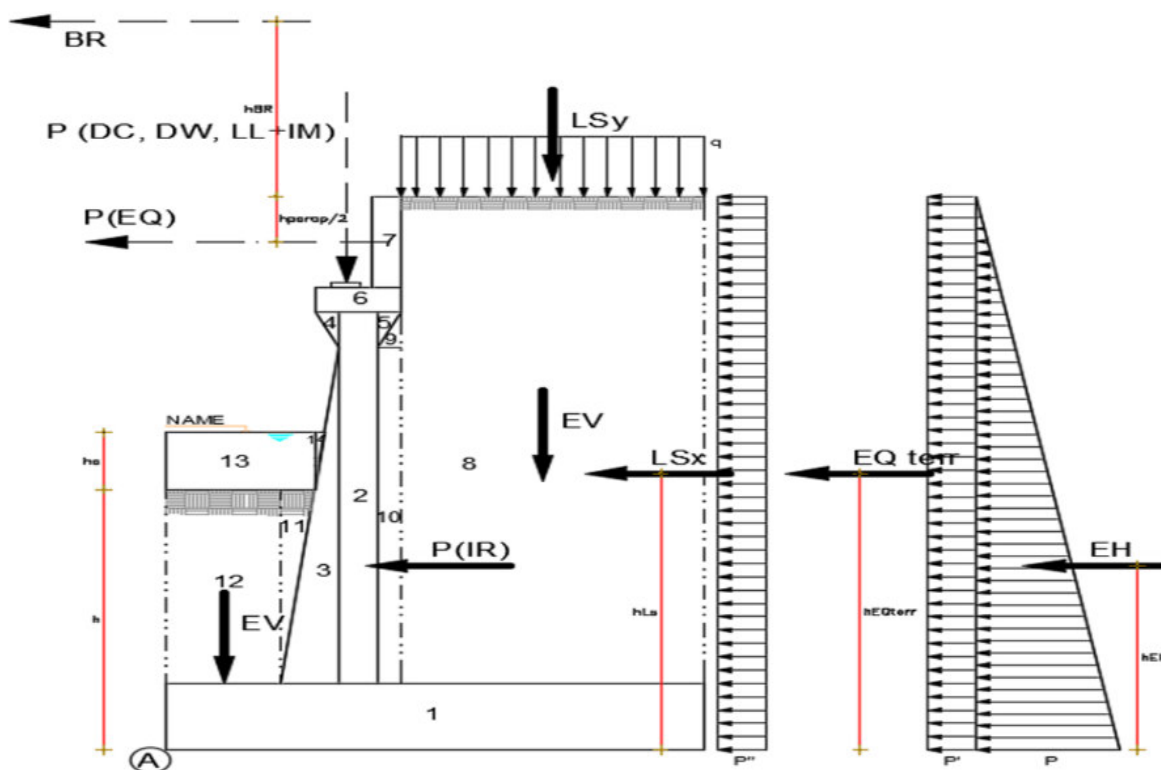
2.8.6.6 Diseño de la subestructura

A. Cálculo de cargas verticales y horizontales del estribo

a) **Cargas verticales.** Hallaremos las cargas verticales debido al peso propio del estribo, para ello, hemos dividido al estribo en 7 áreas (enumeradas del 1 al 7). Las cargas verticales del peso del suelo de relleno y fundación (enumeradas del 8 al 12). También la carga vertical del agua (enumerada del 13 al 14). debemos tomar en cuenta las cargas debido a la sobrecarga vehicular sobre el ancho de relleno del estribo, las cargas puntuales debido al peso de la superestructura (P DC), la carga debido al peso del asfalto (P DW) y la Carga viva amplificada sobre la losa (P LL+IM). Tal y como se visualiza en la **Figura 59**.

Figura 59

Cargas verticales y horizontales en estribo



Nota. Elaboración propia.

✓ **Cargas DC:** Peso propio del concreto armado

Considerando una franja de 1m de longitud de estribo, tomando como referencia el punto “A”, hallaremos los volúmenes de las respectivas áreas y multiplicaremos el peso específico del concreto como se muestra en la **Tabla 9** donde se visualiza las áreas del 1 al 7 de acuerdo a la geometría del estribo que se muestra en la **Figura 59**.

Tabla 9

Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga Dc

Elemento	Volumen	DC	XA	YA	XA.DC	YA.DC
	(m3)	(kg)	(m)	(m)	(kg-m)	(kg-m)
1	13.95	33480.00	4.65	0.75	155682.00	25110.00
2	3.57	8568.00	2.20	4.48	18849.60	38341.80
3	2.14	5136.00	1.63	3.28	8388.80	16863.20
4	0.11	252.00	1.78	7.25	449.40	1827.00
5	0.08	180.00	2.58	7.25	465.00	1305.00
6	0.48	1152.00	2.15	7.65	2476.80	8812.80
7	0.58	1392.00	2.55	8.58	3549.60	11936.40
$\Sigma=$		50160.00			189861.20	104196.20

Nota. Elaboración propia.

✓ **Cargas DC:** Peso total del estribo = 50160.00 kg

$X_A=$ 3.79 m distancia horizontal del centro de gravedad

$Y_A=$ 2.08 m distancia vertical del centro de gravedad

✓ **Cargas P_{DC}:** Peso Propio de la superestructura:

$P_{DC}=$ 10290.9 kg

$$X_A = 3.95 \text{ m}$$

- ✓ **Cargas PD_w**: Peso del asfalto en la superestructura

$$PD_w = 1215.8 \text{ kg}$$

$$X_A = 3.95 \text{ m}$$

- ✓ **Cargas EV**: Peso del terreno. En esta sección se muestra el centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga Ev mostrado en la Tabla 10.

Tabla 10

Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga Ev

Elemento	Volumen	DW	X_A	Y_A	X_A.DW	Y_A.DW
	(m³)	(kg)	(m)	(m)	(kg-m)	(kg-m)
8	51.09	84298.50	6.03	5.40	507898.46	455211.90
9	0.08	123.75	2.67	7.05	330.00	872.44
10	1.34	2206.88	2.63	4.18	5793.05	9213.70
11	0.09	149.27	1.21	2.23	180.57	333.37
12	1.21	1996.50	0.55	2.05	1098.08	4092.83
$\Sigma =$		88774.90			515300.15	469724.24

Nota. Elaboración propia.

$$E_v = 88774.90 \text{ kg}$$

$$X_A = 5.80 \text{ m}$$

$$Y_A = 5.29 \text{ m}$$

- ✓ **Carga WA:** Cargas de agua y presión de flujo que generan las áreas 13 y 14 de la Figura 59 y se muestran en la Tabla 11.

Tabla 11

Centro de gravedad horizontal y vertical debido a la carga WA

Elemento	Volumen (m ³)	DW (kg)	XA (m)	YA (m)	XA.DW (kg-m)	YA.DW (kg-m)
13.00	3.03	4991.25	0.63	3.98	3155.68	19840.22
14.00	0.57	932.94	1.40	4.43	1307.57	4136.05
$\Sigma=$		5924.19			4463.26	23976.27

Nota. Elaboración propia.

$$W_A = 5924.19 \text{ kg}$$

$$X_A = 0.75 \text{ m}$$

$$Y_A = 4.05 \text{ m}$$

- ✓ **Cargas LL+IM:** Cargas vivas amplificadas sobre la losa

$$P_{LL+IM} = 0 \text{ kg}$$

$$X_A = n$$

- ✓ **Cargas LS_y:** Sobrecarga por carga viva en el terreno, utilizando la Tabla 2, la carga

LS_y se calcula como: $heq \cdot Y_{\text{peso}} \cdot \text{ancho de muestra específico del suelo}$

$$LS_y = 6484.50 \text{ kg}$$

$$X_A = 6.03 \text{ m}$$

Para el resumen de cargas verticales en el estribo para 1 m de ancho, ver la **Tabla 12**.

Tabla 12*Resumen de cargas verticales*

Carga	Tipo	P(kg/m)	XA (m)	MV (ton-m/m)
DC	DC	50160.00	3.79	189861.20
PDC	DC	10290.93	3.95	40649.19
PDW	DC	1215.79	3.95	4802.37
EV	EV	88774.90	5.80	515300.15
WA	WA	5924.19	0.75	4463.26
PLL+IM	LL+IM	2347.60	3.95	9272.87
LSY	LS	6484.50	6.03	39069.11
$\Sigma=$				803763.63

Nota. Elaboración propia**b) Cargas horizontales**

Tenemos los siguientes datos:

$$\phi = 30.3^\circ$$

$$\delta = 0^\circ$$

$$\theta = 90^\circ$$

$$\beta = 0^\circ$$

 $\Gamma = 2.26$, de acuerdo a la ecuación **Ec. 88**
El coeficiente de empuje activo, utilizando la ecuación **Ec. 87** es:

$$k_a = 0.33$$

✓ **Cargas L_s :** Sobrecarga por carga viva en el terreno. De acuerdo a la ecuación Ec.

89, tenemos que la componente horizontal de la sobrecarga por carga viva (p'') es:

$$p'' = 326.69 \text{ kg/cm}^2$$

Por ende, la sobrecarga por carga viva en el terreno, de acuerdo a la ecuación **Ec. 90** es:

$$LS_x = 3038.19 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = \text{Altura del estribo (H)} / 2 = 4.65 \text{ m}$$

- ✓ **Cargas EH:** Cargas debido a la presión lateral del terreno, usando la ecuación Ec. 91, tenemos lo siguiente:

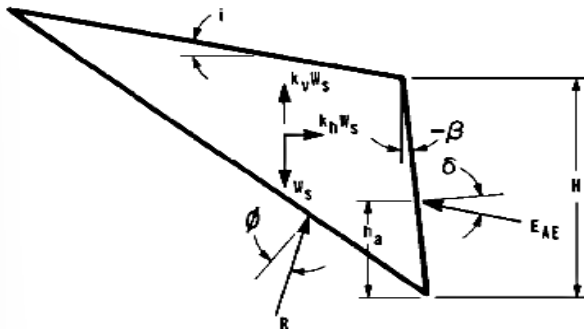
$$EH = 23545.98 \text{ kg/m}$$

$$Y_A = \text{Altura del estribo (H)} / 3 = 3.10 \text{ m}$$

- ✓ **Cargas EQ:** Cargas debido a la acción sísmica del terreno, tal y como se puede apreciar en la **Figura 60**.

Figura 60

Diagrama de fuerzas activas sobre muro



Nota: Extraída de la figura A11.1.1.1-1, diagrama de fuerza de cuña activa, AASHTO, 2020

De acuerdo a lo anterior tenemos:

$$\phi = 30.3^\circ$$

$$\delta = 0.0^\circ$$

$$i = 0.0^\circ$$

$$\beta = 0.0^\circ$$

Según la norma E030 del RNE, de acuerdo a la ubicación y localización del presente trabajo tenemos.

Zonificación sísmica (Z)	Z= 2
Factor de aceleración máx.:	PGA= 0.25
Tipo de suelo	S2
Factor de lugar	F _{PGA} = 1.2
Factor de suelo	S= 1.2

De los datos anteriores, Calculamos θ , para ello vemos los valores de la ecuación **Ec. 94**:

$$k_{ho} = \text{PGA} * F_{\text{PGA}} = 0.3$$

$$k_h = 0.5 * k_{ho} = 0.15$$

$$k_v = 0$$

$$\theta = 8.5^\circ \quad \longrightarrow \quad \text{de acuerdo a la ecuación **Ec. 94**}$$

Entonces el coeficiente de presión activa sísmica, de acuerdo a la ecuación **Ec. 92** es:

$$K_{AE} = 0.429$$

✓ **La acción sísmica del terreno (EQ_{Terr}):**

$E_{AE} = 30613.69 \text{ kg/m}$, resultado de utilizar la ecuación **Ec. 93**

$E_{Q_{terr}} = 7067.70 \text{ kg/m}$, usando la ecuación **Ec. 95**

$Y_A = \text{Altura de estribo (H)}/2 = 4.65 \text{ m}$

✓ **Fuerza inercial del estribo (P_{IR}):** De acuerdo a la ecuación **Ec. 96**

$P_{IR} = 20840.23 \text{ kg/m}$

$$Y_A = \frac{\text{Cargas DC} * Y_A + \text{Cargas EV} * Y_A}{\text{Cargas (DC+EV)}} = 4.13 \text{ m}$$

- ✓ **Efecto combinado de P_{ae} y P_{ir} .** De acuerdo al art. AASHTO (2020) 11.6.5.1 debemos tomar el resultado más conservador de:

$$P_{AE} + 0.5 P_{IR} = 41033.80 \text{ kg/m, según ecuación Ec. 97}$$

$$(0.5P_{AE} > EH) + 0.5 P_{IR} = 40421.53 \text{ kg/m, de acuerdo a la ecuación Ec. 98}$$

Se escoge la segunda opción, Para nuestro caso escogemos $0.5 \cdot P_{ir}$ y EQ_{terr} . por separado:

$$EQ_{terr} = 7067.70 \text{ kg/m}$$

$$0.5 P_{IR} = 10420.12 \text{ kg/m}$$

- ✓ **Carga P_{EQ} :** Carga sísmica por superestructura

Sabemos:

$$PDC+DW = 10290.93 \text{ kg/m}$$

$$A_{SH} = K_{ho} = 0.3$$

por lo tanto: $P_{EQ} = 3087.28 \text{ kg/m}$, resultado de usar la ecuación **Ec. 99**

$$Y_A = 8.58 \text{ m}$$

- ✓ **Carga de frenado (BR)**

$$BR = 9818.60 \text{ kg/m } 25\% \text{ del peso del camión de diseño}$$

$$BR = 739.03 \text{ kg/m } 25\% \text{ del peso del Tándem de diseño}$$

$$BR = 2676.22 \text{ kg/m } 5\% \text{ carga de diseño + carril de diseño}$$

Por lo tanto, la carga de frenado será:

$$BR = 9818.60 \text{ kg/m (mayor valor)}$$

$$h_{br} = 1.8$$

$$Y_A = 11.10 \text{ m}$$

Ahora para el resumen de cargas horizontales en el estribo para 1 m de ancho, ver la **Tabla 13**.

Tabla 13*Resumen de cargas horizontales*

Carga	Tipo	P(kg/m)	YA (m)	MH (ton-m/m)
LS_X	LS	3038.19	4.65	14127.59
EH	EH	23545.98	3.10	72992.55
EQ_{terr}	EQ	7067.70	4.65	32864.82
0.5P_{IR}	EQ	10420.12	4.13	43044.03
P_{EQ}	EQ	3087.28	8.58	26473.43
BR	BR	9818.60	11.10	108986.49
$\Sigma=$		56,977.88		298,488.91

Nota. Elaboración propia.

B. Estados límite aplicables y combinaciones de carga. Usaremos los siguientes factores teniendo como referencia la **Figura 26**. Para nuestro caso para las cargas verticales según la información que se muestra en la **Tabla 14**.

Tabla 14*Estados límite para las diversas combinaciones de cargas verticales*

Estados límite	G_{DC}	G_{DW}	G_{EV}	G_{LL+IM}	G_{LSY}	Aplicación
Resistencia Ia	0.9	0.65	1	0	0	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.5	1.35	1.75	1.75	Presiones y resistencia
Evento extremo Ia	0.9	0.65	1	0	0	Deslizamiento y vuelco
Evento extremo Ib	1.25	1.5	1.35	0.5	0.5	Presiones y resistencia
Servicio I	1	1	1	1	1	Agrietamiento

Nota. Elaboración propia.

Los factores de carga de cargas horizontales AASHTO LRFD se muestran en la **Tabla 15**.

Tabla 15

Estados límite para las diversas combinaciones de cargas horizontales

Estados límite	G_{LSX}	G_{EH}	G_{EQ}	G_{BR}	G_{LSX}	Aplicación
Resistencia Ia	1.75	1.5	0	1.75	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.75	1.5	0	1.75	1.75	Presiones y resistencia
Evento extremo Ia	0.5	1.5	1	0.5	0.5	Deslizamiento y vuelco
Evento extremo Ib	0.5	1.5	1	0.5	0.5	Presiones y resistencia
Servicio I	1	1	0	1	1	Agrietamiento

Nota. Elaboración propia.

C. Estabilidad de estribo con puente

Para ello adoptamos los siguientes datos

FSD=	1.5	Factor de seguridad al deslizamiento
FSV=	2	Factor de seguridad al volteo
μ =	0.58	Coefficiente de fricción
$\sigma_{adm. t.}$ =	3.01 kg/cm ²	Capacidad portante admisible

a) Fuerzas y momentos actuantes factorados

Las cargas verticales (**Vu**), se muestran en la **Tabla 16**.

Tabla 16*Cargas verticales en los diversos estados límite.*

Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	V_U(Kg)
V (Kg)	50160.00 kg	10290.9	1215.8	88774.90	2347.6	6484.5	159273.68
Resistencia Ia	45144.00 kg	9261.84	790.26	88774.90	0.00	0.00	143971.00
Resistencia Ib	62700.00 kg	12863.67	1823.68	119846.11	4108.23	11347.88	212842.63
Evento extremo Ia	45144.00 kg	9261.84	790.26	88774.90	0.00	0.00	143971.00
Evento extremo Ib	62700.00 kg	12863.67	1823.68	119846.11	1173.78	3242.25	201693.22
Servicio I	50160.00 kg	10290.93	1215.79	88774.90	2347.56	6484.50	159273.68

Nota. Elaboración propia.

El momento estabilizador por cargas verticales (M_{VU}) se muestra en la **Tabla 17.**

Tabla 17*Momentos verticales en los diversos estados límite*

Tipo	DC		DW	EV	LL+IM	LS	Σ
Carga	DC	PDC	PDW	EV	PLL+IM	LSY	MVU(Kg-m)
MV(Kg-m)	189861.20	40649.19	4802.37	515300.15	9272.87	39069.11	798954.89
Resistencia Ia	170875.08	36584.27	3121.54	515300.15	0.00	0.00	725881.04
Resistencia Ib	237326.50	50811.49	7203.55	695655.20	16227.52	68370.95	1075595.21
Evento extremo Ia	170875.08	36584.27	3121.54	515300.15	0.00	0.00	725881.04
Evento extremo I b	237326.50	50811.49	7203.55	695655.20	4636.43	19534.56	1015167.74
Servicio I	189861.20	40649.19	4802.37	515300.15	9272.87	39069.11	798954.89

Nota. Elaboración propia.

Las Cargas Horizontales (Hu) se muestran en la Tabla 18.

Tabla 18

Cargas horizontales en los diversos estados límite.

Tipo	LS	EH	EQ			BR	Σ
Carga	LS	EH	EQ terr	0.5PIR	PEQ	BR	H_U(Kg)
h (kg)	3038.19	23545.98	7067.70	10420.12	3087.28	9818.60	56977.88
Resistencia Ia	5316.83	35318.97	0.00	0.00	0.00	17182.56	57818.36
Resistencia Ib	5316.83	35318.97	0.00	0.00	0.00	17182.56	57818.36
Evento extremo Ia	1519.10	35318.97	7067.70	10420.12	3087.28	4909.30	62322.47
Evento extremo Ib	1519.10	35318.97	7067.70	10420.12	3087.28	4909.30	62322.47
servicio I	3038.19	23545.98	0.00	0.00	0.00	9818.60	36402.78

Nota. Elaboración propia.

El tomento estabilizador por cargas Horizontales (M_{HU}) se muestra en la Tabla 19.

Tabla 19

Momentos horizontales en los diversos estados límite.

Tipo	LS	EH	EQ			BR	Σ
Carga	LSX	EH	EQ terr	0.5PIR	PEQ	BR	M_{HU}(Kg)
M _h (kg)	14127.59	72992.55	32864.82	43044.03	26473.43	108986.49	298488.91
Resistencia Ia	24723.28	109488.82	0.00	0.00	0.00	190726.36	324938.46
Resistencia Ib	24723.28	109488.82	0.00	0.00	0.00	190726.36	324938.46
Evento extremo Ia	7063.79	109488.82	32864.82	43044.03	26473.43	54493.25	273428.14
Evento extremo Ib	7063.79	109488.82	32864.82	43044.03	26473.43	54493.25	273428.14
Servicio I	14127.59	72992.55	0.00	0.00	0.00	108986.49	196106.63

Nota. Elaboración propia.

b) Verificación de estabilidad y esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo del e máx.: Para nuestro caso el "e máx." es: 3.72 m

se deberán usar las ecuaciones **Ec. 100** y **Ec. 101**, las cuales se muestran en la **Tabla 20**.

Tabla 20

Excentricidad de las cargas en los diversos estados límite.

Estado	Vu	MVu	Mhu	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u} \quad e = \frac{B}{2} - X_o$		e máx.
	(kg/m)	(kg-m)	(kg-m)			(m)
Resistencia Ia	143971.00	725881.04	324938.46	2.78	1.87	3.10
Resistencia Ib	212689.57	1075595.21	324938.46	3.53	1.12	3.10
Evento extremo Ia	143971.00	725881.04	273428.14	3.14	1.51	3.72
Evento extremo Ib	201649.49	1015167.74	273428.14	3.68	0.97	3.72

Nota. Elaboración propia.

Deslizamiento en la base del estribo

tenemos:

$$\mu = 0.583 \quad \mu = \tan(\emptyset) \quad \text{Coeficiente de fricción entre suelo y estribo}$$

$\emptyset =$	1	Para estados límite de resistencia (AASHTO 10.5.5.2.2-1)
	1	Para estados de evento extremo (AASHTO 11.6.5)

Se muestra las fuerzas deslizantes vs las fuerzas resistentes, utilizando además las ecuaciones **Ec.**

103 y **Ec. 104** las mismas que se muestran en la **Tabla 21**

Tabla 21*Cálculo del deslizamiento de la base del estribo*

Estado	Vu (kg/m)	Resistente $F_f = \mu(\phi t) Vu$ (kg/m)	Hu (kg-m)
Resistencia Ia	143971.00	83980.69	57818.36 kg-m
Resistencia Ib	212689.57	124065.38	57818.36 kg-m
Evento extremo Ia	143971.00	83980.69	62322.47 kg-m
Evento extremo Ib	201649.49	117625.52	62322.47 kg-m

Nota. Elaboración propia.**Presiones actuantes en la base del Estribo**

- **Capacidad de carga factorada del terreno (q_R).** Se deberá usar la ecuación **Ec. 105.**

Los resultados se muestran en la **Tabla 22.** EL factor de seguridad (FS)= 3

Tabla 22*Presiones actuantes sobre el estribo*

Estado	ϕ_b	q_R (kg/cm²)
Resistencia	0.55	4.97 kg/cm ²
Evento extremo	1	9.03 kg/cm ²
Servicio	---	3.01 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia.

La estabilidad por capacidad portante del suelo se muestra en la **Tabla 23,** para ello se deberán utilizar las ecuaciones **Ec. 100, Ec. 101 y Ec. 106.**

Tabla 23*Estabilidad por capacidad portante del suelo*

Estado	Vu (kg/m)	MVu (kg-m)	Mhu (kg-m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{Vu}{B - 2 * e}$
Resistencia Ia	143971.00	725881.04	324938.46	2.78	1.87	2.58
Resistencia Ib	212689.57	1075595.21	324938.46	3.53	1.12	3.01
Evento extremo Ia	143971.00	725881.04	273428.14	3.14	1.51	2.29
Evento extremo Ib	201649.49	1015167.74	273428.14	3.68	0.97	2.74
Servicio I	159273.68	798954.89	196106.63	3.78	0.87	2.10

Nota. Elaboración propia.***D. Estabilidad de estribo sin puente***

Para ello adoptamos los siguientes datos

FSD= 1.5	Factor de seguridad al deslizamiento
FSV= 2	Factor de seguridad al volteo
$\mu = 0.58$	Coefficiente de fricción
$\sigma_{adm} t. = 3.01 \text{ kg/cm}^2$	Capacidad portante admisible del terreno

a) Fuerzas y momentos actuantes factorados

Cargas verticales (Vu)

Tabla 24

Cargas verticales- sin considerar la superestructura

Tipo	DC	EV	LS	Σ
Carga	DC	EV	LSY	V_U(Kg)
V (Kg)	50160.00 kg	88774.90 kg	6484.5 kg	145419.40 kg
Resistencia Ia	45144.00 kg	88774.90 kg	0.0 kg	133918.90 kg
Resistencia Ib	62700.00 kg	119846.11 kg	11347.9 kg	193893.98 kg
Evento extremo Ia	45144.00 kg	88774.90 kg	0.0 kg	133918.90 kg
Evento extremo Ib	62700.00 kg	119846.11 kg	3242.3 kg	185788.36 kg
Servicio I	50160.00 kg	88774.90 kg	6484.5 kg	145419.40 kg

Nota. Elaboración propia.

El momento estabilizador por cargas verticales (M_{VU}) se muestra en Tabla 25.

Tabla 25

Momentos verticales en diversos estados límite- sin la superestructura

Tipo	DC	EV	LS	Σ
Carga	DC	EV	LSY	M_{VU}(Kg-m)
M _V (Kg-m)	189861.20 kg-m	515300.15 kg-m	39069.11 kg-m	744230.46 kg-m
Resistencia Ia	170875.08 kg-m	515300.15 kg-m	0.00 kg-m	686175.23 kg-m
Resistencia Ib	237326.50 kg-m	695655.20 kg-m	68370.95 kg-m	1001352.65 kg-m
Evento extremo Ia	170875.08 kg-m	515300.15 kg-m	0.00 kg-m	686175.23 kg-m
Evento extremo Ib	237326.50 kg-m	695655.20 kg-m	19534.56 kg-m	952516.26 kg-m
Servicio I	189861.20 kg-m	515300.15 kg-m	39069.11 kg-m	744230.46 kg-m

Nota. Elaboración propia.

Cargas horizontales (Hu)

Las Cargas Horizontales se muestran en la **Tabla 26** y los momentos horizontales en la **Tabla 27**.

Tabla 26.

Cargas horizontales en diversos estados límite - sin la superestructura

Tipo	LS	EH	EQ		Σ
Carga	LS	EH	EQ terr	0.5PIR	H_U(Kg)
H (Kg)	3038.19 kg	23546.0 kg	7067.7 kg	10420.12 kg	44071.99 kg
Resistencia Ia	5316.83 kg	35319.0 kg	0.0 kg	0.00 kg	40635.81 kg
Resistencia Ib	5316.83 kg	35319.0 kg	0.0 kg	0.00 kg	40635.81 kg
Evento extremo Ia	1519.10 kg	35319.0 kg	7067.7 kg	10420.12 kg	54325.89 kg
Evento extremo Ib	1519.10 kg	35319.0 kg	7067.7 kg	10420.12 kg	54325.89 kg
Servicio I	3038.19 kg	23546.0 kg	0.0 kg	0.00 kg	26584.17 kg

Nota. Elaboración propia.

Tabla 27

Momentos horizontales en diversos estados límite - sin la superestructura

Tipo	LS	EH	EQ		Σ
Carga	LSX	EH	EQ terr.	0.5PIR	M_{HU}(Kg)
M _H (Kg)	14127.59 kg	72992.55 kg	32864.82 kg	43044.03 kg	163028.99 kg
Resistencia Ia	24723.28 kg	109488.82 kg	0.00 kg	0.00 kg	134212.10 kg
Resistencia Ib	24723.28 kg	109488.82 kg	0.00 kg	0.00 kg	134212.10 kg
Evento extremo Ia	7063.79 kg	109488.82 kg	32864.82 kg	43044.03 kg	192461.47 kg
Evento extremo Ib	7063.79 kg	109488.82 kg	32864.82 kg	43044.03 kg	192461.47 kg
Servicio I	14127.59 kg	72992.55 kg	0.00 kg	0.00 kg	87120.14 kg

Nota. Elaboración propia.

b) Verificación de estabilidad y esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Cálculo del e máx.: Para nuestro caso el "e máx." es: 3.72 m

En la **Tabla 28** se muestra la verificación por volcamiento sin considerar la superestructura.

Tabla 28

Verificación por volcamiento- sin considerar la superestructura

Estado	Vu (kg/m)	MVu (kg-m)	Mhu (kg-m)	$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	e máx. (m)
Resistencia Ia	133918.90	686175.23	134212.10	4.12	0.53	3.10
Resistencia Ib	193893.98	1001352.65	134212.10	4.47	0.18	3.10
Evento extremo Ia	133918.90	686175.23	192461.47	3.69	0.96	3.72
Evento extremo Ib	185788.36	952516.26 k	192461.47	4.09	0.56	3.72

Nota. Elaboración propia.

Deslizamiento en la base del estribo

Tenemos:

$\mu = 0.583$ $\mu = \tan(\emptyset)$ Coeficiente de fricción entre suelo y estribo

$\emptyset_t = 1$ Para estados límite de resistencia (AASHTI 10.5.5.2.2-1)

1 Para estados de evento extremo (AASHTI 11.6.5).

Utilizar la ecuación **Ec. 103**. Los resultados se muestran en la **Tabla 29**

Tabla 29*Verificación por deslizamiento- sin considerar la superestructura*

Estado	Vu (kg/m)	Resistente $F_f = \mu(\phi t) Vu$ (kg/m)	Hu (kg-m)
Resistencia Ia	133918.90 kg	78117.12831	40635.81 kg-m
Resistencia Ib	193893.98 kg	113101.599	40635.81 kg-m
Evento extremo Ia	133918.90 kg	78117.12831	54325.89 kg-m
Evento extremo Ib	185788.36 kg	108373.4526	54325.89 kg-m

Nota. Elaboración propia.**Presiones actuantes en la base del Estribo**

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R). Para ello se utilizará las ecuaciones **Ec. 105**, también las ecuaciones **Ec. 100**, **Ec. 101** y **Ec. 106**; cuyos resultados se muestran en la **Tabla 30** y **Tabla 31** respectivamente. Considerar el factor de seguridad (FS)= 3.

Tabla 30*Tabla de capacidad admisibles factorados*

Estado	ϕ_b	q_R(kg/cm²)
Resistencia	0.55	4.97 kg/cm ²
Evento extremo	1	9.03 kg/cm ²
Servicio	---	3.01 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia.

Tabla 31*Verificación por capacidad portante- sin considerar la superestructura*

Estado	Vu (kg/m)	M_{Vu} (kg-m)	M_{hu} (kg-m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{Vu}{B-2*e}$
Resistencia Ia	133918.90	686175.23	134212.10	4.12	0.53	1.62
Resistencia Ib	193893.98	1001352.65	134212.10	4.47	0.18	2.17
Evento extremo Ia	133918.90	686175.23	192461.47	3.69	0.96	1.82
Evento extremo Ib	185788.36	952516.26	192461.47	4.09	0.56	2.27
Servicio I	145419.40	744230.46	87120.14	4.52	0.13	1.61

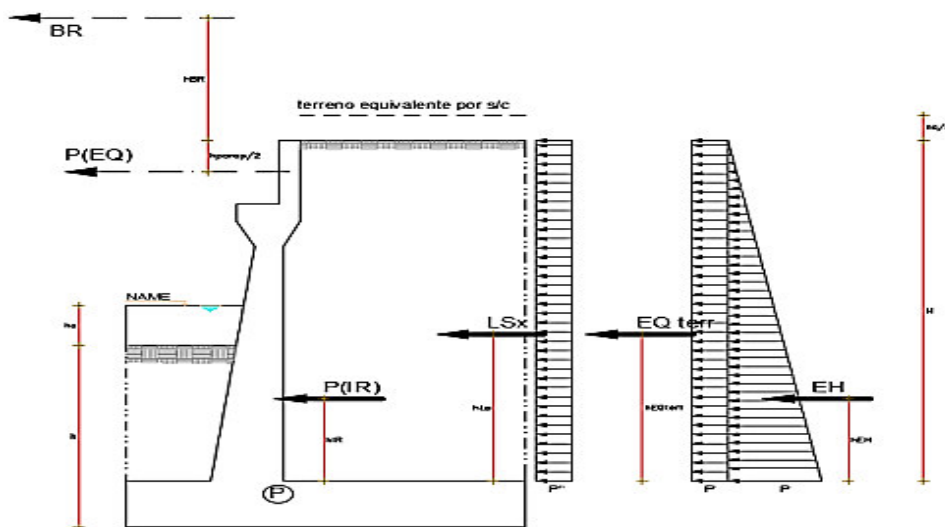
Nota. Elaboración propia.***E. Cálculo del acero*****a) Diseño de pantalla**

Tenemos los siguientes datos:

$k_A = 0.33$	Coefficiente de empuje activo
$h_{eq} = 0.6 \text{ m}$	Altura equivalente para sobrecarga vehicular sobre terreno.
$Y_s = 1650 \text{ kg/m}^3$	Peso específico del suelo
$k_{AE} = 0.43$	Coefficiente de empuje activo sísmico
$h_{PT} = 7.8 \text{ m}$	Altura de pantalla de estribo

Figura 61

Cargas horizontales del estribo



Nota. Elaboración propia.

Carga debido a la sobrecarga vehicular (LS). Usando la ecuación **Ec. 108** tenemos:

$$L_S = 326.69 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_P = 3.9 \text{ m}$$

Carga debido a la presión lateral del suelo (EH). Usando la ecuación **Ec. 109**, tenemos:

$$E_H = 4246.93 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_P = 2.6 \text{ m}$$

Carga debido a la acción sísmica del terreno (EQ terr). Usando la ecuación **Ec. 110** tenemos:

$$EQ_{terr} = 637.39 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_P = 3.9 \text{ m}$$

Carga debido a la fuerza inercial del estribo (0.5 P_{IR}). Para calcular P_{IR} debemos de excluir la masa del suelo sobre el talón. Debemos usar la ecuación **Ec. 111** y para ello debemos tener en cuenta los siguientes términos:

$$k_{ho} = PGA * F_{PGA} = 0.3$$

$$kh = 0.5 \quad k_{ho} = 0.15$$

W_{estribo} : Peso del estribo a partir del punto P

$$W_{\text{estribo}} = 16680.00 \text{ kg}$$

Usando la ecuación **Ec. 111**, la carga debido a la fuerza inercial ($0.5 P_{IR}$) es:

$$0.5P_{IR} = 1251 \text{ kg/m}$$

$$Y_P = 4.1 \text{ m}$$

Carga debido a la superestructura (PEQ): es la carga sísmica debido a la superestructura. Usando la ecuación **Ec. 112**:

$$PEQ = 3087.28 \text{ kg/m}^2$$

$$Y_P = 8.6 \text{ m}$$

Carga debido al frenado vehicular (BR): Usando la ecuación **Ec. 113** tenemos:

$$BR = 9818.60$$

$$Y_P = 11.1 \text{ m}$$

En la **Tabla 32** se muestra el resumen de cargas por 1 metro lineal de estribo.

Tabla 32

Resumen de las cargas por cortante y flexión del estribo

Carga	Carga distribuida (kg/m ²)	Carga (kg/m)	Y _p (m)	M(kg-m/m)
LS	326.69	2548.16	3.90	9937.83
EH	4246.93	33126.09	2.60	86127.82
EQ _{terr}	637.39	4971.66	3.90	19389.48
0.5P _{IR}	-	1251.00	4.13	5167.70
P _{EQ}	-	3087.28	8.58	26473.43
BR	-	9818.60	11.10	108986.49

Nota. Elaboración propia.

b) Acero por flexión:***Momento de diseño en la base de la pantalla*****- Estado límite de resistencia I, con $n=n_D \cdot n_R \cdot n_I=1$**

De acuerdo a la ecuación **Ec.114**, el momento último para el estado límite de resistencia I es de: $M_u = 337309.29 \text{ kg-m/m}$

- Estado límite de evento extremo I, con $n=n_D \cdot n_R \cdot n_I=1$

De acuerdo a la tabla de la norma AASHTO 11.5.6-4 el momento último será calculado como se muestra en la ecuación **Ec.115**. Por lo que el momento último para el estado límite de evento extremos I es de: 164979.47 kg-m/m .

Usamos el mayor momento último para el diseño:

$$M_u = 337309.29 \text{ kg-m/m}$$

Asumimos usar acero de: $\phi_{\text{varilla}} = 1 \frac{3}{8} \text{ ''}$

El recubrimiento del acero en el concreto es de: $r = 0.05 \text{ m}$

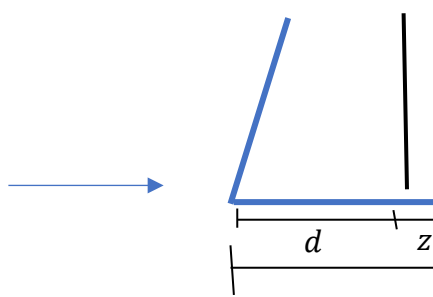
La distancia eje varilla de acuerdo a la ecuación Ec.116 es: $z = r + \frac{\phi_{\text{VARILLA}}}{2} = 0.0675 \text{ m}$

Debemos hallar el área de acero requerido

Esquema de parte inferior de pantalla de estribo

$$d = 1.33 \text{ m}$$

$$h = 1.40 \text{ m}$$



De acuerdo a la teoría de elasticidad usaremos las ecuaciones: **Ec.117**, **Ec.118** y **Ec.119**, donde los datos numéricos que necesitan las ecuaciones se presentan a continuación:

Coeficiente de resistencia: $\phi = 1$ Art.11.5.8 de AASHTO

Resistencia del concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero G60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 longitud efectiva: $d = 133.25 \text{ cm}$
 Acho de análisis: $b = 100.00 \text{ cm}$
 Momento último: $M_u = 33730929.38 \text{ kg.cm/m}$

Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar hasta que no haya variación:

1° iteración

$A_s = 66.97 \text{ cm}^2$ \longrightarrow $a = 15.76 \text{ cm}$

2° iteración

$A_s = 64.06 \text{ cm}^2$ \longrightarrow $a = 15.07 \text{ cm}$

3° iteración

$A_s = 65.84 \text{ cm}^2$ \longrightarrow $a = 15.03 \text{ cm}$

4° iteración

$A_s = 63.87 \text{ cm}^2$ \longrightarrow $a = 15.03 \text{ cm}$ OK

Cálculo del momento de ruptura del concreto

$S_c = 326666.70 \text{ cm}^3$, resultado de acuerdo a la ecuación **Ec.122**.

$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2$, resultado de acuerdo a la ecuación **Ec.121**.

Por lo tanto: $M_{CR} = 10466541.77 \text{ kg.cm}$, resultado de la ecuación **Ec.120**.

- Cálculos de 1.33 Mu:

$$1.33 * M_u = 44862136.08 \text{ kg.cm}$$

El menor valor es: $10466541.77 \text{ kg.cm}$

Se debe cumplir que: $M_u > \text{Min}(M_{CR} \text{ o } 1.33M_u)$

$$33730929.38 \text{ kg.cm} > 10466541.77 \text{ kg.cm} \quad (\text{cumple})$$

Usamos $\varnothing_{\text{varilla}} = 1 \frac{3}{8} \text{ ''}$, por ende, el área de acero es $(A_s) = 63.87 \text{ cm}^2$

- Distribución de acero en pantalla (s).

De acuerdo a la ecuación **Ec.123** tenemos la distribución (s) de 15.16 cm. Por lo tanto, adoptamos varillas $\varnothing 1\ 3/8\ '' @ 15\ \text{cm}$

Acero por temperatura. El artículo 5.10.8.2-1 establece que el acero por temperatura se denota de acuerdo a la ecuación **Ec. 124**.

Por lo tanto, tomando como espesor promedio de la pantalla ($b_{\text{prom.}}$)

$$(b_{\text{prom.}}) := 1/2 (t_{\text{inf.}} + t_{\text{sup.}}) = 1.00\ \text{m}$$

$$\text{altura de la pantalla } (h_{\text{pantalla}}) = h = 9.30 - 1.50 = 7.80\ \text{m}$$

Por lo tanto: 7.98 cm²/m en cada cara, de acuerdo a la ecuación **Ec.124**

Además, se debe cumplir conforme al artículo 5.10.8.2-2, lo siguiente:

$$2.33\ \text{cm}^2 < A_s = 7.98 < 12.70\ \text{cm}^2 \quad (\text{cumple})$$

Asumimos usar acero $\phi_{\text{ACERO}} = 1/2\ ''$

El artículo 5.10.8 del AASHTO, de acuerdo a la ecuación **Ec. 125** establece que:

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 300\ \text{cm} \quad (\text{cumple})$$

$$S_{\text{máx}} = 45\ \text{cm} \quad (\text{cumple})$$

- Distribución de acero en pantalla (s) = 16.06 cm, de acuerdo a la ecuación Ec.126

adoptamos: \longrightarrow varillas $\varnothing 1/2\ '' @ 16\ \text{cm}$

Según Rodríguez (2014), el acero de temperatura se coloca por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en los dos sentidos.

Para nuestro caso en particular definimos lo siguiente

En la cara interna al relleno, acero de forma perpendicular al acero principal

adoptamos \longrightarrow varillas $\varnothing 5/8\ '' @ 16\ \text{cm}$

En la cara externo al relleno, acero principal

Adoptamos \longrightarrow varillas \varnothing 5/8" @ 16 cm

En la cara externa al relleno, perpendicular a la cara principal

adoptamos \longrightarrow varillas \varnothing 1/2 " @ 16 cm

Revisión de fisuración debido a la distribución de armadura en estribo

El artículo de las AASHTO LRFD 5.7.3.4, establece criterios para el acero negativo y positivo en Armaduras.

- Momento actuante

Se deberá usar una sección agrietada con una franja de 12.00 cm de ancho, para el diseño por estado límite de servicio I con $n=n_D*n_R*n_I=1$

De tabla AASHTO 3.4.1-1, de acuerdo a la ecuación **Ec. 127** tenemos lo siguiente:

$$M_S = 1*(1*9937.83 + 1.0* 86127.82+1*108986.49) = 205052.14 \text{ kg-m/m}$$

- Para un ancho tributario de: 0.15 m

$$M_S * 0.15 = 205052.14*0.15= 30757.82 \text{ kg-m}$$

- Ubicación del eje neutro

Módulo de elasticidad del acero (E_S) = 2100000 kg/cm²

Módulo de elasticidad del concreto = $E_C = 15300 * \sqrt{f'_c} = 221718 \text{ kg/cm}^2$

Cálculo de la relación modular entre acero y el concreto (n)

$$n = \frac{E_S}{E_C} = \frac{2100000}{221718} = 9.5, \text{ según la ecuación } \mathbf{Ec. 128}$$

$$d_c = \text{recub.} + \frac{\varnothing_{var}}{2} = 5.0 + \frac{3.493}{2} = 6.75 \text{ cm, de acuerdo a la ecuación } \mathbf{Ec.129}$$

Debemos saber los siguientes datos:

n: relación modular = 9.5

A_s : Área de acero = 9.58 cm²

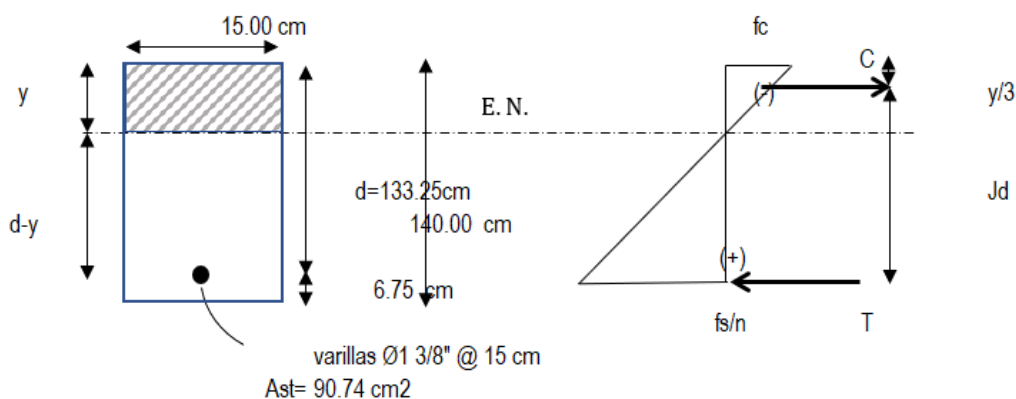
A_s : Área de acero transformado = $n \cdot A_s = 90.74$ cm²

d = peralte efectivo = 133.25 cm

Todos aquellos datos la podemos observar como se muestra en la **Figura 62**.

Figura 62

Dimensiones de sección en tracción y compresión de concreto armado



Nota. Elaboración propia.

Calcularemos el momento respecto del eje neutro para determinar “ y ”:

Del gráfico decimos lo siguiente:

$$15y \left(\frac{y}{2} \right) = 90.74(133.25 - y)$$

$$7y^2 + 90.74y - 12091 = 0$$

De la ecuación anterior tenemos: $y_1 = 34.56$ cm e $y_2 = -46.65$ cm . Escogemos el resultado positivo.

- Esfuerzo de acero principal bajo cargas de servicio:

El brazo j_d entre las cargas es:

$$j_d = 133.25 - \frac{34.56}{3} = 121.74 \text{ cm, de acuerdo a la Ec. 130}$$

El esfuerzo del acero será:

$$f_{ss} = \frac{30757.82 \cdot 100}{121.74 \cdot 9.58} = 2637.40 \text{ kg/cm}^2, \text{ de acuerdo a la ecuación Ec. 131}$$

Separación máxima de la armadura β_s conforme al artículo 5.7.3.4.1 es:

$$\beta_s = 1 + \frac{6.75}{0.7(140-6.75)} = 1.07, \text{ de acuerdo a la ecuación Ec. 132}$$

Para condición severa $\gamma_e = 0.75$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 \cdot 0.75}{1.07 \cdot 2637.40} - 2 \cdot 6.75 = 20 \text{ cm} > S=15 \text{ cm}, \text{ de acuerdo a la ecuación Ec. 133}$$

por lo que cumple con dicha condición.

- **Revisión por corte.** Debemos conocer los siguientes valores:

DC= 45144.00 kg, cortante resistente por resistencia Ia

PDC= 9261.84 kg, peso de la superestructura por resistencia Ia

Tenemos: DC+PDC=54405.84 kg. Esto representa el (4.62% de la resistencia a compresión del muro. Por ende, concluimos que el muro se comporta como elemento a flexión.

$$V_U = 1.0(1.75 \cdot 2548.16 + 0.90 \cdot 33126.09 + 1.75 \cdot 9818.60)$$

$$V_U = 51455.31 \text{ kg/m}, \text{ resultado de acuerdo a la ecuación Ec. 134}$$

La fuerza cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de evento extremo

I con $n=n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$. Para una franja de estribo para nuestro análisis de 1.0 m de longitud.

De acuerdo a la tabla 11.5.6.4 de la AASHTO LRFD, tenemos lo siguiente:

$$V_U = 1.0(0.5 \cdot 2548.16 + 1.00 \cdot 33126.09 + 1.0 \cdot 4971.66 + 0.50 \cdot 9818.60)$$

$$V_U = 44281.13 \text{ kg/m}, \text{ resultado de acuerdo a la ecuación Ec. 135}$$

Por lo tanto, se escoge al mayor valor $V_u = 51455.31 \text{ kg/m}$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD es:

$$V_r = \phi V_n$$

Factor de resistencia al corte $\phi = 0.9$ según Art. 5.5.4.2

El cortante nominal se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente mediante la ecuación **Ec. 136**.

Debido a que no se tiene armadura transversal, $V_s=0$ y $V_p=0$, si en caso no cumpliera el cortante máximo resistente, se debe adicionar acero transversal de refuerzo

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento se determina mediante la ecuación **Ec. 137**

Además:

b_v : Ancho de diseño de la pantalla = 100.00 cm

d : Peralte efectivo= 133.25 cm

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2 = 125.74$ cm

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre:

$$\left. \begin{array}{l} d_v > 0.9 d_e = 119.93 \text{ cm} \\ 0.72h = 100.80 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ cumple}$$

Según AASHTO (2020) el artículo 5.8.3.4.1 el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la pantalla no supere a $3d_v$, es decir, no supere los 3.28 m. En vista de que nuestra altura de pantalla es de $9.3 > 3.28$, se deberá encontrar el valor de β con el procedimiento general de acuerdo al artículo 5.8.3.4.1 de la AASHTO LRFD.

Sabemos que:

$$M_u = 337309.29 \text{ kg-m/m}$$

$$V_u = 51455.31 \text{ kg/m}$$

Se debe cumplir de acuerdo la ecuación **Ec. 140** lo siguiente :

$$337309.29 \text{ kg-m/m} > 64699.59, \text{ por lo tanto, si se cumple}$$

Entonces el valor de la deformación longitudinal del acero es:

$\varepsilon_s = 0.00200349$, resultado de acuerdo a la ecuación **Ec. 139**

El valor de S_{xe} está determinado de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2-5

El peralte efectivo en pulgadas será: $s_x=d_v = 49.50$ "

El tamaño máximo del agregado, en este caso el diámetro de la piedra chancada es:

$a_g = 1 \frac{3}{8}$ " aproximadamente 3 cm (aceptable)

El parámetro de separación de grietas es:

$S_{xe} = 34.07$ ", de acuerdo a la ecuación **Ec. 141**

12.00 " < S_{xe} < 80.00 " (cumple)

Finalmente conociendo todos los valores el valor de β es:

$\beta = 1.34$, resultado de acuerdo a la ecuación **Ec. 138**

$$V_c = 0.265 * 1.34 * \sqrt{210} * 100 * 125.74 = 64638.40 \text{ kg/m}$$

La componente nominal de la cortante para $V_p = 0$ y $V_s = 0$ obedece a la ecuación **Ec. 142**.

$$V_n = \min\{64638.40; (0.25 * 210 * 100 * 125.74)\}$$

$V_n = 64638.40 \text{ kg/m}$, resultado a partir de la ecuación **Ec. 142**.

Por lo tanto, el cortante resistente total es: $V_r = \phi V_n$, de acuerdo a la ecuación **Ec. 143** es:

$$V_r = 0.90 * 64638.40 = 58174.56 \text{ kg/m}$$

Se debe cumplir: $V_r > V_u$, de acuerdo a la ecuación **Ec. 144**

$58174.56 \text{ kg/m} > 51455.31 \text{ kg/m}$ (cumple)

Por recomendación, consideramos agregar refuerzos de diámetro 5/8" a modo a bastones en la parte extrema inferior de la pantalla para mayor seguridad de resistencia al Corte.

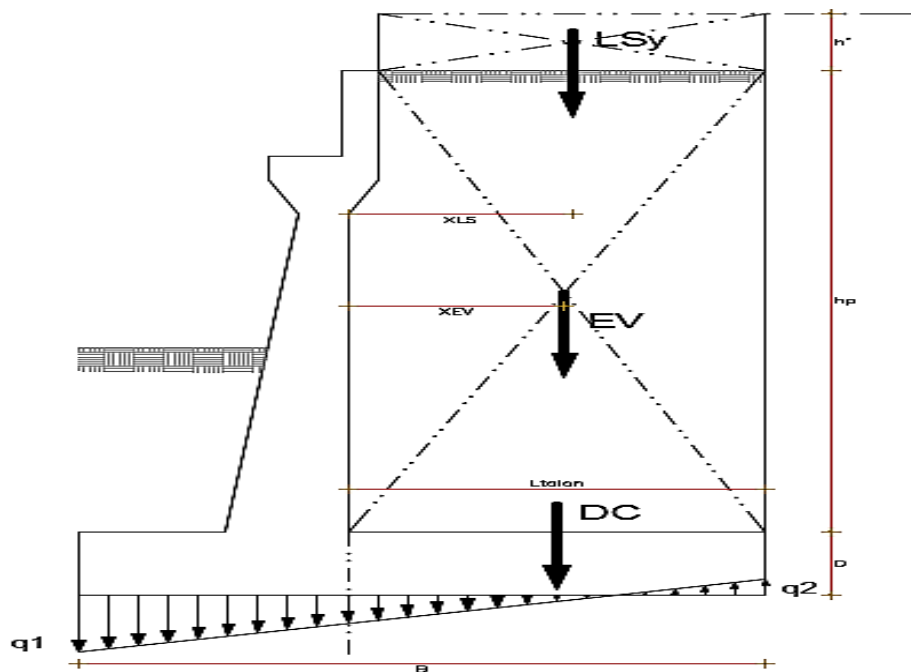
b) Diseño de cimentación

Acero parte superior de la zapata. Debemos hallar las distancias de las respectivas fuerzas verticales aplicadas a la zapata.

Del gráfico tenemos: de acuerdo a nuestro diseño las dimensiones de nuestro estribo para fines cargan en la zapata tal como se ve en la **Figura 63**.

Figura 63

Cargas verticales sobre talón para diseño de cimentación en estribo



Nota. Elaboración propia.

las dimensiones de nuestro estribo para fines de carga se muestran en la **Tabla 33**.

Tabla 33

Dimensiones de estribo

Base de estribo	B	9.30 m
Long. de Talón	L talón	6.80 m
Altura de pantalla	hp	7.80 m
Ancho de cajuela exterior	t2	0.25 m
Altura de cimentación	D	1.50 m

Nota. Elaboración propia.

Tabla 34*Fuerza vertical vs distancia horizontal*

Fuerzas	Distancia horizontal (x)
LSY	3.53 m
DC	3.40 m

Nota. Elaboración propia.

$$t_2 + (L \text{ talón} - t_2)/2$$

$$L \text{ talón} / 2$$

El suelo de relleno tiene diferentes áreas es así que el cálculo de las dimensiones se muestra en la **Tabla 35**.

Tabla 35*Dimensiones y volumen de los elementos 8, 9 y 10 de la subestructura.*

Elemento	Volumen (m3)	DW (kg)	X	DW*X
8	51.09	84298.5	2.65	223391
9	0.075	123.75	4.3	532.125
10	1.3375	2206.875	1.43	3144.797
		86629.125		227067.9

Nota. Elaboración propia.

Donde los elementos 8, 9 y 10 son las áreas definidas por el suelo de relleno en el estribo que soporta el talón de la zapata, los cuales están presentados en la **Tabla 35**.

Por otro lado, la fuerza EV y su distancia se muestra en la **Tabla 36**.

Tabla 36*Fuerza Ev y ubicación*

Fuerza	Distancia horizontal (x)
EV	2.62 m

Nota. Elaboración propia.

En la **Tabla 37** se muestran los momentos de cada carga por 1 metro lineal de estribo.

Tabla 37*Momentos aplicados de cada carga, por 1 metro lineal de estribo.*

TIPO	Carga (kg/m)	Xp(m)	M(kg-m/m)
LSY	6484.50 kg/m	3.53 m	22857.86 kg-m/m
DC	16830.00 kg/m	3.40 m	57222.00 kg-m/m
EV	86629.13 kg/m	2.62 m	227067.95 kg-m/m

Nota. Elaboración propia.

De la **Tabla 36**, hallemos el momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, estado límite de resistencia Ib, con $n=n_D*n_R*n_I=1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo. De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, mediante la ecuación **Ec. 145** tenemos lo siguiente:

$$M_u = 1.00(1.25 * 57222.00 + 1.35 * 227067.95 + 1.75 * 22857.86)$$

$$M_u = 418070.49 \text{ kg-m/m}$$

Hallemos el momento de diseño en la cara vertical de la pantalla, estado límite de evento extremo Ib con $n=n_D*n_R*n_I=1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo.

De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, y a la ecuación **Ec. 146**, tenemos lo siguiente:

$$M_u = 1.00(1.25 * 57222.00 + 1.35 * 227067.95 + 0.50 * 22857.86)$$

$$M_u = 389498.16 \text{ kg-m/m}$$

Optamos por escoger el mayor valor como momento último

$$M_u = 418070.49 \text{ kg-m/m}$$

Asumimos usar acero de:

$$\phi_{\text{ACERO}} = 1 \frac{3}{8} \text{ "}$$

Recubrimiento (r) = 0.075 m

distancia eje varilla: $z = 0.0925$ m, resultado mediante la ecuación **Ec. 147**

Debemos hallar el área de acero requerido. Esquema de parte inferior de pantalla de estribo :

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$d = 1.41 \text{ m}$$



De acuerdo a la teoría de elasticidad presentados mediante la ecuación **Ec. 148**, ecuación **Ec. 149** y ecuación **Ec. 150**. Antes de emplear estas ecuaciones, los datos numéricos que conforman a las ecuaciones, se presentan a continuación:

Coefficiente de resistencia $\phi = 1$ Art.11.5.8 de AASHTO

Área del acero en cm^2 A_s

Resistencia del concreto: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Fluencia del acero G60: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

longitud efectiva $d = 140.75 \text{ cm}$

Acho de análisis $b = 100.00 \text{ cm}$

Momento último $M_u = 41807048.77 \text{ kg.cm/m}$

Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar hasta que no haya variación alguna:

1° iteración

$$A_s = 78.58 \text{ cm}^2 \longrightarrow a = 18.49 \text{ cm}$$

2° iteración

$$A_s = 75.69 \text{ cm}^2 \longrightarrow a = 17.81 \text{ cm}$$

3° iteración

$$A_s = 75.50 \text{ cm}^2 \longrightarrow a = 17.76 \text{ cm}$$

4° iteración

$$A_s = 75.48 \text{ cm}^2 \longrightarrow a = 17.76 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Cálculo del momento de ruptura del concreto:

Módulo de sección para la fibra extrema (S_c) = 375000.0 cm³, de la ecuación **Ec. 153**

Módulo de ruptura del concreto (f_r) = 29 kg/cm², de acuerdo a la ecuación **Ec. 152**

Por lo tanto: $M_{CR} = 12015162.74 \text{ kg.cm}$, resultado de la ecuación **Ec. 151**

Cálculo de 1.33 M_u :

$$1.33 * M_u = 55603374.86 \text{ kg.cm}$$

EL menor valor es: $M_{CR} = 12015162.74 \text{ kg.cm}$

Se debe cumplir que: $M_u > \text{Min}(M_{CR} \text{ o } 1.33M_u)$

$$41807048.77 \text{ kg.cm} > 12015162.74 \text{ kg.cm} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Usar } A_s = 75.48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \varnothing_{\text{varilla}} = 1 \frac{3}{8} \text{ ''}$$

- Distribución de acero en pantalla (s): Utilizando la ecuación **Ec. 154** se tiene:

$$s = \frac{A_\varnothing}{A_s} * 100 = 12.83 \text{ cm}$$

Por lo tanto, adoptamos \longrightarrow varillas $\varnothing 1 \frac{3}{8} \text{ '' @ } 12 \text{ cm}$

Acero por temperatura

El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Altura cimiento (h)} = 150.00 \text{ cm}$$

$$\text{Acho de análisis (b)} = 930.00 \text{ cm}$$



$$z = 9.25 \text{ cm}$$

$$d = 140.75 \text{ cm}$$

el acero por temperatura de acuerdo con la ecuación **Ec. 155** es:

$$A_{s \text{ temperatura}} = 11.63 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{en cada cara}$$

Además, se debe cumplir conforme al artículo 5.10.8.2-2, lo siguiente:

$$2.33 \text{ cm}^2 < 12.70 \text{ cm}^2$$

$$2.33 \text{ cm}^2 < 11.63 < 12.70 \text{ cm}^2 \quad (\text{cumple})$$

Asumimos usar acero de: $\phi_{\text{ACERO}} = 5/8 \text{ ''}$

El artículo 5.10.8 del AASHTO, establece que:

$$S_{\text{máx}} = 3 \cdot t = 2790 \text{ cm} \quad \text{y} \quad S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

-Distribución de acero en pantalla (s) = 17.21 cm, mediante la ecuación Ec.156

Por lo tanto, adoptamos \longrightarrow varillas $\phi 5/8 \text{ '' @ 17 cm}$

Tanto para acero perpendicular al acero de flexión principal y parte del acero lateral en zona de punta de estribo.

Revisión del talón por corte

Se hallará la fuerza cortante actuante en el talón para el estado límite de resistencia I, con $n=n_D*n_R*n_I=1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo. De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD, mediante la ecuación **Ec. 157**, tenemos lo siguiente:

$$V_u = 1(1.25 * 16830.00 * +1.35 * 86629.13 + 1.75 * 6484.50)$$

$$V_u = 149334.69 \text{ kg/m}$$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD se hallará mediante la ecuación **Ec. 158**

$$\text{Factor de resistencia al corte } \phi = 0.9 \quad \text{Art. 5.5.4.2}$$

El cortante nominal se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente de acuerdo con la ecuación **Ec. 159**

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento se determinara reemplazando los valores numéricos que corresponda en la ecuación **Ec. 159**, ecuación **Ec. 160** y ecuación **Ec. 161**.

Se sabe además que el factor de resistencia por cortante $\phi = 0.9$

Además:

f_c : Esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto = 210.00 kg/cm²

b_v : Ancho de diseño de la pantalla = 100.00 cm

d : Peralte efectivo = 140.75 cm

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2 = 131.87$ cm

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre:

$$d_v > 0.9 d_e = 126.68 \text{ cm}$$

$$0.72h = 1.08 \text{ cm}$$

}
}

cumple

Por lo tanto, reemplazando valores en la ecuación **Ec. 161** tenemos lo siguiente:

$$V_s = 16592.74 \text{ kg/m} \leq 152882.19 \text{ kg/m} \quad (\text{cumple})$$

Como se observa el valor de V_s , puede seguir aumentando sin ningún problema con tal que cumpla con la condición de la ecuación **Ec. 161**. Por lo tanto, adoptamos un valor mayor siempre y cuando no supere al máximo permisible, luego hallaremos el área de acero equivalente como reforzamiento transversal en la zapata.

$$V_s = 16592.74 + 60000 \text{ kg/m} = 76592.74 \leq 152882.19 \text{ kg/m}$$

El valor de V_s aumento a 76592.74 de forma conveniente.

Según el art. De AASHTO 5.8.3.4.1 el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la pantalla no supere a $3d_v$, es decir, no supere los 3.28 m. En vista de que nuestra altura de pantalla es de $5.35 > 3.28$, se deberá encontrar el valor de β con el procedimiento general de acuerdo al artículo 5.8.3.4.1 de la AASHTO LRFD.

$$M_u = 418070.49 \text{ kg-m/m}$$

$$V_u = 149334.69 \text{ kg/m}$$

Se debe cumplir de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2 y a la ecuación **Ec. 164** lo siguiente:

$$418070.49 \text{ kg-m/m} > 196932.77 \text{ kg-m/m} \quad (\text{cumple})$$

Entonces el valor de la deformación longitudinal del acero de acuerdo a la ecuación **Ec. 163**

es:

$$\varepsilon_s = 0.002009397$$

El valor de S_{xe} está determinado de acuerdo al artículo 5.8.3.4.2-5 mediante la ecuación **Ec. 165**:

Además, se sabe que:

$$\text{El peralte efectivo en pulgadas será: } s_x = d_v = 51.92 \text{ "}$$

El tamaño máximo del agregado, en este caso el diámetro de la piedra chancada es:

$a_g=2''$ aproximadamente 3 cm (aceptable)

El parámetro de separación de grietas es: $S_{xe}=27.24''$, de la ecuación **Ec. 165**

Se debe cumplir que: $12.00'' < S_{xe} < 80.00''$ (cumple)

Finalmente conociendo todos los valores que dependen de la capacidad del concreto de transmitir el esfuerzo al corte, el valor de β es de: 1.91. Para un concreto de resistencia f'_c : Resistencia del concreto = 210 kg/cm², tenemos:

$$V_c = 0.265 * 1.91\sqrt{210} * 100 * 131.87 = 96959.72 \text{ kg/m}$$

La componente nominal de la fuerza cortante para: $V_p=0$ y $V_s = 76592.74 \text{ kg/m}$ está determinado mediante la ecuación **Ec. 166** de la siguiente manera:

$$V_n = \min\{173552.46; (0.25 * 210 * 100 * 131.87)\} = 173552.46 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, el cortante resistente total es:

$$V_r = \phi V_n = V_r = 0.90 * 173552.46 = 156197.22 \text{ kg/m}$$

se debe cumplir

$$V_r = 156197.22 \text{ kg/m} > V_u = 149334.69 \text{ kg/m} \quad \text{cumple}$$

Ahora hallemos la separación del acero de refuerzo transversal. Para ello asumimos como acero de refuerzo transversal lo siguiente: ϕ varilla = 1/2 "

Por ende, el área de acero (A_s) = 1.27 cm²

Como el acero se dispondrá de forma perpendicular: $\alpha = 90.0^\circ$

Utilizando la ecuación **Ec.167** y despejando el valor de la separación (s), se tiene lo siguiente

$$S = \frac{1.98 * 4200 * (\text{sen}90 + \text{cos}90)}{76592.74/100} * 140.75 = 9.78 \text{ cm}$$

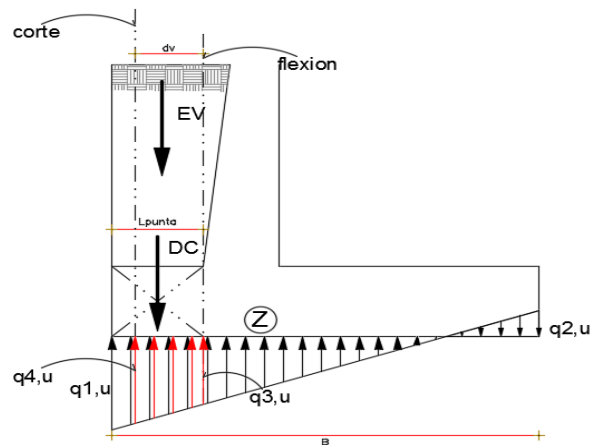
Por lo tanto, adoptamos varillas de acero ϕ 1/2 " @ 10 cm

c) Acero en fondo de zapata.

En la **Figura 64** se muestra distribución de acero en la zapata.

Figura 64

Cargas verticales sobre la punta de zapata del estribo



Nota. Elaboración propia.

De acuerdo a nuestro de diseño de estribos tenemos lo siguiente en la Tabla 38.

Tabla 38

Dimensiones de cimentación

Base de estribo	B	9.30 m
Long. de Talón	L talón	6.80 m
Altura de cimentación	D	1.50 m
Long. de punta	L punta	1.10 m

Nota. Elaboración propia.

Para diseñar estructuralmente el cimiento cargado excéntricamente se considera, utilizando cargas factorada, una distribución de esfuerzos de contacto triangular o trapezoidal de acuerdo al Artículo 10.6.5 de la norma AASHTO LRFD. Ver **Tabla 39**.

Tabla 39

Cuadro de presiones actuantes con puente para los estados límite.

Estado	Vu (kg/m)	MVu (kg-m)	Mhu (kg-m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{Vu}{B - 2 * e}$
Resistencia Ia	143971.00	725881.04	324938.46	2.78	1.87	2.58
Resistencia Ib	212842.63	1076199.80	324938.46	3.53	1.12	3.01
Evento extremo Ia	143971.00	725881.04	273428.14	3.14	1.51	2.29
Evento extremo Ib	201693.22	1015340.48	273428.14	3.68	0.97	2.74
Servicio I	159273.68	798954.89	196106.63	3.78	0.87	2.10

Nota. Elaboración propia.

De la tabla de presiones actuantes con puente para el estado límite de resistencia Ib. Vemos que el mayor cortante es: 212689.57 kg/m

Donde le corresponde una excentricidad cuyo valor es: $e = 1.12$ m

Ahora utilizando la ecuación **Ec. 168** debemos calcular las presiones sobre el terreno, se tiene lo siguiente:

$$q_u = \frac{212689.57}{9.30} * \left(1 \pm \frac{6 * 1.12}{9.30} \right)$$

Tenemos los siguientes valores:

$$q_{1v} = 39404.69 \text{ kg/m}$$

$$q_{2v} = 6335.00 \text{ kg/m} \quad \text{Por metro lineal}$$

Hallando los valores de las cargas distribuidas

Recubrimiento (r) = 7.50 cm

Asumimos diámetro de la varilla de refuerzo de: \emptyset varilla = 3/4 "

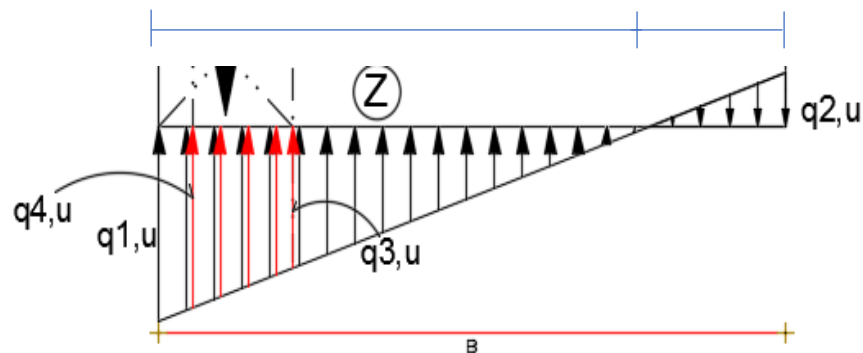
De la ecuación **Ec. 170** se sabe que:

El valor de z es: $z = r + \frac{\phi}{2} = 7.50 + \frac{0.75 \cdot 2.54}{2} = 8.45 \text{ cm}$,

De acuerdo al gráfico, se puede apreciar que la longitud efectiva (dv) en la punta del estribo es: $dv = L \text{ punta} - z$ \longrightarrow $dv = 101.55 \text{ cm}$

Figura 65

Distribución de carga variable sobre la base del estribo



Nota. Elaboración propia.

De la relación geométrica tenemos la siguiente expresión:

$$\frac{X}{6335.00} = \frac{7.60 - X}{39,404.69}$$

Resolviendo la ecuación tenemos lo siguiente: $X = 1.29 \text{ m}$ y $B - X = 8.01 \text{ m}$

Hallando las demás cargas distribuidas:

$$q_{vs} = q_{4v} = q_{1v} * \frac{B - z - x}{B - x} = 38988.97 \text{ kg/m}$$

$$q_{3v} = q_{vs} * \frac{B - x - L_{\text{punta}}}{B - x} = 33635.98 \text{ kg/m}$$

Utilizando la ecuación **Ec. 169** o **Ec. 171** se obtiene lo siguiente:

$$M_u = \frac{1.10^2}{6} (38988.97 + 2 * 39404.69) = 23756.00 \text{ kg-m/m}$$

De acuerdo a la teoría de elasticidad hallemos el área de acero requerido, para ello debemos conocer ciertos datos:

Coefficiente de resistencia	$\phi = 0.9$ de acuerdo al Art.11.5.8 de AASHTO
Área del acero en cm^2	(As)
Resistencia del concreto:	$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Fluencia del acero G60:	$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
longitud efectiva	$d = 101.55 \text{ cm}$
Acho de análisis	$b = 100.00 \text{ cm}$
Momento último	$M_u = 2375600.08 \text{ kg.cm/m}$, de la ecuación Ec.171
longitud de corte efectiva	$d_v = d - a/2 = 100.81 \text{ cm}$

Utilizando la ecuación **Ec. 172** el área del acero será de: $A_s = 6.88$

Para hallar el valor correcto de "a" debemos iterar y utilizar la ecuación **Ec. 173** de forma que no haya variación:

1° iteración

$$A_s = 6.88 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad a = 1.62 \text{ cm}$$

2° iteración

$$A_s = 6.24 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad a = 1.47 \text{ cm}$$

3° iteración

$$A_s = 6.23 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad a = 1.47 \text{ cm}$$

4° iteración

$$A_s = 6.23 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad a = 1.47 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Utilizando ahora la ecuación **Ec. 172** y **Ec. 174** se tiene:

$$M_u = A_s * \phi * f'_y * \left(d - \frac{a}{2} \right) = 3518832.06 \text{ kg.cm/m}$$

Para nuestro caso colocaremos un Área de acero de: **10.23 cm²**, pues verificaremos que no será necesario colocar acero de estribo a la base del muro.

Cálculo del momento de ruptura del concreto

$$S_c = 201666.7 \text{ cm}^3, \text{ de acuerdo a la ecuación Ec. 177}$$

$$f_r = 29 \text{ kg/cm}^2, \text{ de acuerdo a la ecuación Ec. 176}$$

De la ecuación **Ec. 175** el momento de ruptura del concreto (M_{CR}) = 6461487.52 kg.cm

- Cálculo de 1.33 Mu:

$$1.33 * M_u = 3159548.10 \text{ kg.cm}$$

Se escoge el menor valor es M_{cr} y 1.33 M_u . Por lo que es 3159548.10 kg.cm

Se debe cumplir que, además:

$$M_u > \text{Min}(M_{CR} \text{ o } 1.33M_u)$$

$$3518832.06 \text{ kg.cm} > 3159548.10 \text{ kg.cm} \quad (\text{cumple})$$

Usar $A_s = 10.23 \text{ cm}^2$ $\varnothing_{\text{varilla}} = 3/4 \text{ ''}$

- Distribución de acero en pantalla (s):

$$s = \frac{A_{\varnothing}}{A_s} * 100$$

$$s = 27.85 \text{ cm}$$

Por lo tanto, adoptamos: varillas $\varnothing 3/4 \text{ '' @ } 27 \text{ cm}$

Revisión del talón por corte

Se hallar la fuerza cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con $n_{ND} * n_R * n_I = 1$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo. De acuerdo al artículo 3.4.1-1 de la norma AASHTO LRFD y a la ecuación **Ec. 178**, tenemos lo siguiente:

$$V_u = 0.55 * (39404.69 + 38988.97)(1.10 - 1.00)$$

$$V_u = 3600.58 \text{ kg/m} \quad \text{Por metro lineal de estribo}$$

El cortante resistente del concreto según el artículo 5.8.1-2 de la AASHTO LRFD se determinará mediante la ecuación **Ec. 179**.

El factor de resistencia al corte $\phi = 0.9$ según el Art. 5.5.4.2 de la AASHTO

El cortante nominal se expresa de acuerdo a los artículos 5.8.3.3-1, 5.8.3.3-2 respectivamente de la siguiente manera. El V_n (cortante nominal) se determina mediante la ecuación **Ec. 180**.

Además, el art. 5.8.3.3-3, señala que la resistencia al cizallamiento deberá cumplir con la ecuación **Ec. 181**, ecuación **Ec. 182** y **Ec. 183**.

Se conoce:

f_c : Esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto = 210.00 kg/cm²

b_v : Ancho de diseño de la pantalla = 100.00 cm

d : Peralte efectivo = 101.55 cm

d_v : Peralte de corte efectivo = $d - a/2 = 100.81$ cm

Además, d_v debe ser no menor al mayor entre:

$$\left. \begin{array}{l} d_v > 0.9 d_e = 91.39 \text{ cm} \\ 0.72h = 79.20 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ cumple}$$

Utilizamos la ecuación **Ec. 182** y **Ec. 183**, y se tiene lo siguiente:

$$V_s = 400.06 \text{ kg/m} \leq 116874.81 \text{ kg/m} \quad \text{ok}$$

Según el artículo de AASHTO 5.8.3.4.1 (2020) el valor de $\beta=2.0$, siempre y cuando la altura de la punta no supere a $3d_v$, es decir, no supere los 3.28 m. En vista de que nuestra altura de pantalla es de $1.10 < 3.28$, se deberá adoptar el procedimiento simplificado, es decir:

Donde:

β : factor de capacidad del hormigón agrietado diagonalmente de transmitir la tensión y el corte.

Entonces el valor de $\beta=2$

para un concreto de resistencia

f_c : Resistencia del concreto: 210 kg/cm²

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{210} * 100 * 100.81 = 77429.56 \text{ kg/m, de acuerdo a la ecuación Ec.}$$

181

La componente nominal de la fuerza cortante para $V_p = 0$ y $V_s = 400.06$ kg/m, utilizando la ecuación **Ec. 184** es:

$$V_n = \min\{77429.56 + 400.06; (0.25 * 210 * 100 * 100.81)\}$$

$$V_n = 77829.62 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto, el cortante resistente total utilizando la ecuación **Ec. 185** es:

$$V_r = 0.90 * 77829.62 = 70046.66 \text{ kg/m}$$

Se debe cumplir de acuerdo a la ecuación **Ec. 186** lo siguiente:

$$70046.66 \text{ kg/m} > 3600.58 \text{ kg/m} \quad \text{ok}$$

Para hallar la separación del acero de refuerzo transversal usaremos la ecuación **Ec. 187** :

Para ello asumimos como refuerzo transversal acero $\emptyset_{\text{varilla}} = 1/2$ " cuya área de acero es $(A_s) = 1.27 \text{ cm}^2$

- Distribución de acero en pantalla (s)

Como el acero se dispondrá de forma perpendicular: $\alpha=90.0^\circ$, reemplazamos valores en la ecuación **Ec. 187** y despejamos el valor de la separación de acero (S) cuyo resultado es:

$$S = \frac{1.27 * 4200 * (\text{sen} 90 + \text{cos} 90)}{407.74} * 101.55 = 1350.47 \text{ cm.}$$

Esto quiere decir que no necesita o no es necesario colocar estribos

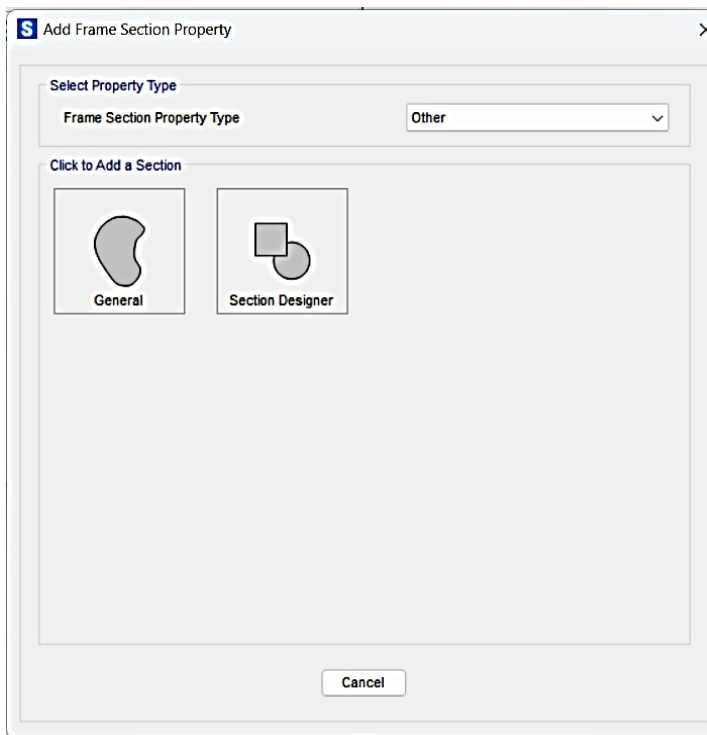
Para uniformizar con la parte superior de la cimentación, adoptaremos lo siguiente: Varillas de acero $\varnothing 1/2$ " @ 20 cm.

2.9. Análisis de la deflexión debido a la carga viva.

Este Análisis es elaboración de mi autoría en su totalidad. Para poder modelar la viga de sección compuesta analizaremos una viga. Para ello debemos de crear una sección compuesta de perfil de acero W44X262 junto con la superficie de concreto de 0.20 m de espesor y 2.80 m de ancho efectivo o tributario encima del perfil de acero. Tal y como se muestra en la **Figura 66**, **Figura 67** y **Figura 68**. Puesto que tenemos 2 carriles en nuestro puente, con 4 vigas de soporte, nuestro factor de distribución será de 0.50 m.

Figura 66

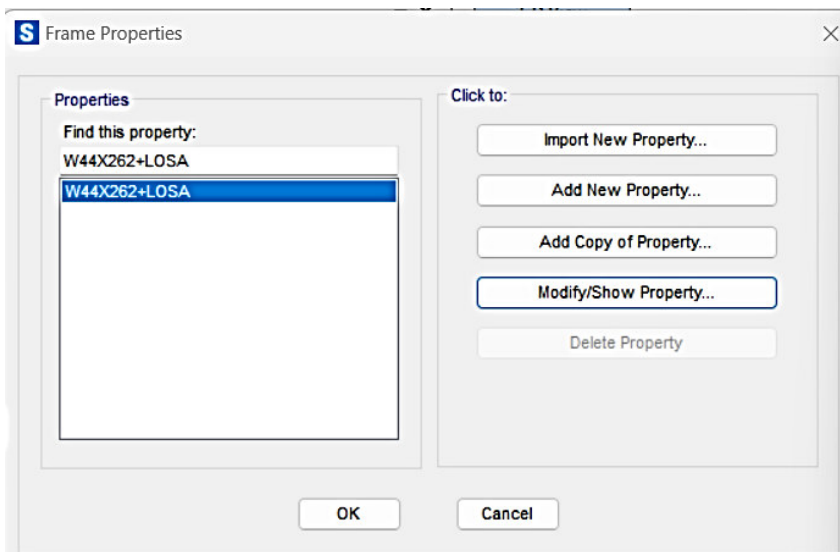
Creador de secciones del SAP 2000



Nota. Elaboración propia.

Figura 67

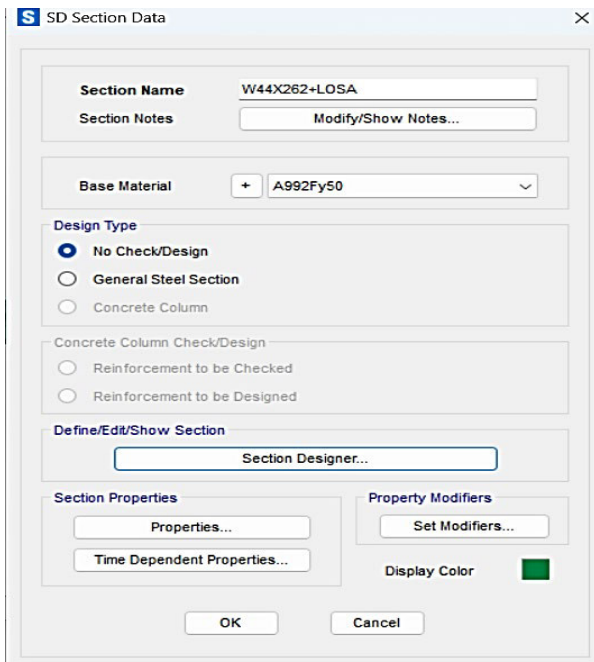
Edición de sección de viga compuesta



Nota. Elaboración propia.

Figura 68

Datos de sección de viga compuesta. Material de base (acero grado 50)

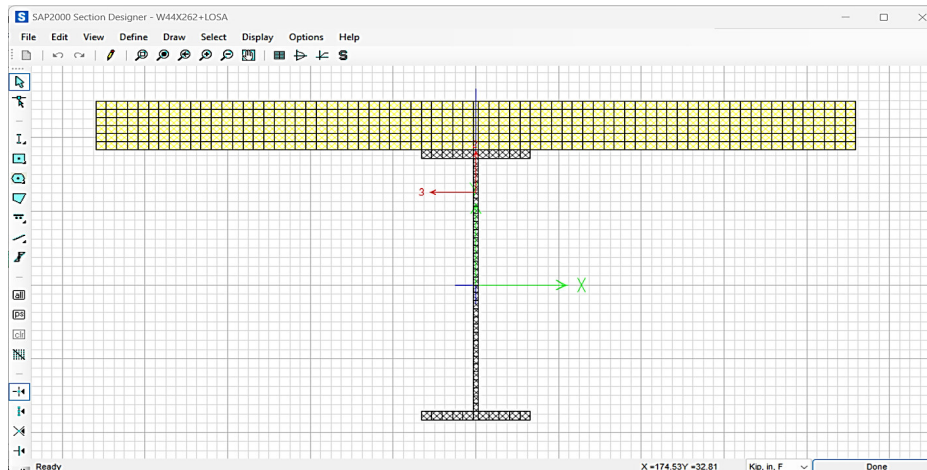


Nota. Elaboración propia.

Finalmente tenemos la sección compuesta de concreto y acero tal y como se ve en la **Figura 69**.

Figura 69

Sección modelada de perfil W44x262 de acero y concreto (0.20x 2.80)



Nota. Elaboración propia.

En la **Figura 70**, podemos ver las propiedades mecánicas del elemento de viga, así como la forma en el espacio tal y como se ve en la **Figura 71**.

Figura 70

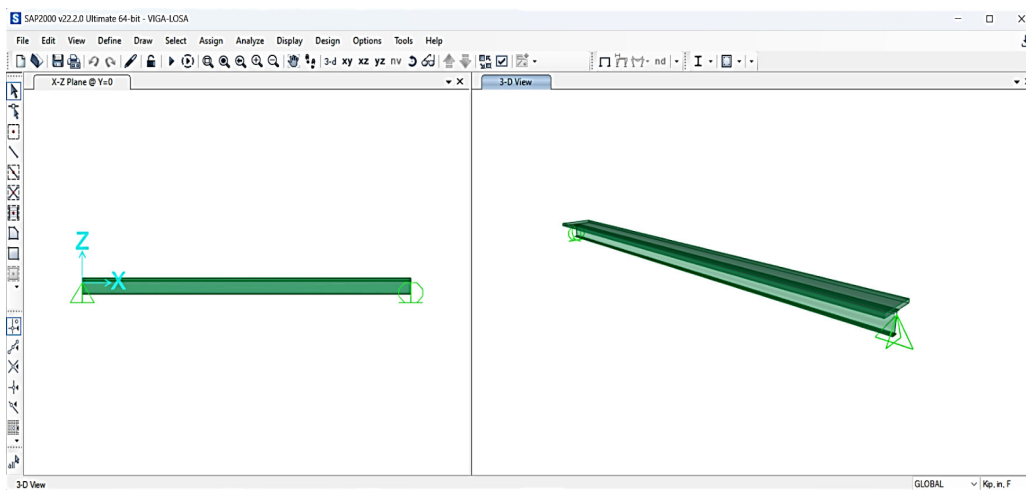
Cuadro de propiedades mecánicas de la sección de viga compuesta

Property Data			
Section Name		W44X262+LOSA	
Properties			
Cross-section (axial) area	185.0565	Section modulus about 3 axis	1501.3694
Moment of Inertia about 3 axis	55735.6	Section modulus about 2 axis	1999.4206
Moment of Inertia about 2 axis	110204.29	Plastic modulus about 3 axis	1969.8546
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	2097.4044
Shear area in 2 direction	42.2922	Radius of Gyration about 3 axis	17.3546
Shear area in 3 direction	114.207	Radius of Gyration about 2 axis	24.4032
Torsional constant	2945.051	Shear Center Eccentricity (x3)	0.
OK			

Nota. Elaboración propia.

Figura 71

Vista en perfil y 3D de la sección de viga compuesta



Nota. Elaboración propia.

Figura 72

Cuadro de dimensiones geométricas del perfil 44X262

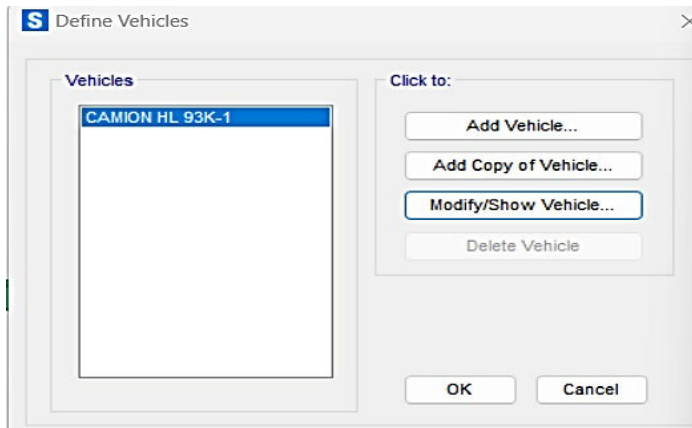
Shape Properties - I/Wide Flange	
Name	W44X262
Material	A992Fy50
Color	
X Center	0
Y Center	0
Height	1.1176
Top Width	0.4013
Top Thick	0.0361
Web Thick	0.0199
Bot Width	0.4013
Bot Thick	0.0361
Rotation	0

Nota. Elaboración propia.

Hemos ingresado los datos geométricos del perfil de acero W44X262 de grado 50 y la sección de concreto de 0.20 m de espesor y ancho efectivo de 2.80 m. El programa ha transformado el concreto en acero. Pues consideró el factor $n=8$, es decir la relación modular entre el acero y el concreto. Ahora procedemos a colocar las cargas debido al camión de Diseño HL-93K. luego crearemos una carga móvil del tipo HL-93K tal como se muestra en las **Figura 73** y **Figura 74**.

Figura 73

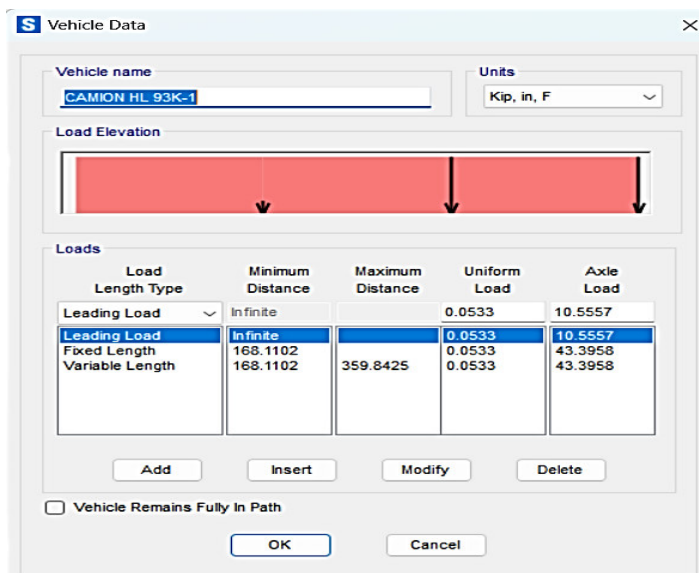
Cuadro de definición de vehículo de diseño



Nota. Elaboración propia.

Figura 74

Datos de vehículo de diseño HL-93K



Nota. Elaboración propia.

Se ha considerado en la **Figura 74**, la una amplificación dinámica (IM) de 1.33 para las cargas por eje “Axle Load” de acuerdo a la norma AAHSTO LRFD tabla 3.6.2.1-1. También se ha asignado una sobrecarga vehicular de diseño de 960 kg/m según la **Figura 75**.

Figura 75*Sobrecarga distribuida*

The screenshot shows the 'Assign Frame Distributed Loads' dialog box. In the 'General' section, 'Load Pattern' is 'S/C DISTRIBUIDA', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', 'Load Direction' is 'Gravity', and 'Load Type' is 'Force'. In the 'Options' section, 'Replace Existing Loads' is selected. The 'Uniform Load' is set to 960 kgf/m. The 'Trapezoidal Loads' section has four points with relative distances of 0, 0.25, 0.75, and 1, and loads of 0 kgf/m. The 'Relative Distance from End-I' radio button is selected.

Se considero una sobrecarga distribuida peatonal de 220 es decir el 61% (factor distribución en viga externa) de 360 kg/m según norma AASHTO LRFD artículo 3.6.1.6. tal y como se muestra en la **Figura 76**.

Figura 76*Sobrecarga peatonal en SAP 2000*

The screenshot shows the 'Assign Frame Distributed Loads' dialog box. In the 'General' section, 'Load Pattern' is 'S/C PEATONAL', 'Coordinate System' is 'GLOBAL', 'Load Direction' is 'Gravity', and 'Load Type' is 'Force'. In the 'Options' section, 'Replace Existing Loads' is selected. The 'Uniform Load' is set to 220 kgf/m. The 'Trapezoidal Loads' section has four points with relative distances of 0, 0.25, 0.75, and 1, and loads of 0 kgf/m. The 'Relative Distance from End-I' radio button is selected.

Nota. Elaboración propia.

Para cada sobrecarga se ha considerado un factor de distribución de 0.50, debido a que contamos con 2 carriles y 4 vigas de soporte. Estos valores los podemos observar respectivamente en la **Figura 77**, **Figura 78** y **Figura 79**.

Figura 77

Factor de distribución para la sobrecarga distribuida vehicular

The screenshot shows the 'Load Case Data - Linear Static' dialog box. The 'Load Case Name' is 'CARGA DISTRIBUIDA'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Analysis Type' is 'Linear'. The 'Stiffness to Use' is 'Zero Initial Conditions - Unstressed State'. The 'Mass Source' is 'MSSSRC1'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	S/C DISTRIBUIDA	0.5

Nota. Elaboración propia.

Figura 78

Factor de distribución para sobrecarga distribuida peatonal

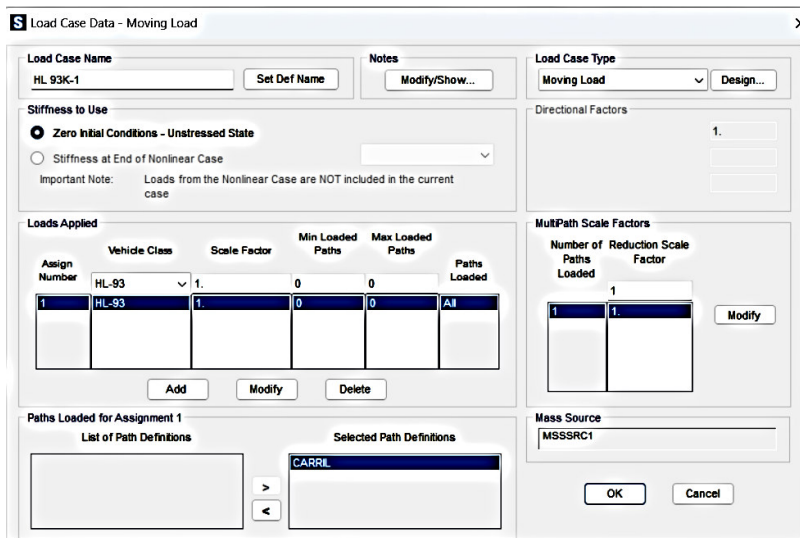
The screenshot shows the 'Load Case Data - Linear Static' dialog box. The 'Load Case Name' is 'S/C PEATONAL'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Analysis Type' is 'Linear'. The 'Stiffness to Use' is 'Zero Initial Conditions - Unstressed State'. The 'Mass Source' is 'MSSSRC1'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	S/C PEATONAL	0.5

Nota. Elaboración propia.

Figura 79

Carga móvil debido al camión de diseño HL-93K en SAP 2000



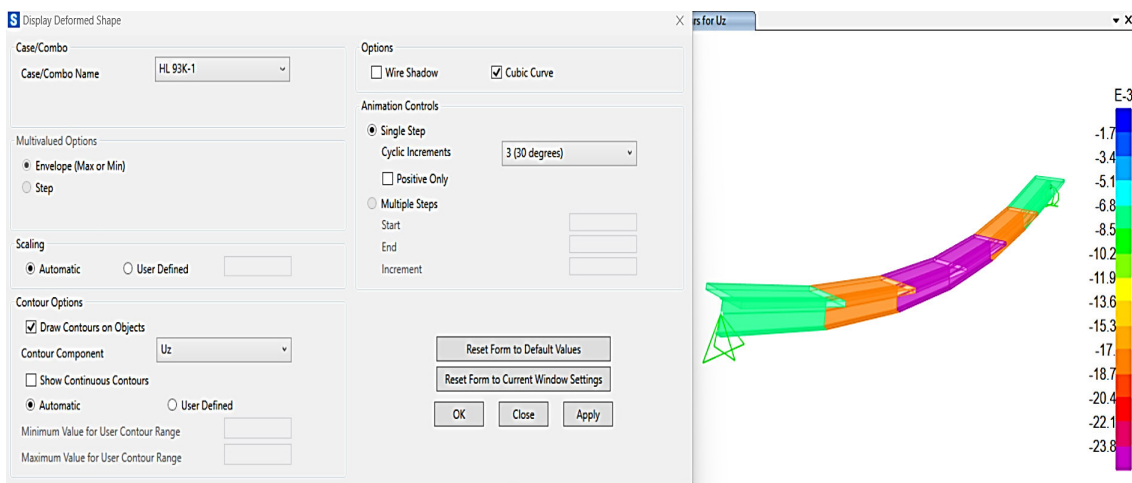
Nota. Elaboración propia.

2.9.1. Cálculo de las deflexiones

Se tiene una deflexión máxima de 23.8 mm debido al camión de diseño HL-93K tal como se observa en la **Figura 80**.

Figura 80

Deflexión máxima debido al camión de diseño

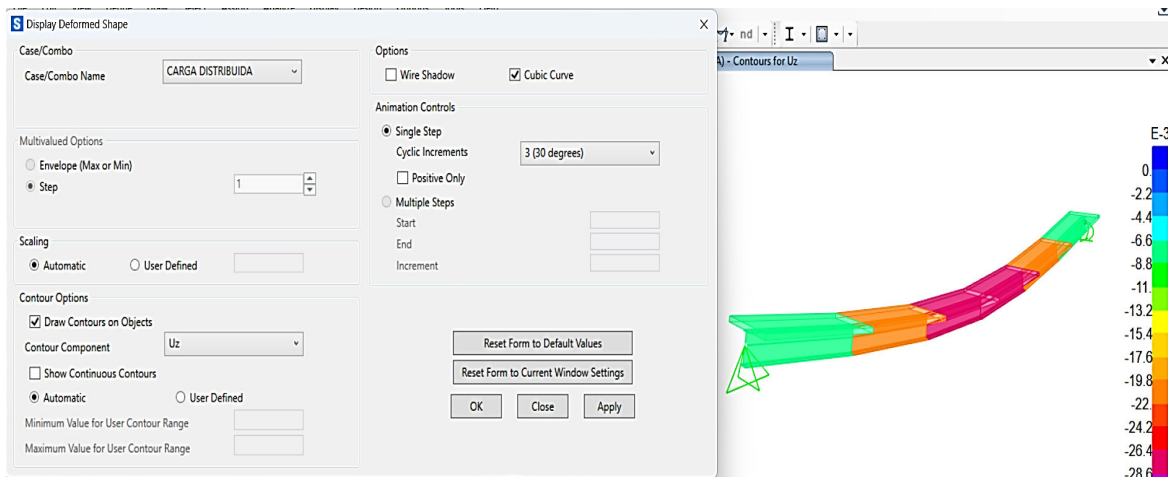


Nota. Elaboración propia.

Se tiene una deflexión máxima de 28.6 mm debido a la sobrecarga vehicular de diseño tal como se observa en la **Figura 81**.

Figura 81

Deflexión máxima debido a sobrecarga vehicular de diseño

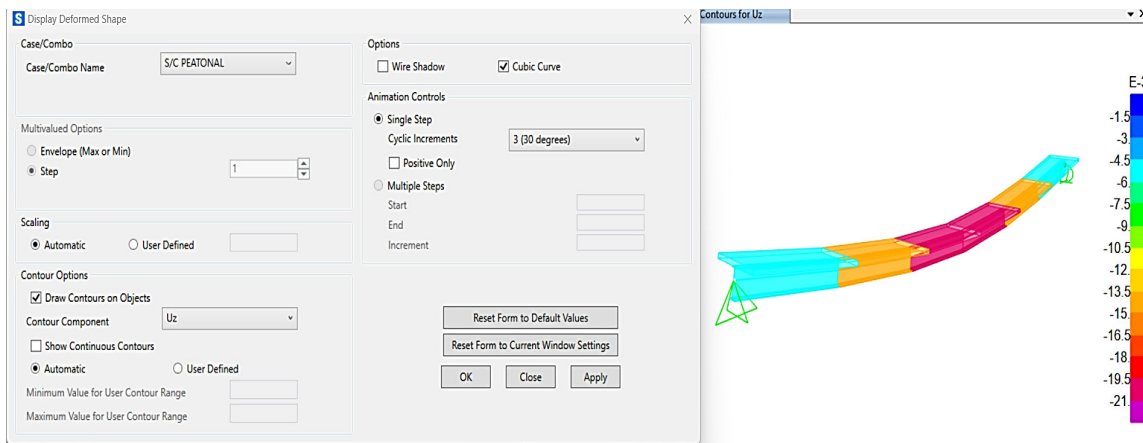


Nota. Elaboración propia.

Se observa según la **Figura 82** que la deflexión máxima debida a la sobrecarga peatonal es de 21 mm.

Figura 82

Gráfico de deflexiones máximas



Nota. Elaboración propia.

Por lo tanto, según a la norma AASHTO LRFD en el artículo 3.6.1.3.2, la deflexión máxima esta dado por el mayor valor entre las expresiones:

$$\Delta \text{ camión HL-93} + \Delta \text{ S/C peatonal} = 23.8 + 21 = 44.8 \text{ mm}$$

$$(\Delta \text{ camión HL-93} + \Delta \text{ s/c vehicular}) * 0.25 + \Delta \text{ S/C peatonal} = (23.8 + 28.6) * 0.25 + 21 = 34.1 \text{ mm}$$

La deflexión máxima debido a la carga viva es de 44.8 mm

La deflexión máxima permisible según el artículo 2.5.2.6.2 para puentes vehiculares es la luz/ 800 y para puentes vehiculares y peatonales luz/1000. Debido a que en la zona no hay mucho tránsito peatonal, por ser zona rural, consideramos una deflexión máxima permisible de luz/900.

Por lo tanto:

$$\text{Luz}/900 = 30,000/900 = 3.33 \text{ mm} < 44.8 \text{ (no cumple)}$$

Vemos que la deflexión máxima debido a la carga viva es mayor a la deflexión máxima permisible, por lo que debemos aumentar de las dimensiones geométricas de nuestro perfil.

Nuestro perfil W44x262 no es suficiente para resistir la máxima deflexión permisible.

2.9.2. Sección de perfil de acero mejorado

Nuestro perfil tendrá ahora las siguientes dimensiones de acuerdo a la **Figura 83**

Figura 83

Nuevas dimensiones geométricas del perfil de acero mejorado

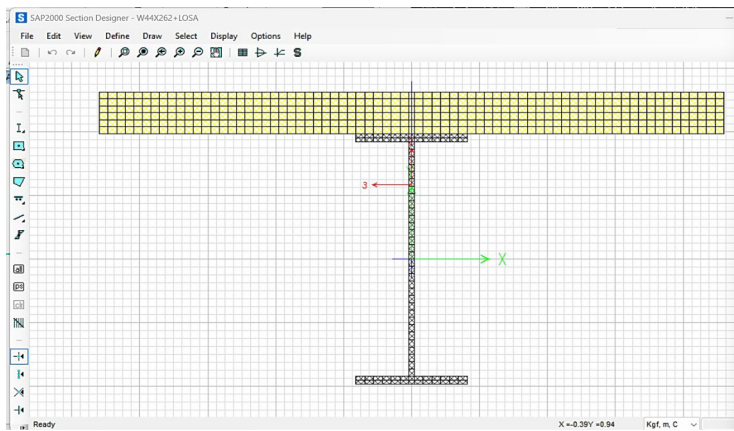
Material	A992Fy50
Color	
X Center	0
Y Center	0
Height	1.2
Top Width	0.5
Top Thick	0.04
Web Thick	0.025
Bot Width	0.5
Bot Thick	0.04
Rotation	0

Nota. Elaboración propia.

Nuestra sección será de 1.20 m de peralte, 0.5 m de ancho de ala superior e inferior, espesor de alas de 0.04 m y espesor de alma 0.025 m. No es una sección comercial, sin embargo, es posible su fabricación personalizada pues mantiene la propiedad de ser acero de grado 50. Tal y como se puede apreciar en la **Figura 84**.

Figura 84

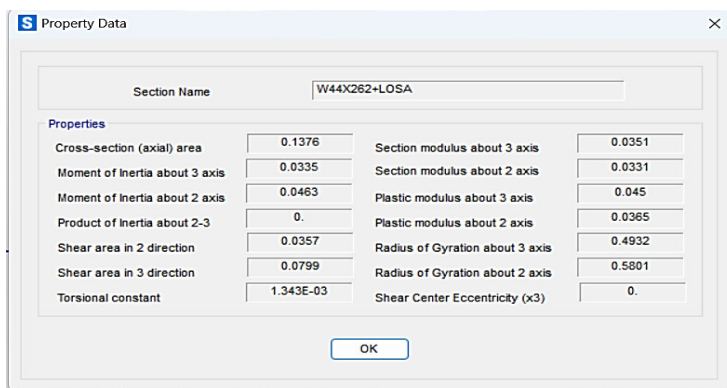
Nueva sección de viga compuesta



Nota. Elaboración propia.

Figura 85

Propiedades mecánicas de nueva sección de viga compuesta mejorada



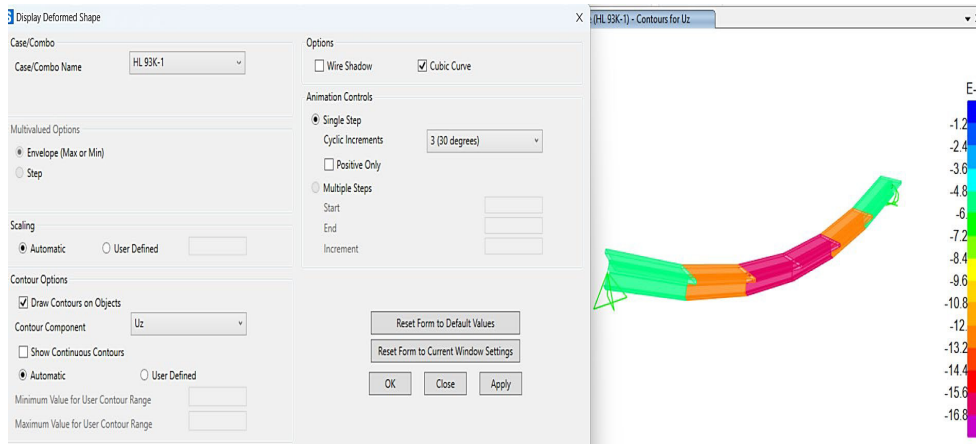
Nota. Elaboración propia.

2.9.3. Verificación de máximas deflexiones en viga compuesta mejorada

En la **Figura 86** la deflexión máxima de 16.8 mm debido al camión de diseño HL-93k

Figura 86

Deflexión máxima debido al camión de diseño- Perfil mejorado

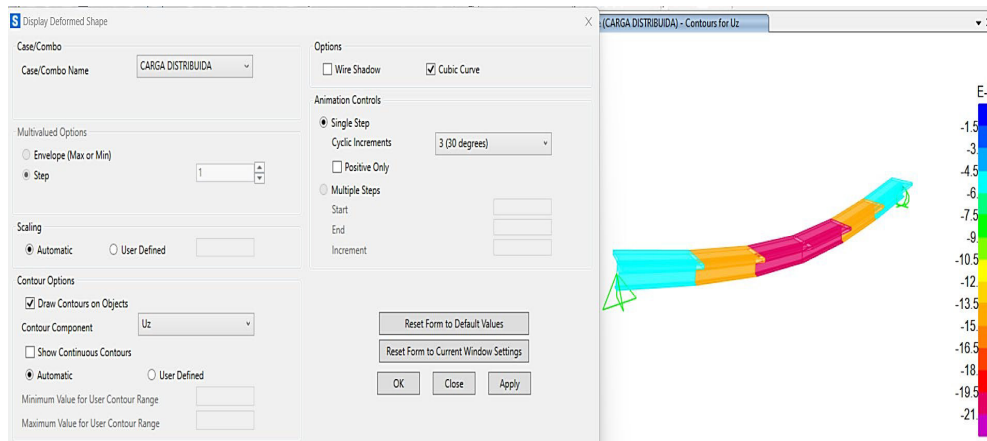


Nota. Elaboración propia.

Ahora tenemos una deflexión máxima de 21.5 mm debido a la sobrecarga vehicular de diseño tal y como se aprecia en la **Figura 87**.

Figura 87

Deflexión máxima debido a la sobrecarga vehicular- Perfil mejorado

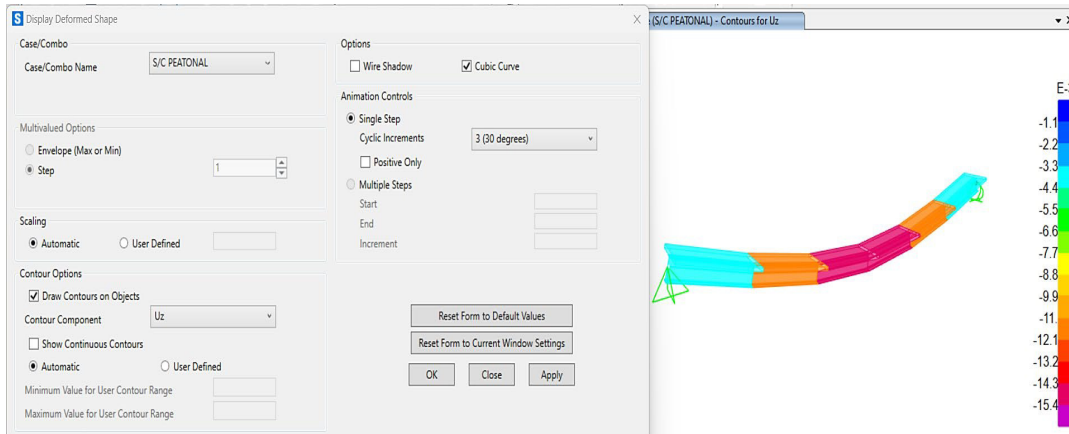


Nota. Elaboración propia.

Ahora la deflexión máxima es de 15.4 mm debido a la sobrecarga peatonal. Ver **Figura 88**

Figura 88

Deflexión máxima debido a la sobrecarga peatonal- Perfil mejorado



Nota. Elaboración propia.

Por lo tanto, según a la norma AASHTO LRFD en el artículo 3.6.1.3.2, la deflexión máxima esta dado por el mayor valor entre las expresiones:

$$\Delta \text{ camión HL-93} + \Delta \text{ S/C peatonal} = 16.8 + 15.4 = 32.2 \text{ mm}$$

$$(\Delta \text{ camión HL-93} + \Delta \text{ s/c vehicular}) * 0.25 + \Delta \text{ S/C peatonal} = (16.8 + 21.5) * 0.25 + 15.4 = 24.98 \text{ mm}$$

La deflexión máxima debido a la carga viva es de 32.2 mm

La deflexión máxima permisible según el artículo 2.5.2.6.2 para puentes vehiculares es la luz/ 800 y para puentes vehiculares y peatonales luz/1000. Debido a que en la zona no hay mucho tránsito peatonal, por ser zona rural, consideramos una deflexión máxima permisible de luz/900.

Entonces:

$$\text{Luz}/900 = 30,000/900 = 33.3 \text{ mm} > 32.2 \text{ mm (cumple)}.$$

Por lo tanto, nuestra sección mejorada de 1.20 m de peralte, ancho de ala superior e inferior de 0.50 m, espesor de alas de 0.04 m y espesor de alma de 0.025 m, cumple con la solicitud de la deflexión máxima, debido a que está por debajo de la máxima permisible.

2.10. Resultados

Los resultados según la matriz de consistencia en la superestructura y subestructura son:

2.10.1. En la superestructura:

2.10.1.1 Deflexiones debido a la carga viva y carga muerta

A) Deflexión debido a las cargas vivas (centro de luz). Según el artículo 2.5.2.6.2 de la norma ASSHTO LRFD para puentes vehiculares la deflexión máxima se calcula como la luz/ 800; y para puentes vehiculares y peatonales la deflexión es de la luz/1000. Debido a que en la zona no hay mucho tránsito peatonal, por ser zona rural, consideramos una deflexión máxima permisible debido a la carga viva igual a la luz/900 o sea 33.3 mm. La deflexión debido a la carga viva encontrada es de 32.2 mm siendo esto menor al máximo de acuerdo a la **Tabla 40**.

Tabla 40

Deflexión debido a carga viva vs deflexión máxima permisible

Deflexión	Longitud
Debido a las cargas vivas	32.20 mm
Máxima permisible	33.3 mm

Nota. Elaboración propia.

B) Deflexión debido a las cargas permanentes o muertas (centro de luz). Es la sumatoria de 2 tipos de deflexiones: la primera deflexión es debido a la sección no compuesta, es decir la sumatorias de las deflexiones del peso propio de los perfiles de acero en vigas, debido al peso de la losa de concreto y debido al peso de los diagramas. Y la segunda deflexión es debido a la sección compuesta a largo plazo, es decir la sumatorias de las deflexiones de las veredas, las barandas y el asfalto. Este valor es de 9.8 cm (valor redondeado de 9.71 cm), es bastante mayor al máximo permisible de 3.3 mm, es por ello que se debe dar un contraflecha ubicada en el centro de

luz en sentido contrario a la deflexión para que la estructura primeramente contrarreste esta deformación antes de flexionarse debido a las cargas vivas. Estas deflexiones se repartirán proporcionalmente a lo largo del puente tal y como se puede ver en la **Figura 89** y **Figura 57**. Los resultados de la deflexión debido a cargas permanentes vs deflexión máxima permisible se aprecian en la **Tabla 41**.

Tabla 41

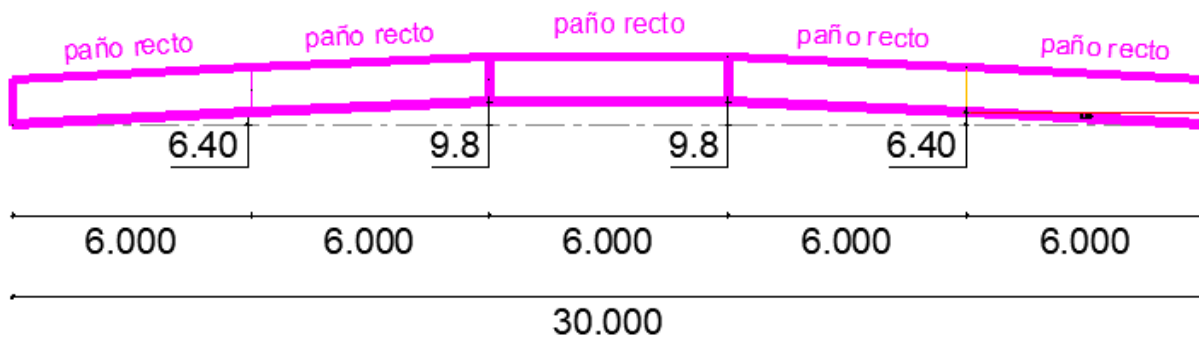
Deflexión debido a cargas permanentes (muertas) vs carga máxima permisible.

Deflexión	Longitud
Debido a las cargas permanentes	9.80 cm
Máxima permisible	33.3 mm

Nota. Elaboración propia.

Figura 89

Sección compuesta con contraflecha en el centro de luz y extremos



Nota. Elaboración propia.

C) La cortante de diseño de los conectores de corte: Para el diseño de los conectores de corte que aseguran el monolitismo de la sección compuesta de vigas de acero y la losa de concreto, el valor de la fuerza cortante última es de 18,053.5 kg. Este valor debe ser menor a la resistencia máxima admisible de corte en los pernos, limitada por el concreto de 1190000 kg. Estos resultados servirán para hallar la cantidad de conectores de corte a lo largo del puente y se detallan en el ítem de conectores de corte, Tal como se ve en la **Tabla 42**.

Tabla 42

Cortante última de los conectores de corte vs cortante máxima de falla en el perno.

Valores de cortante en los conectores de corte	kg
Cortante última	18,053.5 kg
Cortante máximo de falla en el perno	1190000 kg

Nota. Elaboración propia.

D) El momento de diseño de la sección compuesta: El momento último de la sección compuesta denominado (M_u total) es 647, 553.08 kg-m, que es la sumatoria de 4 momentos los cuales son: El primero es el momento en el ala inferior de la sección no compuesta denominado M_{u1} (debido a las vigas, diafragmas y losas), el segundo es el momento en el ala inferior de la sección compuesta a largo plazo denominado M_{u2} (debido a la vereda y asfalto), el tercero es el momento debido a la sobrecarga de carril de diseño más carga de diseño y el cuarto es el momento debido a la sobrecarga peatonal. Este momento (M_u total) debe ser menor al momento máximo permisible de la sección compuesta (M_y) cuyo valor es 799,868.86 kg-m, que es la sumatoria de 3 momentos de diseño: El primero es el momento M_{u1} (debido a las vigas, diafragmas y losas), el segundo es el momento M_{u2} (debido a la vereda y asfalto) y el tercero es el momento adicional

(Mad) necesario para que el ala inferior llegue a la fluencia. Estos resultados se detallan el ítem m “Estado límite de servicio I “y se muestran en la **Tabla 43**.

Tabla 43

Momento último (M_u total) vs momento máximo permisible (M_y)

Momento	kg-m
Momento último de la sección compuesta (M_u total)	647,553.08
Momento máximo permisible de la sección compuesta (M_y)	799,868.86

Nota. Elaboración propia.

2.10.2. En la subestructura:

2.10.2.1 Factor de seguridad al deslizamiento (FSD)

A) Para la estabilidad del estribo con puente. Los factores de seguridad al deslizamiento deben ser mayor o igual a 1.5 y se denota:

$$FSD = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes al deslizamiento}}{\sum \text{Fuerzas que lo deslizan}} \geq 1.50$$

Los resultados para los diversos estados límite se muestra a continuación en la **Tabla 44**.

Tabla 44

Factores de seguridad al deslizamiento con puente para diversos estados límite

Estado	Vu (kg/m)	Resistente Ff= $\mu(\phi t)V_u$ (kg/m)	Hu (kg-m)	FSD
Resistencia Ia	143971.00	83980.68841	57818.36	1.50
Resistencia Ib	212689.57	124065.3778	57818.36	2.15
Evento extremo Ia	143971.00	83980.68841	62322.47	1.50
Evento extremo Ib	201649.49	117625.5163	62322.47	1.89

Nota. Elaboración propia.

B) Para la estabilidad del estribo sin puente. Los factores de seguridad al deslizamiento deben ser mayor o igual a 1.5 y se denota:

$$FSD = \frac{\sum \text{Fuerzas Resistentes al deslizamiento}}{\sum \text{Fuerzas que lo deslizan}} \geq 1.50$$

Los resultados para los diversos estados límite se muestran a continuación en la **Tabla 45**.

Tabla 45

Factores de seguridad al deslizamiento sin puente para diversos estados límite.

Estado	Vu	Resistente	Hu	FSD
	(kg/m)	Ff= $\mu(\phi t)V_u$ (kg/m)	(kg-m)	
Resistencia Ia	133918.90	781170.13	40635.81	1.92
Resistencia Ib	193893.98	113101.59	40635.81	2.78
Evento extremo Ia	133918.90	781170.13	54325.89	1.50
Evento extremo Ib	185788.36	108373.45	54325.89	1.99

Nota. Elaboración propia.

2.10.2.2 Factor de seguridad al volteo (FSV)

A) Para la estabilidad del estribo con puente. Los factores de seguridad deben ser mayores o iguales a 2, cuya definición es:

$$FSV = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes al volcamiento}}{\sum \text{Momentos que lo vuelcan}} \geq 2.0$$

Los para los diversos estados límite se muestran a continuación en la **Tabla 46**.

Tabla 46

Factores de seguridad al volteo con puente para diversos estados límite

Estado	Vu (kg/m)	MVu (kg-m)	Mhu (kg-m)	$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2}$	e máx. (m)	FSV
Resistencia Ia	143971.00	725881.04	324938.46	2.78	1.87	3.10	2.23
Resistencia Ib	212689.57	1075595.21	324938.46	3.53	1.12	3.10	3.31
Evento extremo Ia	143971.00	725881.04	273428.14	3.14	1.51	3.72	2.65
Evento extremo Ib	201649.49	1015167.74	273428.14	3.68	0.97	3.72	3.71

Nota. Elaboración propia.

B) Para la estabilidad del estribo sin puente. Los factores de seguridad deben ser mayores o iguales a 2, cuya definición es:

$$FSV = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes al volcamiento}}{\sum \text{Momentos que lo vuelcan}} \geq 2.0$$

Los para los diversos estados límite se muestran a continuación en la **Tabla 47**.

Tabla 47

Factores de seguridad al volteo sin puente para diversos estados límite

Estado	Vu (kg/m)	MVu (kg-m)	Mhu (kg-m)	$X_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	e máx. (m)	FSV
Resistencia Ia	133918.90	686175.23	134212.10	4.12	0.53	3.10	5.11
Resistencia Ib	193893.98	1001352.65	134212.10	4.47	0.18	3.10	7.46
Evento extremo Ia	133918.90	686175.23	192461.47	3.69	0.96	3.72	3.57
Evento extremo Ib	185788.36	952516.26	192461.47	4.09	0.56	3.72	4.95

Nota. Elaboración propia.

2.10.2.3 El factor de seguridad de capacidad portante (FSCP)

A) **Para la estabilidad del estribo con puente.** El factor de seguridad es de: FSCP=3. En este caso se ha afectado a la capacidad portante admisible por este factor de 3 denominada capacidad portante factorada, tal y como se muestra en la Tabla 48. Por ende, la capacidad portante última debe ser mayor a la capacidad portante factorada. Los cuales se muestran en la Tabla 49.

FS=3 , $q_R = Q_{adm} * FS * \phi_b$, resultados mostrados en la **Tabla 48**.

Tabla 48

Capacidad portantes admisibles factorados para diversos estados límite

Estado	ϕ_b	q_R (kg/cm ²)
Resistencia	0.55	4.97 kg/cm ²
Evento extremo	1	9.03 kg/cm ²
Servicio	---	3.01 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia.

Tabla 49

Capacidad portante última con puente para diversos estados límite

Estado	V_u (kg/m)	M_{Vu} (kg-m)	M_{Hu} (kg-m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	$q = \frac{V_u}{B - 2 * e}$
Resistencia Ia	143971.00	725881.04	324938.46	2.78	1.87	2.58
Resistencia Ib	212689.57	1075595.21	324938.46	3.53	1.12	3.01
Evento extremo Ia	143971.00	725881.04	273428.14	3.14	1.51	2.29
Evento extremo Ib	201649.49	1015167.74	273428.14	3.68	0.97	2.74
Servicio I	159273.68	798954.89	196106.63	3.78	0.87	2.10

Nota. Elaboración propia.

B) Para la estabilidad del estribo sin puente. El factor de seguridad es de: FSCP=3. En este caso se ha afectado a la capacidad portante admisible por este factor de 3 denominada capacidad portante factorada tal y como se muestra en la **Tabla 50**. Por ende, la capacidad portante última debe ser mayor a la capacidad portante factorada. Los cuales se muestran a continuación en la siguiente **Tabla 51**.

FS=3, $q_R = Q_{adm} * FS * \phi_b$, resultados mostrados en la **Tabla 50**

Tabla 50

Capacidades portantes admisibles factoradas para diversos estados límite.

Estado	ϕ_b	q_R (kg/cm ²)
Resistencia	0.55	4.97 kg/cm ²
Evento extremo	1	9.03 kg/cm ²
Servicio	---	3.01 kg/cm ²

Nota. Elaboración propia.

Tabla 51

Capacidad portante última sin puente para diversos estados límite

Estado	V_u (kg/m)	M_{Vu} (kg-m)	M_{Hu} (kg-m)	$X_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_o$	q	v_u
Resistencia Ia	133918.90	686175.23	134212.10	4.12	0.53	1.62	
Resistencia Ib	193893.98	1001352.65	134212.10	4.47	0.18	2.17	
Evento extremo Ia	133918.90	686175.23	192461.47	3.69	0.96	1.82	
Evento extremo Ib	185788.36	952516.26	192461.47	4.09	0.56	2.27	
Servicio I	145419.40	744230.46	87120.14	4.52	0.13	1.61	

Nota. Elaboración propia.

2.11. Discusión.

En este apartado se discutirá los valores obtenidos de la respuesta estructural para comprobar las hipótesis expuestas y con esto concluir si se alcanza los objetivos. Los resultados de la presente investigación serán comparados con los resultados de otros autores que han sido investigaciones precedentes de la actual.

Para el caso de la **evaluación de la superestructura**, acerca de la *deflexión máxima*, se comparan con autores que anteceden a la presente investigación comenzando por Acevedo (2015) en su investigación concluye que mediante el diseño AASHTO LRFD para obtener la deflexión máxima de un puente de viga compuesta pues obtuvo 2.02 cm, menor al permisible de 2.5 cm según AASHTO LRFD, debido a la carga viva y una contraflecha de 44.9 mm por carga muerta. Por su parte Rodríguez (2019) en su investigación concluye que la carga viva produce una deflexión máxima de 2.26 cm para puentes losa y viga – losa, pues aplicando la metodología LRFD normado por la ASSHTO, este valor es menor al máximo admisible de 2.5 cm. De manera similar Carlos (2021) obtuvo mediante el diseño de puente con la metodología LRFD una deflexión por carga viva de 3.70 cm, menor al máximo permisible de 4.80. Finalmente, Hernández (2016) concluye que la deflexión producida por cargas vivas es de 32 mm y por carga muerta de 19 mm, todo ello mediante el diseño con la metodología AASHTO LRFD, con ello no se tendría problema alguno debido a que ambos valores son menores al máximo permisible de 36 cm y además de no necesitar una contraflecha por carga muerta. Para la *cortante de diseño de los conectores de corte*, comenzando por Prieto y Tipán (2010) en su investigación concluye que mediante la aplicación de la metodología AASHTO LRFD en el diseño de los conectores de corte se deben considerar la cortante última de los conectores y debe ser menor a la cortante longitudinal total, con ello se determina la cantidad de pernos de corte que se necesita, pues al cociente de estos valores se

multiplíco por 3, por cada metro lineal de sección. De forma similar Acevedo (2015) concluye que la misma idea mencionado por Prieto y Tipán (2010) con la diferencia que al cociente del cortante total de los conectores de corte y la cortante de diseño para un solo pernos, se multiplica por 2, pues es la cantidad por metro lineal de sección a lo largo de la luz total del puente. Los resultados del **momento de diseño de la sección compuesta**, en comparación con autores que anteceden a la presente investigación comenzando por Rodríguez (2019) que concluye que la aplicación de la metodología AASHTO LRDF favorece al cálculo del momento de diseño de la sección del puente pues el análisis manual se aplica utilizando el tándem de diseño, camión de diseño y carril de diseño, escogiéndose el menor de ellos como el caso más desfavorable; el caso del puente viga-losa, tiene como resultado crítico de 61.48 tn-m y para el caso del puente losa un momento de 61.04 Tn-m usando en ambos casos el camión de diseño HL93K. De acuerdo con Acevedo (2015) el diseño AASHTO LRFD es significativo en el cálculo del momento último de la sección de para el puente de viga compuesta con un valor de 425452 kg.m, pues considera la sumatoria de 4 momentos las cuales son: el momento debido a las vigas, diafragmas y losas; más el momento debido a la vereda y asfalto; más el momento debido a la sobrecarga de carril de diseño más carga de diseño; y el cuarto es el momento debido a la sobrecarga peatonal. Todo ello menor al momento máximo permisible de 434848 kg-m, considerándose dentro de un escenario de Estado límite de servicio I, la cual es cercano a la realidad. Por otro lado, Hernández (2016) con el diseño AASHTO LRFD obtuvo resultados satisfactorios de momentos en la losa de 67.37 KN-m en la parte positiva, 42 KN-m en la parte negativa y 74.3 KN-m para el diseño de los voladizos.

Los resultados expuestos de cada autor ratifican la hipótesis de la aplicación de la metodología AASHTO LRFD en la evaluación de la superestructura.

Para el caso de la **evaluación de la subestructura**, los resultados de los **factores de seguridad al volteo**, se difieren con autores que preceden a la presente investigación comenzando por Prieto y Tipán (2010) que en el marco del diseño AASHTO LRFD, el factor de seguridad al volcamiento obtenidas en la subestructura fue de 1.87. Por otro lado, Carlos (2021) obtuvo como resultado un el factor de seguridad críticos obtenidas en la subestructura, de tipo volcamiento (FSV) de 2.83 para análisis sin puente y 2.9 para análisis con puente. Para los **factores de seguridad al deslizamiento**, en cotejo con autores que se anteponen a la presente investigación comenzando por Prieto y Tipán (2010), que mediante la aplicación de la metodología AASHTO LRFD se obtiene en la subestructura, el factor de seguridad al deslizamiento de 1.67. Por otro lado, Carlos (2021) obtuvo un factor de seguridad al desplazamiento (FSD) de 2.12. Finalmente, los resultados de los **factores de seguridad de capacidad portante**, en comparación con autores que anteceden a la presente investigación comenzando por Prieto y Tipán (2010) que mediante la aplicación de la metodología AASHTO LRFD tuvo como factores de seguridad mayor a la 1 pues es suficiente que la capacidad portante aplicado al suelo de 22.83 tn/m² y 35.78 tn/m² sea menor al valor de la capacidad portante admisible del suelo de 39.9 tn/m². Por otro lado, Carlos (2021) quien mediante el diseño AASHTO LRFD en el diseño de la estabilidad de la subestructura obtuvo un factor de seguridad de capacidad portante mayor a 1, pues la capacidad portante aplicado al suelo de 1.1 kg/cm² para análisis sin puente y de 0.98 para análisis con puente, no superan a la capacidad portante admisible del suelo de 2 kg/cm².

Los resultados expuestos de cada autor ratifican la hipótesis de la aplicación de la metodología AASHTO LRFD en la evaluación de la subestructura.

III. APORTES MÁS DESTACABLES A LA EMPRESA

3.1. Aportes más destacables a la empresa.

Las actividades más resaltantes que aporte en el área de oficina técnica como parte de la empresa CWE construcción fueron:

La realización de procedimientos específicos de trabajo críticos para CWE construcción las cuales fueron elaborados con planos y diseño chino, que por su complejidad se tuvo que recabar información técnica de todas las áreas y describir paso a paso la realización de estas mismas. Entre ellas tenemos la construcción de la cobertura impermeable metálica del techo de casa de máquinas que consta de tijerales de vigas acero principales y secundarias, instalaciones mecánicas, eléctricas y anclajes de acero a la roca, instalados a 45 m sobre el nivel del piso terminado; la construcción del barraje fijo en la zona de cabecera para la elevación del nivel del agua, que consta de un núcleo de material impermeable con relleno de arena y material cohesivo, geomembrana, pernos de anclaje al talud rocoso de la montaña, actividades de concreto armado, colocación de gaviones de roca y mampostería de piedra; la excavación y sostenimiento del pique vertical de 238 m de longitud en cual servirá para conducir a presión el agua proveniente del túnel de conducción y es aquí donde el agua provee de energía potencial para generar energía eléctrica, estas actividades constan de excavaciones profundas de 5.0 m de diámetro, sostenidas con pernos de sostenimiento, shotcrete y cimbras a cada 1.20 m o según indicación de geología, además de la instalación de un sistema de izaje de acero del cual fui participe en el diseño junto con la colaboración del área mecánica, esta se compone de 4 winches de 12 tn de capacidad que izarán una canastilla metálica de 4 tn de capacidad para el personal que realiza las excavaciones y una bandeja de 2.5 tn para sacar verticalmente el material de excavación. Y finalmente la excavación, sostenimiento y revestimiento de la cámara de aire rompe presión, lugar donde se aliviana la presión del agua del

túnel de conducción, debido a la acumulación de vapores de agua, es aquí donde el aire se disipa a través de unos tubos de regulación embebidas en la roca a 4 m de profundidad, además esta cámara estará sostenida con pernos de sostenimiento, tendrá inyecciones de consolidación para el aumento de la capacidad portante del talud de excavación, tuberías de drenajes, mallas de sostenimiento, shotcrete, revestimiento de concreto armado de 1.20 de espesor, para llevar a cabo esta importante actividad realice las coordinaciones con la empresa PERI para la disposición de andamios de encoframiento móvil y su certificación y con la empresa FLK SAC para la certificación de esta estructura. Todos estos procedimientos de gran importancia de las cuales fui participe activo directo fueron verificadas y aprobadas por la Gerencia de CWE.

La implementación de plantillas en Excel para la conversión de acero chino al acero peruano comercial, la cual es muy útil para la verificación de la cuantía de acero, con la cantidad y diámetro equivalente. Esto ayudo a garantizar que la colocación de acero a través del plano de despiece peruano cumpla con los requerimientos de la norma peruana de concreto E060 para su habilitado correcto en campo. Esta plantilla elaborada por mi persona fue validada por la Gerencia que supervisa los trabajos realizados por CWE construcción.

Otros aportes destacables por mi persona, fueron la verificación estructural de andamios de todos los frentes, de las cuales se proyectaron en los trabajos de armado de acero y vaciado de concreto para alturas superiores a los 8 metros. Se utilizó el software SAP 2000 vs 23, para llevar a cabo este trabajo se tomaron medidas obtenidas en campo de los espacios que se tenía disponible, se coordina la disponibilidad del material de perfil de acero a utilizar, posteriormente se modelaba en el software de acuerdo a la necesidad, al uso y ubicación para finalmente escoger la mejor

alternativa. Todo ello para dar cumplimiento al programa de seguridad y salud en el trabajo del personal que laboraba en dichos frentes haciendo uso de estos andamios, dicho programa fue implementado hace pocos meses como política de seguridad, del cual no se tenía anteriormente.

Cabe mencionar que dichos aportes fueron inspeccionados por profesionales con experiencia en el rubro estructural que prestan servicios a la empresa donde laboro.

IV. CONCLUSIONES

De la evaluación realizada en el presente trabajo describe **la respuesta estructural** mediante la aplicación de la metodología **AASHTO LRFD del puente de viga compuesta mediante el manual de puentes del MTC** pues:

En el caso de la en **la superestructura** aplicando de la metodología ASSHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC describe a la deflexión máxima en el centro de luz obteniéndose una deflexión máxima de 32.20 mm menor que la deflexión máxima permisible de 33 mm, para cargas vivas según se indica en la Tabla 40 y para las cargas muertas o permanentes se obtuvo una deflexión de 9.80 cm, mucho mayor al máximo permisible de 33 mm, por lo que se proyectará una contraflecha de 9.80 cm en el centro de luz a fin de que el puente pueda vencer la deflexión por carga muerta, sin que sufra deformaciones, para luego deformarse debido a las cargas vivas tal y como se puede observar en la Figura 89 y la Tabla 41. También describe a la cortante de diseño en los conectores de corte con un valor de 18,053.50 kg menor al cortante de falla máximo permisible de 1190000 kg que soporta cada perno. Por lo que se necesita en este caso de 132 pernos separados a cada 0.23 m por metro líneas de sección de puente a lo largo de los 30 m de luz del puente. De esta manera se transfiere las cargas desde la losa de concreto hasta las vigas de acero de forma monolítica tal y como se puede resumir y apreciar en la Tabla 42. Y por último describe el momento de diseño de la sección compuesta determinando un valor (M_u) de 647,553.08 kg-m que es menor al momento máximo permisible de la sección compuesta (M_y) de 799,868.86 kg-m. por lo que dicha sección cumple con la demanda requerida de acuerdo a la Tabla 43.

En el caso de **la subestructura** aplicando de la metodología ASSHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC describe a los factores de seguridad al volteo, pues para los diversos estados límite de resistencia, evento extremo y servicio, son mayores al valor mínimo permisible, es decir, que la estructura se mantiene bien a los momentos de resistencias al volteo respecto a los momentos que lo vuelcan y cuyos valores están por encima de 2.0. Tanto para los casos de análisis con puente y sin puente de acuerdo a la Tabla 46 y Tabla 47 respectivamente. Además, evalúa los factores de seguridad al deslizamiento de los estribos pues estos factores obtenidos para los diversos estados límite de resistencia, evento extremo y servicio, son mayores al valor mínimo permisible, es decir que la estructura se mantiene óptima a las fuerzas de resistencia al deslizamiento respecto a las fuerzas que la deslizan y cuyos valores son mayores a 1.5. Tanto para los casos de análisis con puente y sin puente de acuerdo a la *Tabla 44* y *Tabla 45* respectivamente. Finalmente describe a los factores de seguridad de capacidad portante de los estribos, pues los valores de capacidad portante factoradas del terreno son mayores a los valores de capacidad portante aplicadas al terreno de 3.1 transmitidas a través de la subestructura para los diversos estados límite de resistencia, evento extremo y servicio. Tanto para los casos de análisis con puente y sin puente de acuerdo a la *Tabla 48* y *Tabla 49* respectivamente. Por ende, la subestructura no se hundirá en el suelo de cimentación.

V. RECOMENDACIONES

Para que la **superestructura sea estable**, se controlará las deflexiones máximas es decir es recomendable hacer un análisis del sistema de presforzado para reducir la flecha debido a las cargas permanentes y cargas viva; para controlar la cortante última en los conectores de corte, se recomienda el que cada perno se encuentre soldado correctamente a las vigas de acero y también correctamente embebidos por lo menos con 5 cm en la losa de concreto para asegurar la correcta transferencia de cargas. Para controlar el momento último en la sección compuesta, se recomienda utilizar perfiles de acero que cumplan estrictamente con la normativa ANSI-AISC 360-16, es decir que cumplan con las propiedades mecánicas de acuerdo al perfil escogido de diseño para evitar errores de cálculo y de proceso constructivo.

Para que la **subestructura sea estable**, se controlará los factores de seguridad al volteo es por ello que es recomendable colocar estribos con contrafuertes, es decir con estructuras de concreto armado que se unen desde la base del talón hasta la parte superior de la pantalla, a lo largo del muro e inclinado, que permitirían aumentar considerablemente las fuerzas que contrarresten el volteo del muro y por lo tanto aumenta su factor de seguridad al volcamiento; también controlar los factores de seguridad al deslizamiento, ante ello se recomienda colocar en la base de cada estribo una cuña de concreto armado, con esto se deberá aumentar el factor de seguridad al deslizamiento; y por último controlar que los valores de resistencia de capacidad portante del suelo menores a 1, se recomienda el uso de pilotes de concreto armado con lechada para aminorar las dimensiones de la cimentación y aumentar la capacidad portante del suelo de fundación.

VI. REFERENCIAS

- Abad, J. (2017) Seminario de defensa riverañas y control de inundaciones. Obtenido de <https://redaccion.lamula.pe/2017/04/28/el-nino-242-puentes-se-cayeron-y-el-70-por-estar-mal-disenados/greciadelta/>
- Acevedo, V. (2015). *Diseño de un puente con estructura de acero*. [Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio digital de tesis y trabajos de investigación PUCP. Obtenido de <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/6302>
- American Association of State Highway and Transportation Officials -ASHTO LRFD (2020), Bridge Design Specifications, Washington Dc, 9 th Edition.
- ANSI/AISC 360-16 an American National Standard (2016). Specification for Structural Steel Buildings, United State of América.
- Carlos, L. (2021). *Diseño Estructural de un Puente Reticulado Mediante el Método AASHTO-LRFD en Yanque – Caylloma - Arequipa, 2021*. [Tesis de pregrado, Universidad Cesar Vallejo]. Repositorio de la Universidad Cesar Vallejo. Obtenido de <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/64194>
- Hernández, L. (2016). *Diseño de puente de longitud de 72 m*. [Proyecto de grado de maestría en ingeniería civil, Universidad de Los Andes]. Repositorio Institucional Seneca. Obtenido de <https://repositorio.uniandes.edu.co/handle/1992/13925>
- Manrique, A.,(s.f.). Diseño simplificado en acero estructural.
- McCormac, J. C., y H. Brown, R. (2017). Diseño de concreto Reforzado, Ciudad de México: Alfaomega.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones, (2018). Manual de puentes

- Prieto, J. y Tipán, R. (2010). *Diseño definitivo comparativo del puente de 60.0 m. de luz sobre el rio toachi en base a las normas AASHTO estándar y LRFD*. [Tesis de pregrado, Universidad Politécnica Salesiana, Facultad de ingenierías]. Repositorio Institucional Salesiana. Obtenido de <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/1615>
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2016), Ministerio de vivienda construcción y saneamiento.
- Rodríguez, A. (2014). Puentes con AASHTO – LRFD, 7 th Edition.
- Rodríguez, M. (2019). *Diseño de un puente tipo losa y un puente viga losa hasta 20m de luz, en el distrito de Chilca-2017*. [Tesis de pregrado, Universidad continental, Facultad de ingeniería civil]. Repositorio Institucional Continental. Obtenido de <https://repositorio.continental.edu.pe/handle/20.500.12394/5486>
- Veas, V y Chang, J. (2000). Deformación en vigas, Universidad de Chile, Facultad de Arquitectura y urbanismo, departamento de ciencia de la construcción.

VII. ANEXOS

7.1. Matriz de consistencia

“RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR DE VIGA COMPUESTA MEDIANTE LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD PARA LA CONTINUIDAD VEHICULAR DE LA VIA DE ACCESO AGUAS ARRIBA EN LA OBRA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SAN GABÁN III”					
PROBLEMA	OBJETIVO	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIÓN	INDICADORES
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	V. INDEPENDIENTE		
¿De qué manera la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC, evalúa la respuesta estructural de un puente de viga compuesta?	Describir como la aplicación metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la respuesta estructural de un puente de viga compuesta.	Es posible que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúe la respuesta estructural de un puente de viga compuesta.	Aplicación metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC	Estados límites en el puente	Resistencia Ia y Ib Evento extremo Ia y Ib Servicio I y II.
PROBLEMA ESPECÍFICO	OBJETIVO ESPECÍFICO	HIPOTESIS ESPECÍFICO	V. DEPENDIENTE	DIMENSIÓN	INDICADORES
¿Cómo es que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la superestructura de un puente de viga compuesta?	Especificar como la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la superestructura de un puente de viga compuesta.	Se puede aplicar la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC para evaluar la superestructura de un puente de viga compuesta.	Respuesta estructural de la superestructura	Deformación de la superestructura	Deflexión máxima
				Resistencia de la superestructura	Cortante de diseño de los conectores de corte Momento de diseño de la sección compuesta
¿Cómo es que la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la subestructura de un puente de viga compuesta?	Especificar como la aplicación de la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC evalúa la subestructura de un puente de viga compuesta.	Se puede aplicar la metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC para evaluar la subestructura de un puente de viga compuesta.	Respuesta estructural de la subestructura.	Estabilidad de la subestructura	Factores de seguridad al volteo (FSV)
					Factores de seguridad al deslizamiento (FSD)
					Factores de seguridad de capacidad portante (FSCP)

7.2. Matriz de operacionalización

“RESPUESTA ESTRUCTURAL DE PUENTE VEHICULAR DE VIGA COMPUESTA MEDIANTE LA METODOLOGÍA AASHTO LRFD PARA LA CONTINUIDAD VEHICULAR DE LA VIA DE ACCESO AGUAS ARRIBA EN LA OBRA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA DE SAN GABÁN III”

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicador	Unidades
Variable independiente: Aplicación metodología AASHTO LRFD mediante el manual de puentes del MTC	- De acuerdo con Prieto y Tipán (2010), La aplicación de la metodología AASHTO LRFD proporciona un mayor nivel de seguridad a través de todo el puente, pues es una función de variabilidad, donde las cargas se mayoran y las resistencias se minoran multiplicándose por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente.	-Esta variable se medirá mediante la evaluación de los estados límite de resistencia, evento extremo y servicio. Según la norma AASHTO LRFD, capítulo 1.1 Scope of the Specification.	- Estados límites en el puente	Resistencia Ia y Ib	nominal
				Evento extremo Ia y Ib	nominal
				Servicio I y II.	nominal
Variable dependiente: - Respuesta estructural.	- De acuerdo con Chopra (2014), el término respuesta se utiliza en un sentido general para incluir cualquier cantidad de respuesta, como desplazamiento, la velocidad o la aceleración de la masa; también, una fuerza interna o el esfuerzo interno en la estructura.	-Esta variable se medirá mediante los parámetros que resultan de la superestructura y la subestructura. Conforme a la norma AASHTO LRFD, capítulo 3.1	- Resistencia de la superestructura	- Deflexión máxima	Metros
				- Cortante de diseño de los conectores de corte	kg
				- Momento de diseño de la sección compuesta	Kg/m
			- Estabilidad de la subestructura	-Factores de seguridad al volteo (FSV)	Adimensional
				-Factores de seguridad al deslizamiento (FSD)	Adimensional
				-Factores de seguridad de capacidad portante (FSCP)	Adimensional

Nota. Elaboración propia.