



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**“DISEÑO DE UN PUENTE UBICADO EN EL TRAMO LAS CRUCES-SAN
GABRIEL, MUNICIPIO DE SAN RAFAEL DEL NORTE, JINOTEGA EN EL
AÑO 2018”.**

Para optar al título de Ingeniero Civil

Elaborado por

Br. Abner Alí Picado Aguirre
Br. Engelbert Fanor Juárez Bonilla

Tutor

Msc. Ing. Carlos Gutiérrez Mendoza

Managua, Enero 2020

Dedicatoria

Dedico este trabajo primeramente a Dios Todopoderoso, Grande y Magnífico; la razón principal por la cual llego hasta este punto importante en mi vida es que dependo totalmente de Dios, sin Dios no soy nada, Él me provee todo lo que necesito y lo más importante Dios nos dio a su Único Hijo Jesucristo que es nuestro Único Salvador y restaurador de nuestras vidas.

A mi Madre Sorayda Aguirre quien me ha dado los mejores ejemplos de vida para cumplir mis metas y ser una mejor persona, como un gesto sencillo de agradecimiento por su esfuerzo, amor, apoyo incondicional para lograr todos los sueños cumplidos, por fomentarme valores, deberes, derechos y educación supliendo todos los recursos para formarme personal y profesionalmente.

A mi Familia especialmente mi hermana Keydell Picado, mi Tío Gerardo Aguirre a quienes quiero mucho y me dan su cariño y apoyo, me transmiten lo mejor de ellos y me dan los mejores ejemplos para ser una mejor persona.

A mis Docentes quienes llevan a cuestas la cruz del saber transmitiendo conocimientos; reforzando valores que aprendemos en nuestro hogar para formarnos personal y profesionalmente.

A mis amistades y compañeros de vida personas de las cuales aprendemos lo mejor que ellos pueden mostrarnos, una mano amiga, apoyo, valores y conocimientos.

A mis compañeros de clases Ing. David Galeano, Ing. Cruz Obregón quienes ya no están con nosotros físicamente, pero dejaron un gran legado y ejemplo de superación personal.

Br. Abner Alí Picado Aguirre

Ofrezco con toda mi alma, los frutos de este trabajo a la Santísima Trinidad, Dios Uno y Trino, especialmente al Santísimo, ya que Él derramó las gracias necesarias para obtener la sabiduría que viene del cielo.

Br. Engelbert Fanor Juárez Bonilla

Agradecimientos

Agradezco primeramente a Dios Todopoderoso por este trabajo culminado, ha sido un proceso largo y difícil, pero Dios siempre está conmigo dándome fuerzas y todo lo que necesito, Dios ha hecho grandes milagros en mi vida y terminar esta Tesis es un Milagro de Dios, una Bendición.

A mi Madre Sorayda Aguirre por su apoyo en todos los sentidos, por apoyarme moral y económicamente; quien ha sido madre y padre para mí, esforzándose en su trabajo no importando los desvelos, dificultades mi madre siempre estuvo ahí apoyándome.

A mi Familia, a mi tutor Msc. Carlos Gutiérrez, mis docentes, amistades que me han apoyado en este documento, a personas que nos han facilitado información importante para culminar esta Tesis entre ellos trabajadores de EMCOSE, docentes de UNI-RUACS, estudiantes, todos.

Br. Abner Alí Picado Aguirre

Con profundo respeto y admiración a mi tutor Msc. Carlos Gutiérrez, quien compartió conmigo, sus conocimientos, en cada momento de la elaboración de esta Tesis y a mi compañero de Tesis Abner.

¡Siempre me he sentido maravillado por mi linda familia! Se han preocupado por mí desde que llegué a este mundo, me han formado para saber cómo luchar y salir victorioso ante las adversidades de la vida. Muchos años después sus enseñanzas no cesan, y aquí estoy, con un nuevo logro exitosamente conseguido, mi proyecto de Tesis, quiero dedicarles los frutos de este trabajo, no me alcanzan las palabras para expresar el orgullo y lo bien que me siento por tener una familia creyente en Dios.

Especialmente a mi hermana Linda Bruneth, que con sus conocimientos profesionales me ayudó en la elaboración de los planos estructurales que esta tesis contiene. No quedan atrás: Mi hermano Gerald José, Paola Luciani, Karla Zinica quienes estuvieron pendientes de los viáticos que necesité, a mi Madre que me dio la vida y el acompañamiento necesario y a mi Padre por su aporte económico.

A nuestros futuros lectores. La vida es Hermosa ya que podemos compartir y disfrutar nuestros conocimientos y experiencias, con quienes amamos, podemos ayudar y guiar a muchas personas si ellos lo permiten. Espero que este trabajo sea de gran utilidad.

Br. Engelbert Fanor Juárez Bonilla

Resumen

En el presente trabajo se realiza el diseño de Puente “San Gabriel” ubicado en el tramo: Las cruces – San Gabriel el cual tiene un claro de 30 metros de longitud y una elevación de rasante de 1007 msnm, para el dimensionamiento de la superestructura y subestructura del puente se realizó con las Norma de diseño americana: AASHTO LRFD 2014, 7th edición la cual toma en cuenta diversos estados límites para el diseño de los elementos de acero y concreto, además se utilizó en ACI-318 2014 para requerimientos en elementos de concreto así como también el Reglamento Nacional de la construcción (RNC-07) edición 2007.

En el primer capítulo se presentan las generalidades del trabajo: Introducción, Antecedentes, Justificación y Objetivos, en el segundo y tercer capítulo el marco teórico y la metodología para el diseño estructural de puente.

El cuarto capítulo contiene el diseño estructural de puente que incluye elementos de superestructura tales como: losa de concreto, vuelo de tablero, barandas, postes, vigas de acero, elementos de acero y apoyos; así como también elementos de subestructura tales como: muro de respaldo, viga de asiento y estribo.

En el quinto y sexto capítulo se presentan los planos estructurales y el presupuesto del puente, finalmente el séptimo capítulo contiene los anexos tales como: ubicación del proyecto, normas y tablas utilizadas.

Índice de Contenido

I. GENERALIDADES	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. ANTECEDENTES	2
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. OBJETIVOS	4
1.4.1. OBJETIVO GENERAL	4
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
II. MARCO TEÓRICO	5
2.1. DEFINICIÓN DE PUENTES	5
2.2. CLASIFICACIÓN DE PUENTES	5
2.3. SELECCIÓN DE TIPO DE PUENTE	6
2.4. ELEMENTOS DE PUENTE	7
2.4.1. SUPERESTRUCTURA	7
2.4.1.1. Superficie de rodamiento	8
2.4.1.2. Superficie bituminosa	8
2.4.1.3. Anden peatonal	8
2.4.1.4. Barandales	8
2.4.1.5. Vigas Longitudinales	9
2.4.1.6. Diafragmas	9
2.4.2. APOYOS	9
2.4.2.1. Apoyos de neopreno con placas de acero	9
2.4.3. SUBESTRUCTURA	10
2.4.3.1. Viga de Asiento	11
2.4.3.2. Estribos	11
2.4.3.3. Fundaciones	12
2.5. ESTUDIOS DE CAMPO	12
2.5.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO	12
2.5.2. ESTUDIOS GEOTÉCNICOS	12
2.5.3. ESTUDIOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS	12

2.6.	METODOLOGÍA DE DISEÑO	13
2.7.	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA	13
2.8.	ESTADOS LÍMITES	14
2.8.1.	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	14
2.8.2.	ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA	14
2.8.3.	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA	14
2.8.4.	ESTADOS LÍMITES CORRESPONDIENTES A EVENTOS EXTREMOS	14
2.9.	LIMITACIONES DE LAS DEFLEXIONES	14
2.10.	CARGAS DE DISEÑO	15
2.10.1.	CARGAS PERMANENTES	15
2.10.1.1.	Cargas de Suelo tipo EH, ES y DD	15
2.10.2.	CARGAS TRANSITORIAS	15
2.10.2.1.	Sobrecargas Gravitatorias LL y PL	15
2.10.2.2.	Camión de diseño	16
2.10.2.3.	Tándem de diseño	16
2.10.2.4.	Carga del Carril de Diseño	17
2.10.2.5.	Carga de Fatiga	18
2.10.2.6.	Carga para el vuelo del tablero	18
2.10.2.7.	Cargas peatonales: Sobrecarga (PL)	18
2.10.2.8.	Cargas sobre las barandas	19
2.10.2.9.	Incremento por Carga vehicular dinámica	19
2.10.2.10.	Fuerza Centrífuga de los vehículos (CE)	19
2.10.2.11.	Fuerza de frenado de los vehículos (BR)	20
2.10.2.12.	Fuerza de colisión vehicular (CT)	21
2.10.2.13.	Sobrecarga viva (LS)	21
2.10.2.14.	Análisis De Mononobe –OKABE	22
2.10.2.15.	Efectos Sísmicos (EQ)	22
2.10.2.16.	Temperatura	23
2.11.	COSTO Y PRESUPUESTO	23

III. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE UBICADO EN EL TRAMO LAS CRUCES – SAN GABRIEL 23

3.1. ESTUDIOS PREVIOS AL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE UBICADO EN EL TRAMO LAS CRUCES – SAN GABRIEL	24
3.1.1. ESTUDIOS DE SUELOS	24
3.1.2. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDROTÉCNICO	25
3.1.2.1. Características físicas de la cuenca hidrográfica y sistema de drenaje	25
3.1.2.2. Frecuencia de diseño	26
3.1.2.3. Intensidad de Precipitación	27
3.1.2.4. Cálculo de caudal hidrológico “Puente San Gabriel”	28
3.1.2.5. Estudios Hidráulicos	29
3.1.2.6. Modelación Hidráulica del puente	29
3.2. DISEÑO DEL PUENTE POR EL MÉTODO AASHTO LRFD 2014	31
3.2.1. DISEÑO DE LOSA	31
3.2.1.1. Factores de cargas y combinaciones de carga	33
3.2.1.2. Solicitaciones de carga para losa	33
3.2.1.3. Acero de refuerzo para losa de concreto	34
3.2.2. DISEÑO DE VIGA DE ACERO	35
3.2.2.1. Criterios de diseño	35
3.2.2.2. Propiedades de la sección	35
3.2.2.3. Cálculos por los efectos de cargas muertas	36
3.2.2.4. Cálculos por los efectos de carga viva	37
3.2.2.5. Revisión por deflexión	39
3.2.2.6. Diseño por flexión	39
3.2.2.7. Diseño por cortante	39
3.2.3. DISEÑO DE APOYOS	40
3.2.3.1. Apoyos de elastómero	40
3.2.4. DISEÑO DE ESTRIBO	43
3.2.4.1. Cálculo por los efectos de carga viva	43
3.2.4.2. Cálculo por los efectos de carga muerta	43
3.2.4.3. Otros efectos de carga	43
3.2.4.4. Estados límites aplicables y combinaciones de carga	47
3.2.4.5. Chequeo y estabilidad de esfuerzos	47
3.2.4.6. Deslizamiento en base del estribo	48
3.2.4.7. Presiones actuantes en la base del estribo	49

IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTE 50

4.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	50
4.1.1. CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO	50
4.1.2. DISEÑO DE LOSA	50
4.1.2.1. Datos generales	50
4.1.2.2. Pre-dimensionamiento de losa	51
4.1.2.3. Ancho de fajas equivalentes interiores para tablero	51
4.1.2.4. Cargas permanentes para ancho de faja en momento positivo	52
4.1.2.5. Cargas permanentes para ancho de faja en momento negativo	52
4.1.2.6. Cargas transitorias	53
4.1.2.7. Factores de carga y combinaciones de carga	54
4.1.2.8. Momento último de diseño	55
4.1.2.9. Calculo de acero de refuerzo en losa	56
4.1.3. DISEÑO DE VUELO DE TABLERO	66
4.1.3.1. Datos Generales	66
4.1.3.2. Cargas muertas	68
4.1.3.3. Cargas transitorias	68
4.1.3.4. Casos de diseño para el vuelo de tablero	69
4.1.3.5. Refuerzo en voladizo de losa para Momento Negativo	73
4.1.3.6. Ensayo al choque de las barandas	78
4.1.3.7. Fuerza axial, momento y corte por punzonamiento en poste	86
4.1.3.8. Acero de refuerzo en poste por flexión	88
4.1.3.9. Resistencia nominal axial a compresión	88
4.1.3.10. Cuantía de acero	89
4.1.3.11. Refuerzo transversal	90
4.1.3.12. Resistencia por momento	90
4.1.3.13. Resistencia al corte por punzonamiento	91
4.1.3.14. Diseño de anclaje de armadura de acero en poste	94
4.1.4. DISEÑO DE VIGA DE ACERO	96
4.1.4.1. Datos Generales	96
4.1.4.2. Viga de acero propuesta	97
4.1.4.3. Revisión de las propiedades geométricas de la sección	98
4.1.4.4. Cálculo de las propiedades de la sección	99

4.1.4.5.	Cálculo por los efectos de carga muerta	105
4.1.4.6.	Cálculo por los efectos de carga viva	108
4.1.4.7.	Efectos de carga combinados	117
4.1.4.8.	Revisión por deflexión en viga	118
4.1.4.9.	Capacidad del momento plástico	120
4.1.4.10.	Diseño por flexión - Estado límite de resistencia	124
4.1.4.11.	Diseño por cortante	126
4.1.4.12.	Diseño de rigidizadores transversales	127
4.1.4.13.	Diseño por flexión - Estado Límite de Fatiga	131
4.1.4.14.	Diseño por flexión – Estado Límite de Servicio	139
4.1.5.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO	142
4.1.5.1.	Diseño de conectores de cortante	142
4.1.5.2.	Diseño de rigidizadores de apoyo	150
4.1.5.3.	Diseño de diafragmas transversales	153
4.1.5.4.	Diseño de conexiones soldadas	159
4.1.6.	DISEÑO DE APOYOS	162
4.1.6.1.	Apoyos de elastómeros	162
4.1.6.2.	Diseño de anclaje del apoyo	168
4.1.6.3.	Diseño de Placa de apoyo	172
4.2.	DISEÑO DE SUBESTRUCTURA	174
4.2.1.	CONSIDERACIONES INICIALES DE DISEÑO	174
4.2.2.	DISEÑO DE ESTRIBO	174
4.2.2.1.	Pre-dimensionamiento de estribo	175
4.2.2.2.	Cargas verticales	176
4.2.2.3.	Cargas horizontales	178
4.2.2.4.	Estados límites aplicables y combinaciones de carga	186
4.2.2.5.	Chequeo y estabilidad de esfuerzos	189
4.2.2.6.	Deslizamiento en base del estribo	189
4.2.2.7.	Presiones actuantes en la base del estribo	191
4.2.3.	DISEÑO DE MURO DE RESPALDO	192
4.2.3.1.	Efectos de fuerzas en muro de respaldo	192
4.2.3.2.	Diseño por flexión	194
4.2.3.3.	Diseño por cortante	197
4.2.4.	DISEÑO DE VIGA DE ASIENTO	200

4.2.4.1. Efectos de fuerzas en viga de asiento	200
4.2.4.2. Acero por flexión en viga de asiento	200
4.2.4.3. Acero por cortante en viga de asiento	205
V. PLANOS ESTRUCTURALES	206
VI. PRESUPUESTO DE PUENTE	209
VII. ANEXOS	1

Índice de Tablas

Tabla 1: Clasificación de puentes	5
Tabla 2: Incremento por carga dinámica a aplicar a carga de fatiga.....	19
Tabla 3: Resultados de Estudios de Suelos.....	24
Tabla 4: Características Físicas de la cuenca Hidrográfica	25
Tabla 5: Resultados de Caudales Hidrológicos por sub-cuencas de “Puente San Gabriel”	28
Tabla 6: Caudal Hidrológico de diseño “Puente San Gabriel”	28
Tabla 7: Sección Transversal Típica de Puente.....	31
Tabla 8: Espesor de Losa	32
Tabla 9: Ancho de fajas equivalentes para losas de hormigón y vuelos de Tablero colado in situ	33
Tabla 10: Componentes de carga muerta.....	36
Tabla 11: Datos Generales en losa.....	50
Tabla 12: Pre-dimensionamiento de losa.....	51
Tabla 13: Ancho de fajas equivalentes para Tablero de hormigón	51
Tabla 14: Cargas Permanentes para ancho de faja en momento positivo.....	52
Tabla 15: Cargas permanentes para ancho de faja en momento negativo.....	52
Tabla 16: Distribución de acero de refuerzo en losa de concreto	65
Tabla 17: Datos generales para diseño de vuelo de Tablero.....	66
Tabla 18: Ancho de Fajas equivalentes para voladizo de losa	67
Tabla 19: Cargas muertas actuantes en vuelo de Tablero	68

Tabla 20: Cargas Transitorias actuantes en vuelo de Tablero.....	69
Tabla 21: Distribución de acero de refuerzo en vuelo de Tablero.....	77
Tabla 22: Datos Generales para ensayo al choque de las barandas.....	78
Tabla 23: Niveles de ensayo de la baranda.....	78
Tabla 24: Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque	79
Tabla 25: Propiedades mecánicas mínimas de acero estructural por forma, resistencia y espesor.....	79
Tabla 26: Resultados de Resistencia última de la baranda para un número de tramos de baranda impar	85
Tabla 27: Resultados de resistencia última de la baranda para un número de tramos de baranda par	85
Tabla 28: Resultados de cálculo de fuerza axial.....	86
Tabla 29: Ecuaciones para requerimientos de cuantía de acero	89
Tabla 30: Resultados Iniciales de cálculo de cuantías.....	89
Tabla 31: Resultados de requerimiento de cuantía de acero.....	90
Tabla 32: Ecuaciones de resistencia al corte por punzonamiento	93
Tabla 33: Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción	95
Tabla 34: Datos generales de viga de acero.....	96
Tabla 35: Dimensiones de Perfil W propuesto	97
Tabla 36: Sección simple de viga de acero propuesta.....	102
Tabla 37: Sección compuesta n.....	103
Tabla 38: Sección compuesta 3n.....	104
Tabla 39: Cargas muertas en viga de acero	105
Tabla 40: Cortantes por carga muerta (N)	107
Tabla 41: Momentos por carga muerta (N.mm)	107
Tabla 42: Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3	108
Tabla 43: Datos iniciales para cálculo de cargas vivas.....	113
Tabla 44: Factores de distribución de sobrecargas	116

Tabla 45: Módulo de sección simple y compuesta.....	124
Tabla 46: Sumatorias de esfuerzos en el patín de compresión	137
Tabla 47: Sumatorias de esfuerzos en el patín de tensión	138
Tabla 48: Módulos de sección simple y compuesta.....	140
Tabla 49: Dimensiones de conector de corte propuesto.....	142
Tabla 50: Tamaño mínimo de soldadura de filete	161
Tabla 51: Propiedades geométricas y de material de apoyo	162
Tabla 52: Datos Generales de subestructura.....	173
Tabla 53: Peso propio estribo de mampostería	176
Tabla 54: Cargas puertas debido a presión vertical de terreno.....	176
Tabla 55: Resumen cargas Verticales	177
Tabla 56: Resumen cargas horizontales.....	184
Tabla 57: Factores de carga utilizados	185
Tabla 58: Cargas Verticales factoradas	186
Tabla 59: Momento estabilizador por cargas verticales factoradas	186
Tabla 60: Cargas horizontales factoradas	187
Tabla 61: Momento de vuelco por cargas horizontales.....	187
Tabla 62: Revisión por vuelco de estribo	188
Tabla 63: Resistencia al deslizamiento.....	189
Tabla 64: Resultados de capacidad resistente del suelo	191
Tabla 65: Efectos de fuerzas en muro de respaldo.....	192
Tabla 66: Presupuesto de Obra “Puente San Gabriel”	207
Tabla 67: Lista de precios de materiales para presupuesto de Puente “San Gabriel”.....	209
Tabla 68: Salario por Hora para personal de costo Indirecto.....	209
Tabla 69: Salario por hora en mano de obra.....	210
Tabla 70: Cantidades de Obra en Subestructura (1)	211
Tabla 71: Cantidades de Obra en Subestructura 2.....	212
Tabla 72: Cantidades de Obra en Subestructura 3.....	213
Tabla 73: Cantidades de Obra en Superestructura 1.....	214
Tabla 74: Cantidades de obra en Superestructura 2	216

Tabla 75: Costos directos limpieza Inicial	217
Tabla 76: Costos directos excavación en la vía	217
Tabla 77: Costos directos préstamo de selecto	218
Tabla 78: Costos directo excavación en base de estribo	218
Tabla 79: Costo directo relleno en cimentación	219
Tabla 80: Costo directo riego de liga con asfalto	219
Tabla 81: Costo directo pavimento de concreto bituminoso en frío	220
Tabla 82: Costo directo concreto clase "A" 3500 psi.....	221
Tabla 83: Costo directo concreto clase "D" colado in situ 4000 psi.....	221
Tabla 84; Costo directo acero de refuerzo grado 60.....	222
Tabla 85: Costo directo suministro, fabricación y montaje de acero estructural	222
Tabla 86: Costo directo pernos de 1 ¼" X 18" de Acero con tornillo y arandela	223
Tabla 87: Costo directo angulares de acero estructural, juntas de expansión .	223
Tabla 88: Costo directo baranda metálica	224
Tabla 89: Costo directo mampostería Clase "A"	224
Tabla 90: Costo directo dispositivo de apoyo.....	225
Tabla 91: Drenes PVC 10 cm diámetro x 2.4 metros de largo.....	225
Tabla 92: Costos directos drenes de Hierro Galvanizado	226
Tabla 93: Costo directo Señales 61 x 61 cm, Tipo P-1-4.....	226
Tabla 94: Costo directo Señales 2.4 m x 40 cm, Tipo IG-1-2.....	226
Tabla 95: Costo directo, Señales 30 x 90 cm. Tipo P-12-4A	227
Tabla 96: Costo directo Relleno permeable.....	227
Tabla 97: Costos Indirectos 1	228
Tabla 98: Costos Indirectos 2	229
Tabla 99: Costos indirectos 3 y 4.....	230
Tabla 100: Costos Indirectos 5	231
Tabla 101: Factores de carga y combinaciones de carga.....	VII.1
Tabla 102: Factores de carga para carga permanente γ_p	VII.1
Tabla 103: Factor de presencia múltiple por sobrecarga	VII.2

Tabla 104: Recubrimientos de Hormigón.....	VII.2
Tabla 105: Incremento por carga dinámica.....	VII.3
Tabla 106: Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p	VII.3
Tabla 107: Máximos momentos por carga viva por unidad de ancho, (Kip.Ft/Ft)	VII.4
Tabla 108: Constante A según la categoría para diseño a fatiga.....	VII.5
Tabla 109: Ciclos por pasada de camión, n.....	VII.5
Tabla 110: Umbrales de fatiga para amplitud constante.....	VII.6
Tabla 111: Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial.....	VII.7
Tabla 112: Velocidades regionales, VR según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s	VII.8
Tabla 113: Factor F_{RT} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)	VII.9
Tabla 114: Factores de Amplificación por tipo de suelo.....	VII.10
Tabla 115: Ángulo de fricción entre materiales	VII.12
Tabla 116: Ángulo de fricción interna.....	VII.13
Tabla 117: Altura equivalente para carga vehicular en muros de contención	VII.13

Índice de figuras

Figura 1: Selección de subestructura de puentes.....	7
Figura 2: Barandales metálicos	8
Figura 3: Vigas longitudinales y diafragmas	9
Figura 4: Apoyo elastomérico con placas metálicas intercaladas.....	10
Figura 5: Subestructura para puentes	10
Figura 6: viga de asiento	11
Figura 7: Estribos de puente.....	11
Figura 8: Características del camión de diseño	16
Figura 9: Tandem de Diseño	16
Figura 10: Cargas de diseño según la AASHTO	17
Figura 11: Carga de Fatiga.....	18

Figura 12: Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado _____	20
Figura 13: Curvas IDF, Jinotega _____	27
Figura 14: Sección de cruce puente “San Gabriel” Aguas Arriba _____	30
Figura 15: Sección de cruce puente “San Gabriel” Aguas Abajo _____	30
Figura 16: Apoyo recubierto de elastómero zunchado _____	40
Figura 17: Potencial de impacto de las ruedas para golpes o capó contra los postes _____	81
Figura 18: Criterios para determinar el retiro de los postes _____	81
Figura 19: Baranda para tráfico vehicular _____	82
Figura 20: Resultado de Fuerza axial mayorada y momento flexionante encontrados en SAP 2000 _____	87
Figura 21: Sección crítica de poste _____	93
Figura 22: Geometría de sección de diseño _____	97
Figura 23: Diagrama de cuerpo libre para una viga simplemente apoyada de un solo tramo _____	106
Figura 24: Camión HL-93 + Carga carril de diseño _____	113
Figura 25: Localización del momento máximo para fatiga _____	114
Figura 26: Ubicación de camión HL- 93 _____	114
Figura 27: Ubicación de momento máximo _____	114
Figura 28: Reacciones debidas a la carga de camión HL – 93 más la carga carril de diseño _____	115
Figura 29: Reacciones cortante y momento encontrados en SAP 2000 _____	115
Figura 30: Resultados Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante _____	116
Figura 31: Deflexión debida a Camión HL-93 _____	119
Figura 32: Rigidizadores transversales _____	128
Figura 33: Ejemplo de soldadura de filete _____	133
Figura 34: Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante _____	134
Figura 35: Cálculo de Dc en secciones en flexión positiva _____	137
Figura 36: Detalle de conectores de corte _____	142
Figura 37: Esquema del rigidizador de los apoyos en los estribos _____	150
Figura 38: Geometría de sección de diseño “ W” para diafragma transversal _____	157

Figura 39: Terminología de soldadura de filete _____	160
Figura 40: Pre-dimensionamiento de estribo _____	175
Figura 42: Resistencia al deslizamiento de muro _____	189
Figura 43: Camión de diseño HL - 93 _____	VII.3
Figura 44: Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis de viento _____	VII.8
Figura 45: Deformación unitaria por compresión _____	VII.9
Figura 46: Zonificación sísmica de Nicaragua _____	VII.10
Figura 47: Mapa de Isoaceleraciones para diseño sismo – resistente por método estático equivalente _____	VII.11
Figura 48: Diagrama de fuerzas de cuña activa _____	VII.12
Figura 49: Chequeo y estabilidad de esfuerzos _____	VII.14
Figura 50: Presiones actuantes en la base del estribo _____	VII.14
Figura 51: Cargas actuantes en muro de respaldo _____	VII.14

I. Generalidades

1.1. Introducción

El cruce del río San Gabriel ubicado en el departamento de Jinotega, a unos 15.5 Kilómetros al norte de la ciudad del mismo nombre, en el tramo Las cruces – San Gabriel a aproximadamente 150 metros del sitio conocido como Empalme San Gabriel, en las coordenadas Norte: 1, 456,253.360, Este 601,414.530; en este cruce actualmente existe un puente vado el cuál no cumple con los requisitos mínimos de ubicación y no satisface la geometría en cuanto a su altura para el comportamiento hidráulico del río.

En la presente investigación se dará a conocer el diseño de los elementos estructurales del puente con un claro de 30 metros de longitud, el cual se propone que esté conformado en la superestructura con elementos de vigas metálicas en combinación con una losa maciza de concreto reforzado haciendo uso de las normas AASHTO LRFD 2014 y ACI 318 2014; la subestructura consistirá en estribos de mampostería de piedra bolón para soportar la superestructura.

La estructura del puente contempla la elaboración de los planos constructivos mediante AutoCAD 2017, así como también la elaboración de una hoja de cálculo para el presupuesto de la obra con la ayuda del software Microsoft Excel 2016.

1.2. Antecedentes

En el tramo Las cruces-San Gabriel actualmente existe una obra de drenaje siendo ésta, un puente vado de 12 tubos de concreto reforzado de 30 pulgadas de diámetro, dicha obra tiene una longitud de 13.5 metros; sin embargo, se han venido presentando escenarios en los cuáles inundaciones han sobrepasado la altura de esta obra afectando el cruce de los transeúntes.

Durante el invierno del año 2007 fuertes lluvias ocasionaron daños a la infraestructura vial del país, por lo que el Ministerio de Transporte e Infraestructura implementó el Plan Emergente Invierno 2007, entre ellos contempló estudios hidrotécnicos del puente San Gabriel además de realizar estudios geotécnicos, de acuerdo a estos estudios la propuesta final fue un puente de superestructura de loza de concreto reforzado en combinación con vigas metálicas, con subestructura de mampostería de piedra bolón con un claro de 30 metros.

Según pobladores el puente tiene más de 40 años de haberse construido y según la Dirección de Obras Públicas de Jinotega, se estima que pasan a diario 1000 vehículos entre los cuáles están livianos, de carga y de pasajeros; la ubicación de este puente comunica a los municipios de Jinotega, Pantasma, San Rafael del Norte y Wiwilí además de otras comunidades aledañas.

1.3. Justificación

El propósito fundamental de esta investigación es la de realizar un diseño de un puente ubicado sobre el río que intersecta el tramo Las Cruces-San Gabriel, el cual al realizarse su ejecución va a beneficiar directamente a 340 habitantes que viven en esta comunidad (INIDE, 2008) e indirectamente va a beneficiar al gran flujo de transporte liviano, de carga y pasajeros que por este puente se comunican los municipios de San Rafael del Norte, Jinotega, Pantasma y Wiwilí además de comunidades pertenecientes a estos; el diseño va a garantizar una estructura que les permita tener un tránsito de una manera fácil, segura y sin interrupciones durante todas las épocas del año.

La importancia del diseño de esta infraestructura radica en que entidades competentes se vean incentivadas a realizar su ejecución ya que esta zona es muy estratégica, en la cual productores de café, granos básicos, hortalizas, ganadería y productos perecederos circulan a diario provenientes de más de 3,000 fincas; según pobladores dicen sentirse aislados debido a que en períodos de invierno el río crece sobrepasando la altura del puente existente que no cumple con el diseño apropiado para el caudal del río, este a su vez provoca grandes horas de retraso para transportistas, comerciantes, productores y transeúntes los cuales son afectados en sus trabajos y en sus labores cotidianas, algunos productores sufren pérdidas ya que sus productos que llevan a vender a diversos puntos pierden calidad; este a su vez limita las capacidades de salud y educación, además que en situaciones de emergencia tales como incendios, inundaciones, accidentes e incidentes hay dificultad de ser atendidos rápidamente por instituciones competentes cuando éste crece.

Con este trabajo se pretende que sea de referencia para próximas generaciones de estudiantes de Ingeniería Civil que quieran realizar investigaciones sobre este tema y que sirva de apoyo a las entidades competentes para la ejecución de esta infraestructura.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Diseñar un Puente ubicado en el tramo Las cruces-San Gabriel, Municipio de San Rafael del Norte, Jinotega en el año 2018.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Dimensionar elementos de la superestructura y subestructura del puente San Gabriel en base a las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2014, normas para diseño de elementos de concreto ACI 318 2014 y el RNC-07.
- Elaborar los planos estructurales del puente usando AutoCAD 2017.
- Realizar el presupuesto de la Estructura del puente por medio de Software Microsoft Excel 2016.

II. Marco Teórico

2.1. Definición de Puentes

Es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles profundos, hondonadas, lagos o brazos de mar. Son diseñados para soportar el paso continuo, normalmente sirven a carreteras y ferrocarriles con el fin de unir caminos de viajeros y mercancías; también pueden servir para conducir agua o soportar cables de línea de energía o de telecomunicaciones (Urbina Henríquez, 2013).

2.2. Clasificación de puentes

Los puentes se clasifican en diversos enfoques, según su infraestructura, su tipo de material de construcción, sus objetivos funcionales y por las condiciones de apoyo (Rivera, 2016).

Tabla 1: Clasificación de puentes

Clasificación de los puentes			
Según su tipo de material	Por los objetivos funcionales	Por el sistema estructural	Por las condiciones de apoyo
Acero Estructural	carreteros	Puentes de losa	Simplemente apoyados
Hormigón armado	Ferrovianos	Vigas T	Continuos
Madera	Combinados	Sección cajón	En voladizo
Sección	Peatonales	Sección	Aporticados
Materiales compuestos	Acueductos	De armaduras	
Concreto Pre-esforzado	Puentes para aviones	Tipo arco	
Mampostería		Atirantados	
		Colgantes	

Nota. Fuente: Elaboración propia

2.3. Selección de tipo de puente

De acuerdo a (Serquén, 2017) los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- A. Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- B. Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- C. Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- D. Obras complementarias tales como: barandas, drenajes de la calzada y de los accesos, protección de los márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- E. En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

Según (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2008) los tipos de puentes más usados en Nicaragua son tres tipos (Puente carretero tipo I, II y III), éstos generalmente se componen en la superestructura por Losa de concreto reforzado, vigas estas pueden ser de acero, concreto pretensado o concreto reforzado prefabricado, andén peatonal con sus barandales; en la parte de la subestructura se componen de vigas de asiento de concreto reforzado, estribos de concreto reforzado, mampostería o pilas de concreto reforzado.

En la selección del tipo de puente se hace uso de puente tipo I ya que este se compone en sus elementos de vigas metálicas que son más económicas con respecto a las vigas de concreto, para el diseño de la subestructura se hace con respecto al lugar de ubicación en el país y tipo de carretera (**Figura 1**).

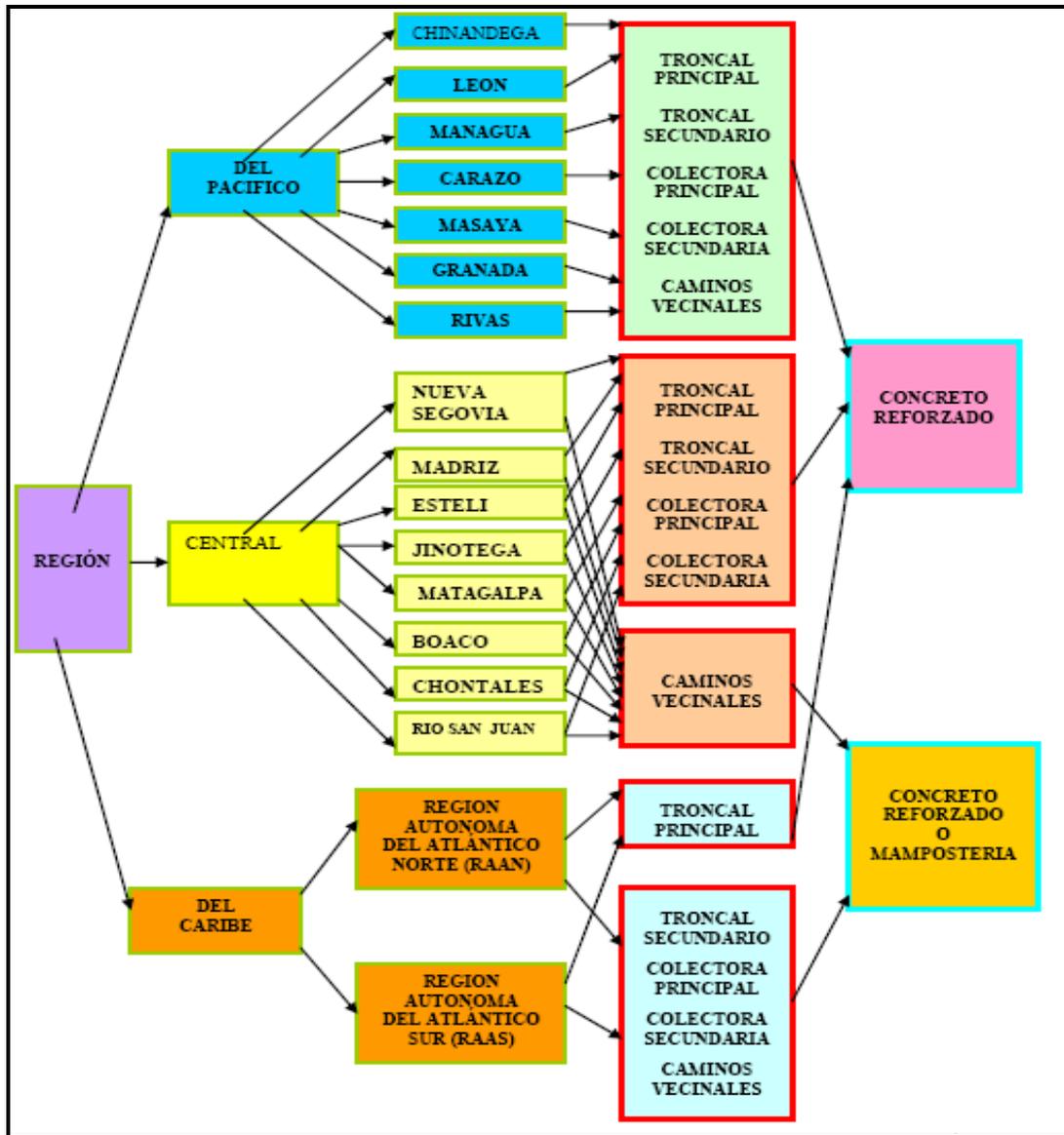


Figura 1: Selección de subestructura de puentes

Fuente: (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2008)

2.4. Elementos de puente

2.4.1. Superestructura

Según (Rivera, 2016) la superestructura es la parte horizontal del puente, que se encuentra en contacto con el tráfico y que consiste en un sistema de piso llamado tablero, que a su vez es soportado por la estructura portante, las vigas del puente

trabajan como simplemente apoyadas, la construcción de la superestructura de puente se encuentra formado de la siguiente manera:

2.4.1.1. Superficie de rodamiento

De acuerdo a (Salmerón, 2013) está constituida por capas de concreto de alta resistencia, con refuerzo de acero, y con revestimiento superficial de asfalto.

2.4.1.2. Superficie bituminosa

De acuerdo a (Salmerón, 2013) es una capa asfáltica en caliente, las partículas del árido quedan cubiertas por una película de ligante homogénea, con el fin de resistir el desgaste que puede sufrir el puente por los ciclos de carga y descarga.

2.4.1.3. Anden peatonal

Es la parte del puente destinada para la circulación peatonal o en algunos casos se utiliza para el tráfico de bicicletas, en casos especiales donde el puente no tiene afluencia peatonal es excluido del diseño.

2.4.1.4. Barandales

Las barandas metálicas para puentes son para evitar al máximo diferentes incidentes de caídas al vacío, estos podrían estar formados por columnas y vigas de acero, o por columnas y vigas de concreto reforzado, o por una combinación de columnas de concreto reforzado y vigas de acero, Ver **Figura 2**.



Figura 2: Barandales metálicos

Fuente: (Aceros y Estructuras, 2015)

2.4.1.5. Vigas Longitudinales

Son largueros de acero que son soportados en sus extremos en la viga de asiento; estos tienen sección transversal de forma de I, y se encuentran integrados a la losa de concreto reforzado que soportan, por medio de conectores de acero (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2008).

2.4.1.6. Diafragmas

Para puentes de vigas y tableros el propósito de éstos es suministrar apoyo lateral a las vigas y ayudar a la distribución lateral de cargas concentradas, garantizando que el puente trabaje como una unidad (Salmerón, 2013).



Figura 3: Vigas Longitudinales y diafragmas

Fuente: (Salmerón, 2013)

2.4.2. Apoyos

Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

2.4.2.1. Apoyos de neopreno con placas de acero

Este tipo de apoyos (**Figura 4**) se fabrican con materiales sintéticos con características de resistencia y flexibilidad que le permiten combinar rigidez y amortiguamiento en el mismo elemento. La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento y permite lograr una rigidez vertical alta, ya disminuyen el efecto

de pandeo en las caras laterales del elastómero, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de gran magnitud con una deflexión mínima.

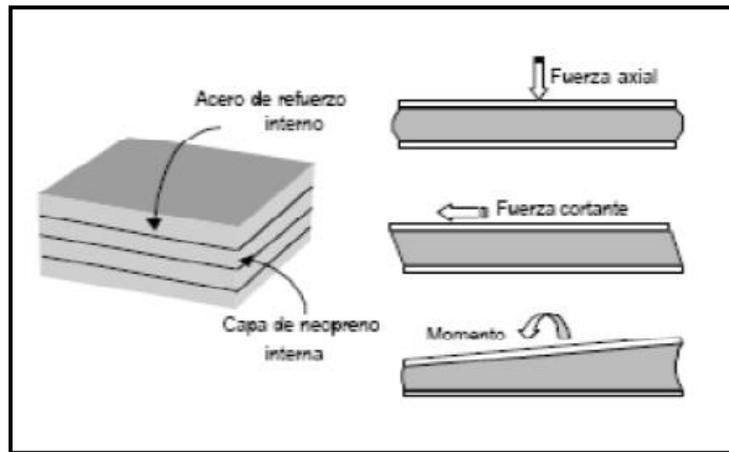


Figura 4: Apoyo elastomérico con placas metálicas intercaladas

Fuente: (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012)

2.4.3. Subestructura

La subestructura está conformada por viga de asiento, estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura, y cimientos encargados de transmitir al terreno los esfuerzos (Serquén, 2017).

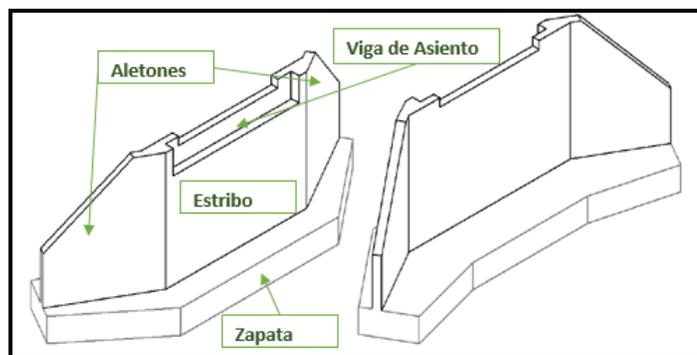


Figura 5: Subestructura para puentes

Fuente: (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017)

2.4.3.1. **Viga de Asiento**

Es la parte del estribo donde son colocados los apoyos, éstas soportan directamente la superestructura construida de concreto reforzado (Rosas, 2014).

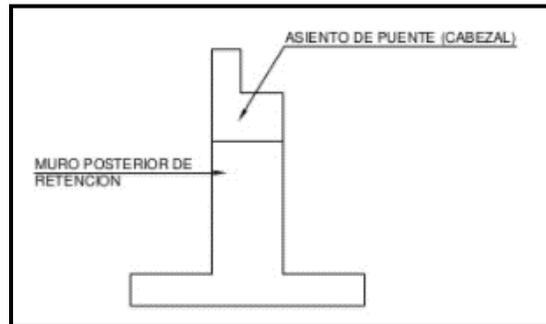


Figura 6: Viga de Asiento

Fuente: (Rosas, 2014)

2.4.3.2. **Estribos**

Los estribos forman parte de la subestructura, son los elementos que dan soporte a la superestructura en los extremos del puente. El estribo está constituido por las fundaciones, el cuerpo del estribo, el cual conecta la fundación con el cabezal de apoyo en donde se colocan los dispositivos de apoyo. Los aleros son elementos alternativos, que podrían o no consistir en muros, que contienen lateralmente a los terraplenes de acceso, éstos forman un ángulo con el muro frontal del estribo (Rivera, 2016).



Figura 7: Estribos de puente

Fuente: (Presidencia de consejo de Ministros, 2014)

2.4.3.3. Fundaciones

Las fundaciones se encuentran bajo el terreno de cimentación, son las encargadas de transmitir todas las cargas provenientes de la estructura hacia el terreno. Las fundaciones pueden ser profundas o superficiales.

La zapata: Es la ampliación de la base de una columna o muro, cuya función es transmitir la carga al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo (Rivera, 2016).

2.5. Estudios de campo

2.5.1. Estudio Topográfico

Estos estudios permiten ver cómo se comporta el terreno en el sitio donde se pretende realizar la obra a través del trazado de perfiles, curvas de nivel y secciones transversales que se han facilitado, esto permite definir su ubicación y dimensionamiento estructural, así como complemento para otros estudios.

2.5.2. Estudios Geotécnicos

Determinan las características geotécnicas con el propósito de determinar los parámetros de suelo necesarios para el dimensionamiento de las fundaciones.

2.5.3. Estudios Hidráulicos e Hidrológicos

El objetivo de este estudio es el de establecer las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permiten definir los requisitos mínimos del puente y su ubicación óptima en función de los niveles de seguridad o riesgos permitidos o aceptables para las características particulares de la estructura.

2.6. Metodología de diseño

Se utilizan las Normas AASHTO LRFD 2014 las cuales son para diseñar puentes de concreto o acero. Por medio de un proceso de calibración de los factores de mayoración de carga y de los de reducción de capacidad, garantiza un índice de confiabilidad y a partir de diseños de prueba simulados (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012).

Para el diseño de los requisitos mínimos para los materiales, diseño y detallado de edificaciones de concreto estructural se hará uso del Reglamento ACI-318S 2014 (American Concrete Institute, 2014).

El Reglamento Nacional de la Construcción de Nicaragua (RNC-07) contiene aspectos de diseño estructural y sísmico aplicables para el análisis y diseño.

2.7. Factores de carga y combinaciones de carga

Según el Art. 1.3.2 del AASHTO LRFD especifica que el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para cargas en las cuales es apropiado un valor máximo de γ_i .

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas en las cuales es apropiado un valor mínimo de γ_i .

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

Dónde:

γ_i = factor de carga

ϕ = factor de resistencia

η_i = modificador de carga

η_D = un factor relacionado con la ductilidad

η_R = un factor relacionado con la redundancia

η_I = un factor relacionado con la clasificación

Q_i = efecto de fuerza

Rn = resistencia nominal

Rr = resistencia factorizada: ϕRn

2.8. Estados Límites

2.8.1. Estado Límite de Servicio

Se debe considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular especificado en el Artículo 1.3.2.2 del AASHTO LRFD 2014.

2.8.2. Estado Límite de Fatiga y Fractura

Tiene como intención limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el período de diseño del puente especificado en el Artículo 1.3.2.3 del AASHTO LRFD 2014.

2.8.3. Estado Límite de Resistencia

Se debe considerar para garantizar que se provee resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de cargas estadísticamente significativas especificadas que se anticipa que el puente experimentará durante su período de diseño especificado en el Art. 1.3.2.4 (AASHTO LRFD, 2014).

2.8.4. Estados Límites correspondientes a Eventos Extremos

Se considera para garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por embarcación o un vehículo especificado en el Art. 1.3.2.5 (AASHTO LRFD, 2014).

2.9. Limitaciones de las Deflexiones

Para las construcciones de acero, aluminio y/u hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión Art. 2.5.2.6.2 (AASHTO LRFD, 2014).

- Carga vehicular, general (Longitud/800)
- Cargas vehiculares y/o peatonales (Longitud/1000)
- Carga vehicular sobre voladizos (Longitud/300)
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos (Longitud/375)

2.10. Cargas de Diseño

Se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias Arto. 3.3.2 (AASHTO LRFD, 2014):

2.10.1. Cargas Permanentes

Los componentes estructurales y accesorios no estructurales (DC), Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos (DW), Empuje Vertical del Suelo (EV) (Instituto Nacional de Tecnología Industrial, 2018).

2.10.1.1. Cargas de Suelo tipo EH, ES y DD

Empuje horizontal del suelo (EH), Sobrecarga de Suelo (ES), y Fricción negativa (DD) según el Artículo 3.11 (AASHTO LRFD, 2014).

2.10.2. Cargas Transitorias

Se refiere a las cargas debido al tráfico vehicular, al tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

2.10.2.1. Sobrecargas Gravitatorias LL y PL

Para la sobrecarga vehicular el número de carriles de diseño y la presencia de múltiples sobrecargas deberán satisfacer los requisitos de los Artículos 3.6.1.1.1 y 3.6.1.1.2 (AASHTO LRFD, 2014), respectivamente.

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes, designadas como HL-93, deberá consistir en una combinación de Art. 3.6.1.2 (AASHTO LRFD, 2014):

a). Camión de diseño o tándem de diseño y

b). Carga del carril de diseño.

2.10.2.2. Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la **Figura 8**. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el LRFD Artículo 3.6.2.

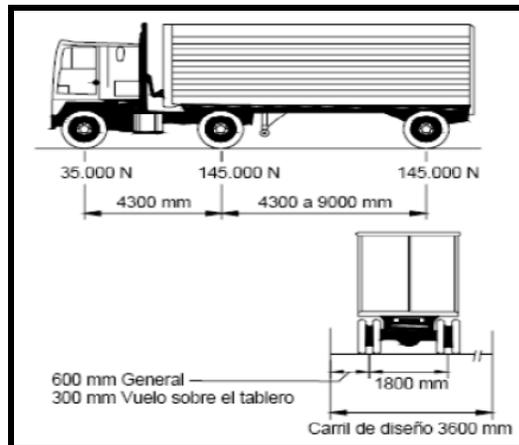


Figura 8: Características del camión de diseño

Fuente: (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012)

2.10.2.3. Tándem de diseño

Consiste en dos ejes, cada uno de 110 KN, separados una distancia de 1.2 m.

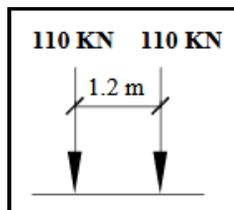


Figura 9: Tándem de Diseño

Fuente: (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012)

2.10.2.4. Carga del Carril de Diseño

La carga carril de diseño será una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida longitudinalmente. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm (LRFD Arto. 3.6.1.2.4).

A menos que se especifique lo contrario, la solicitación extrema se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores: (LRFD Arto. 3.6.1.3.1)

- Solicitación de tándem de diseño combinada con carga carril de diseño.
- La solicitación debida a un camión de diseño con la separación variable entre ejes como se especifica en el LRFD Artículo 3.6.1.2.2 combinada con la solicitación debida a la carga del carril de diseño.
- Tanto para momento negativo entre puntos de contra-flexión bajo una carga uniforme en todos los claros como para reacción en pilas interiores solamente, 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15000 mm entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño. La distancia entre los ejes de 145000 N de cada camión se deberá tomar como 4300 mm.

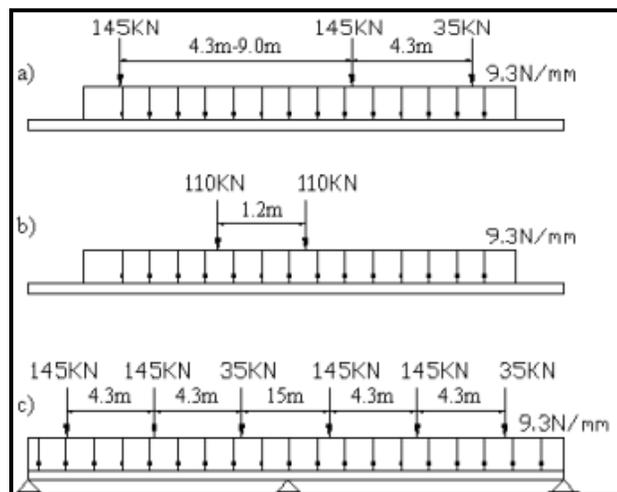


Figura 10: Cargas de diseño según la AASHTO

Fuente: (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017)

2.10.2.5. Carga de Fatiga

Debido a que la mayoría de los camiones no exceden los límites legales de peso, sería conservador utilizar el modelo de carga viva completo. Esto significa que se debe usar una carga menor para estimar el rango de esfuerzos producidos por la carga viva, para lo cual, la carga de fatiga se define como un camión de diseño con una separación entre ejes de 9 m y con un factor de carga de 0.75; además se debe incluir el incremento por carga vehicular dinámica (IM), asumiendo que el puente sólo estará cargado en un carril.

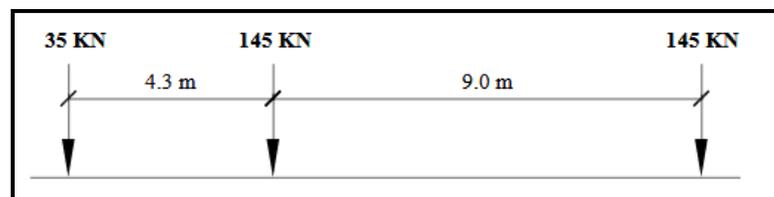


Figura 11: Carga de Fatiga

Fuente: (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012)

El promedio del efecto de carga debido a los vehículos de estudio, utilizados para la calibración de LRFD, fue de 75% del momento debido al camión de diseño (Nowak, 1993); de ahí el uso de un factor de carga de 0.75.

2.10.2.6. Carga para el vuelo del tablero

Para el diseño de vuelos de tablero con voladizo, si la distancia entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua es menor o igual que 1800 mm, la fila exterior de cargas de rueda se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14.6 N/mm (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012).

2.10.2.7. Cargas peatonales: Sobrecarga (PL)

Se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} MPa en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes para tránsito peatonal o ciclo vías se deberán diseñar para una sobrecarga de 4.1×10^{-3} MPa Art. 3.6.1.6 (AASHTO LRFD, 2014).

2.10.2.8. Cargas sobre las barandas

Las cargas en barandas deben ser evaluadas de acuerdo con la sección 13 del LRFD en donde se especifican los criterios a tener en cuenta para la selección de un sistema de barandas capaz de proporcionar adecuada resistencia lateral.

2.10.2.9. Incremento por Carga vehicular dinámica

A menos que los Artículos 3.6.2.2 y 3.6.2.3 permitan lo contrario, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en el LRFD Tabla 3.6.2.1-1.

El factor a aplicar a la carga estática del peso del camión se deberá tomar como:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

Tabla 2: Incremento por carga dinámica a aplicar a carga de fatiga

Componente	IM(%)
Uniones de losa-Todos los estados límites	75
Otros componentes	
Estados límites de rotura y fatiga	15
Otros estados límites	33

Fuente: (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017)

2.10.2.10. Fuerza Centrífuga de los vehículos (CE)

Un camión tiende a disminuir, aumentar su velocidad o cambiar su dirección a lo largo de una ruta curvilínea. Todos estos eventos causan fuerzas entre el camión y la plataforma, por los efectos de la fuerza centrífuga AASHTO propone las siguientes expresiones:

$$F_r = CW$$

$$C = \frac{4}{3} \left(\frac{V^2}{Rg} \right)$$

En donde:

V: Velocidad en m/s.

R: Radio de curvatura de la línea de tráfico (m).

Fr: la fuerza aplicada en el centro de masa supuesto a una distancia de 1.8 m de la superficie de la plataforma.

W: Peso del camión.

Los factores de presencia múltiple pueden ser aplicados a estas fuerzas porque es improbable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente en su totalidad Art. 3.6.1.1.2 (AASHTO LRFD, 2014).

2.10.2.11. Fuerza de frenado de los vehículos (BR)

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente, por lo contrario, la desaceleración debido a los frenos puede causar fuerzas importantes en puente en dirección del camión de diseño.

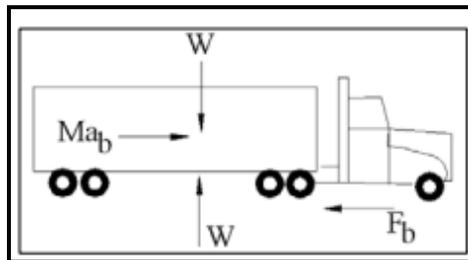


Figura 12: Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado

Fuente: (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017)

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores (LRFD Arto. 3.6.4):

- A.** 25% de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño.

- B.** 5% del camión de diseño más la carga del carril o 5% del tándem de diseño más la carga del carril.

Se aplicarán los factores de presencia múltiple especificados en el Art. 3.6.1.1.2. (AASHTO LRFD, 2014). En base a los principios de la energía y suponiendo una desaceleración uniforme, la fuerza de frenado es igual a (LRFD C3.6.4):

$$b = \frac{v^2}{2ga}$$

Dónde: **a** es la longitud de desaceleración uniforme, **v** es la velocidad de diseño de la carretera y **b** es la fracción del peso del vehículo.

2.10.2.12. Fuerza de colisión vehicular (CT)

La fuerza de colisión de vehículos con parapetos o barreras crea fuerzas que también deben ser consideradas. En la colisión de vehículos contra las barreras se aplicarán los requisitos de Sección 13 Art. 3.6.5.3 (AASHTO LRFD, 2014).

2.10.2.13. Sobrecarga viva (LS)

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando en la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro. Si sobrecarga es para una carretera de uso público su intensidad deberá ser consistente con los requisitos del LRFD Artículo 3.6.1.2. Si la sobrecarga no es para una carretera de uso público deberá especificar y/o a probar sobrecargas vivas adecuadas.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar de acuerdo a Art. 3.11.6.4 (AASHTO LRFD, 2014):

$$\Delta_p = k \gamma_s g h_{eq} \times 10^{-9}$$

Dónde:

Δ_p = empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga viva (MPa)

γ_s = densidad total del suelo (kg/m³)

k = coeficiente de empuje lateral del suelo

h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

g = aceleración de la gravedad (m/s²)

2.10.2.14. Análisis De Mononobe –OKABE

Es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo, que multiplicados por el peso de la cuña resultan dos acciones adicionales a las consideradas por la teoría estática de Coulomb. Cuando el estribo está en el punto de falla, E_{AE} se calcula con la siguiente expresión: (LRFD A11.1.1.1-1)

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - k_v) K_{AE} \times 10^{-9}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

En Donde:

g = aceleración de la gravedad (m/sec²)

γ = densidad del suelo (kg/m³)

H = altura del suelo (mm)

ϕ = ángulo de fricción del suelo (°)

θ = arc tan (kh/ (1- kv)) (°)

δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)

kh= coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)

kv= coeficiente de aceleración vertical (adimensional)

i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)

β = inclinación del muro respecto de la vertical.

K_{AE} : coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)

2.10.2.15. Efectos Sísmicos (EQ)

Nicaragua es un país con grado de sismicidad considerable debido a la aproximación de las placas tectónicas Coco y Caribe. El puente a diseñar en este documento está ubicado en la zona norte del país con baja frecuencia sísmica lo

que no evita que el puente sea diseñado para resistir este tipo de cargas, en el cálculo del coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno del puente se hace uso del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC – 07).

2.10.2.16. Temperatura

Según (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017) dos tipos de temperatura deben de ser consideradas en los análisis de la estructura. El primer tipo es el cambio de temperatura uniforme el cual afecta puentes cortos y largos y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente, el segundo tipo es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento estos están especificados en el artículo 3.12.2 del AASHTO LRFD.

2.11. Costo y Presupuesto

Los elementos del puente requieren de un cálculo de presupuesto estimado para determinar cantidad de materiales, equipos y recursos que se van a utilizar para la construcción del “Puente San Gabriel”, el costo se refleja en córdobas el cuál es costo actual y no futuro ya que la moneda tiende a devaluarse diariamente.

III. Metodología para el diseño estructural del puente ubicado en el tramo Las Cruces – San Gabriel

El diseño del puente ubicado en el tramo Las Cruces – San Gabriel se diseñó en base a las Normas AASHTO LRFD 2014, ACI 318 2014 y el RNC-07 con una longitud de claro de 30 metros, su configuración estructural está compuesta en la superestructura por una losa de concreto reforzado combinada con vigas metálicas y en la subestructura estribos de mampostería de piedra bolón.

3.1. Estudios Previos al diseño estructural del puente ubicado en el tramo Las Cruces – San Gabriel

3.1.1. Estudios de Suelos

En los estudios de suelos que se llevaron a cabo se efectuaron 2 sondeos a profundidades de 6 m y 6.85 m. La estratigrafía de subsuelo es la siguiente:

- En el primer sondeo se realizó en la parte sur lado izquierdo del puente, las capas superficiales la conforman Suelos finos; Arcillas de alta compresibilidad de 0.0 a 0.45 m y limo de alta compresibilidad de 0.45 a 2.70 m, en la parte intermedia arena limosa de 2.7 a 4.6 m y en la parte inferior arena arcillosa de 4.6 a 6.0 m.
- En el segundo sondeo se realizó en la parte norte lado derecho del puente en el cuál aparecen capas alternas de arenas arcillosas y arena limosa hasta los 5.95 m con una capa intermedia de limo de alta compresibilidad de 2.25 a 3.35 m y en la parte inferior del sondeo de 5.95 a 6.85 m se encuentra arcilla de alta compresibilidad.

La Resistencia a la penetración, en los sitios de puente investigado presenta condiciones favorables para cimentar a la profundidad de 5.0 m, referida al nivel del terreno de los sitios de sondeo.

El nivel freático se detectó a una profundidad de 2.70 m en ambos sondeos.

Basados en las consideraciones anteriores se recomienda:

- a) Cimentar por contacto directo a través de cimentaciones superficiales a las profundidades que se detallan a continuación:

Tabla 3: Resultados de Estudios de Suelos

PUENTE	Sondeo No.	*Profundidad (m)	Presión Admisible Kg/cm ²
Tramo Las cruces – San Gabriel	C – 1	5.00	3.00
	C – 2	5.00	3.00

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños consultores, 2008)

*Profundidad referida al nivel de terreno de los sitios de sondeos

- b) Es entendido que la profundidad de desplate definitiva estará en dependencia del análisis de socavación general y local, ya que las profundidades anteriormente indicadas no contemplan dicho aspecto.
- c) Finalmente se recomienda dotar, a los puentes proyectados, de las obras necesarias de protección, contra la erosión y/o socavación, que garanticen su estabilidad.

Se propone relleno en aproches de puente material selecto A – 1b que son fragmentos de piedra, grava o arena con un peso específico de 1600 kg/cm³.

3.1.2. Estudio Hidrológico e Hidrotécnico

Los Estudios Hidrológicos consistieron en el cálculo del caudal máximo probable que pueda presentarse en el sitio donde se construirá la nueva estructura. Para esto; se tomaron en cuenta todos los factores que influyen en la formación de caudales que son las características físicas de la cuenca de aportación tales como: el área, longitud del cauce principal, la pendiente del cauce y la cobertura vegetal.

3.1.2.1. Características físicas de la cuenca hidrográfica y sistema de drenaje

Tabla 4: Características Físicas de la cuenca Hidrográfica

Cuenca Hidrográfica.	Area de Drenaje. (Ha)	Perimetro. (Km)	Longitud Axial. (Km)	Longitud Total de Corrientes. (Km)	Nº de Corrientes.	L. Valle de Corriente Principal. (Km)	Kc	Kf	Dd	Ds	I	S
Puente San Gabriel.	5795.48	36.78	16.18	79.21	67.00	12.32	1.35	0.22	1.37	1.16	0.18	1.31

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

Kc: Coeficiente de Compacidad

Kf: Factor de Forma

Dd: Densidad de Drenaje

Ds: Densidad de Corrientes por Km²

- I: Extensión Media de Escorrentía
- Superficial
- S: Sinuosidad de las Corrientes

Para la selección de la metodología a usar se tomaron en cuenta la disponibilidad de información hidrológica; la obtención de los datos de intensidades máximas anuales de la estación meteorológica más cercana a cada cuenca, la cartografía disponible como son mapas geodésicos en escala 1: 50,000, mapas de uso de suelos, e imágenes de satélite.

En este estudio, el área de drenaje obtenida correspondiente al puente San Gabriel es de 5,795.48 Hectáreas, esta cuenca se clasifica como exorreica, relieve semi-montañoso, pendientes promedio que varían de 2.47% a 5.74%, la cobertura vegetal de la cuenca no es uniforme, hay zonas con vegetación abundante y zonas con vegetación escasa; El sistema de drenaje de la cuenca alcanza corrientes de cuarto orden como máximo, desarrollándose libremente en todas direcciones con corrientes tributarias de ramales irregulares, es decir, presenta un patrón de drenaje de dendrítico. Esta característica supone que en la cuenca predominan materiales moderadamente finos y uniformemente permeables sobre pendientes suaves.

3.1.2.2. Frecuencia de diseño

Para efectos de formulación de obras de drenaje mayor, se recomienda que la frecuencia de la lluvia de diseño sea establecida en función de las características e importancia de la vía donde se emplazará la nueva estructura y del tipo de obra a proyectarse. Deben considerarse también aspectos adicionales como el grado de incertidumbre existente en la estimación de algunos parámetros para el estudio de las cuencas, vida útil de la obra y riesgos permisibles.

En base a lo expuesto en el párrafo anterior, en este estudio se ha fijado una frecuencia de diseño de 50 años (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008).

3.1.2.3. Intensidad de Precipitación

Los datos meteorológicos correspondientes a la zona en estudio fueron suministrados por el Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales (INETER). En este caso se tomó la estación meteorológica de Jinotega por su cercanía al proyecto, y por poseer más área de influencia sobre la cuenca en consideración, además de contar con mayor cantidad de registros.

- Código: 055 020
- Latitud Norte: 13° 05' 06"
- Longitud Oeste: 85° 59' 48"
- Elevación: 1032 msnm
- Periodo: 1975-2006

Con los datos de intensidades máximas anuales, de la estación mencionada, se procedió a la elaboración de las curvas IDF (Intensidad-Duración-Frecuencia) determinando los parámetros de ajuste para el modelo matemático que se utilizó en el cálculo de la intensidad de precipitación.

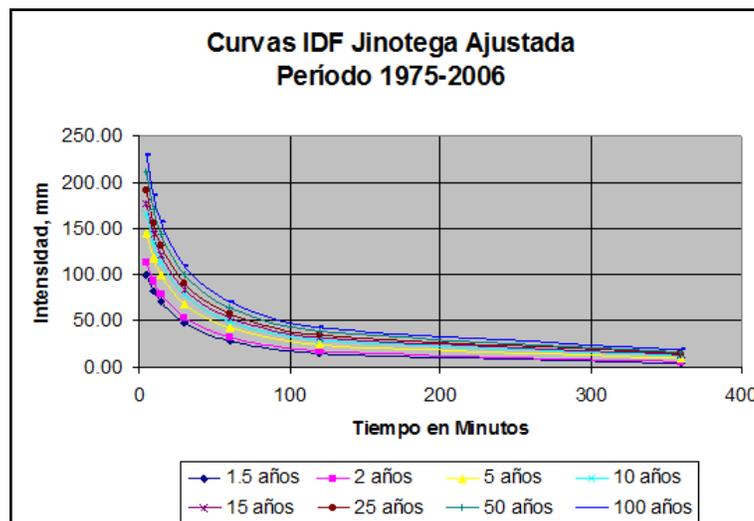


Figura 13: Curvas IDF, Jinotega

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

3.1.2.4. Cálculo de caudal hidrológico “Puente San Gabriel”

Para la obtención del caudal de diseño se determinaron las avenidas que generan las sub-cuencas en que fue dividida el área de drenaje, utilizando el Método Racional que se define como:

$$Q = \frac{CIA}{360}$$

Tabla 5: Resultados de Caudales Hidrológicos por sub-cuencas de “Puente San Gabriel”

Subcuencas	Area de drenaje (ha)	Longitud (m)	Hmax. (m)	Hmin. (m)	Sc. m/m	Sc ^{0.5}	K	K ^{0.77}	Tc (min)	I (mm/h)	C	Qd (m ³ /seg.)
SC - 1	607.98	4659.51	1320.00	1205.00	0.0247	0.1571	97282.50	6930.85	54.06	68.52	0.30	34.72
SC - 2	829.27	5655.74	1300.00	1136.00	0.0290	0.1703	108939.65	7561.94	58.98	64.55	0.30	44.61
SC - 3	751.28	4913.13	1380.00	1136.00	0.0497	0.2229	72312.92	5515.64	43.02	79.78	0.30	49.95
SC - 4	703.84	4439.35	1136.00	1018.00	0.0266	0.1630	89312.40	6489.36	50.62	71.64	0.30	42.02
SC - 5	786.90	5541.92	1320.00	1010.00	0.0559	0.2365	76857.03	5780.65	45.09	77.37	0.30	50.74
SC - 6	891.80	6271.63	1280.00	1000.00	0.0446	0.2113	97356.66	6934.92	54.09	68.50	0.30	50.90
SC - 7	580.94	4527.91	1320.00	1060.00	0.0574	0.2396	61977.43	4898.01	38.20	86.10	0.30	41.68
SC - 8	643.44	4185.53	1220.00	1000.00	0.0526	0.2293	59880.93	4769.93	37.21	87.55	0.30	46.94

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

Cuando el caudal se traslada de una Sub-cuenca a otra, el Hidrograma que resulta se suma con el Hidrograma Triangular de la Sub-cuenca a donde se ha trasladado el tránsito, hasta llegar al punto de cierre, este Hidrograma resultante se suma al Hidrograma Triangular donde está ubicado el punto de cierre, obteniendo el Hidrograma Final y por consiguiente el caudal de diseño.

El caudal hidrológico de diseño para Puente San Gabriel, obtenido con la metodología descrita es 153.65 m³/seg. con tiempo de concentración de 54.09 minutos.

Tabla 6: Caudal Hidrológico de diseño “Puente San Gabriel”

T (min)	Hidrograma San Gabriel Ramal 1	Hidrograma San Gabriel Ramal 1	H. suma en el punto 6
54.09	100.2	53.45	153.65

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

3.1.2.5. Estudios Hidráulicos

El diseño hidráulico de un puente debe realizarse de acuerdo a las condiciones topográficas del sitio donde se emplazará la estructura, y en concordancia con los resultados obtenidos en los estudios hidrológicos.

Para definir el tipo de estructura a construirse, el consultor ha considerado dos alternativas tomando como parámetro fundamental el caudal de diseño, que es la variable más importante obtenida en los estudios hidrológicos:

- Para caudales iguales o menores que 30 m³/seg, se propondrán cajas puentes de concreto reforzado.
- Para caudales mayores que 30 m³/seg, se propondrán puentes de superestructura de concreto y acero en colaboración con subestructura de mampostería de piedra bolón.

El diseño hidráulico de una obra de drenaje consiste en proponer una sección capaz de evacuar con seguridad el caudal de diseño, en base a lo expuesto anteriormente, a las condiciones del sitio del proyecto y a los estudios hidrológicos, el tipo de obra de drenaje mayor propuesta para el cruce San Gabriel es: Puente de Concreto y Acero en Colaboración con Subestructura de Mampostería de Piedra Bolón (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008).

3.1.2.6. Modelación Hidráulica del puente

Para el análisis hidráulico de este cauce se utilizó el sistema de modelación HEC-RAS. Para modelar el comportamiento hidráulico del cauce con la nueva estructura, se seleccionó una zona de estudio de aproximadamente 500 metros (300 mts aguas arriba y 200 mts aguas abajo), con secciones transversales cada 10 metros, con ancho tal, que se abarque el área de influencia de las aguas.

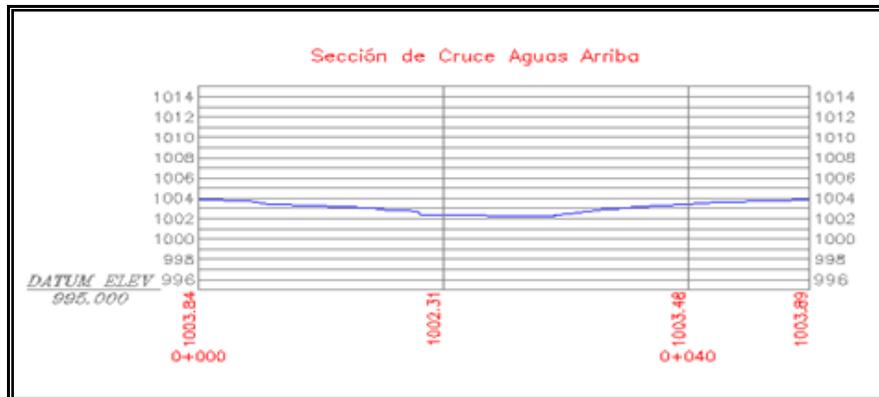


Figura 14: Sección de cruce puente “San Gabriel” Aguas Arriba

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

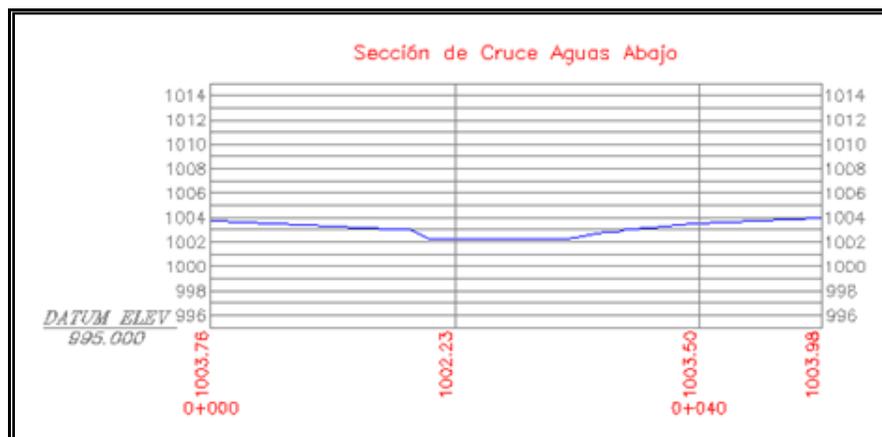


Figura 15: Sección de cruce puente “San Gabriel” Aguas Abajo

Fuente: (EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores, 2008)

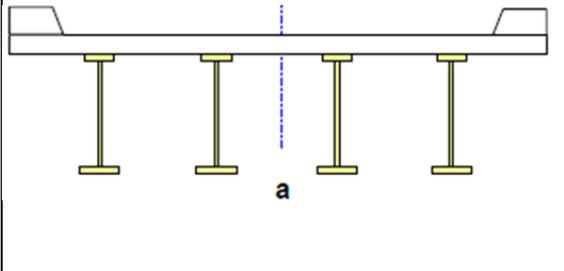
Posteriormente con el modelo Hec – Ras se evaluaron los niveles de aguas máximas en cada sección, y en dependencia de estos, se definieron las dimensiones que necesita la estructura para evacuar con seguridad las avenidas de diseño cuya propuesta final es: Puente de Superestructura de Concreto y Acero en Colaboración, con Subestructura de Mampostería de Piedra Bolón, con un Claro Libre de 30 metros, con un Nivel de Rasante de 1007.00 msnm.

3.2. Diseño del puente por el método AASHTO LRFD 2014

3.2.1. Diseño de losa

La superestructura de puente es de sección transversal típica tipo (a) según lo especificado en la tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 7: Sección Transversal Típica de Puente

Elementos de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tensada.	 El diagrama muestra una sección transversal de un puente con cuatro pilares de acero (vigas I) que sostienen una losa superior. Una línea vertical azul discontinua indica la línea central del puente, etiquetada con la letra 'a'.

Fuente: Tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)

El diseño de losa se realiza por estado límite de resistencia Art. 9.5.4 (AASHTO LRFD, 2014); éstos se pueden analizar ya sea como estructuras elásticas o inelásticas, y deberán satisfacer los requisitos de secciones 5, 6, 7 y 8.

El método de análisis a utilizar para el diseño de losas de hormigón se realiza de acuerdo a las opciones que especifica el Art. 9.6.1. (AASHTO LRFD, 2014) en este caso se seleccionó el método de diseño empírico para losas de hormigón especificado en el Art 9.7, de acuerdo con lo permitido en el Art. 9.5, el procedimiento de diseño empírico solo se puede utilizar si se satisfacen las condiciones de diseño que se especifican el Art. 9.7.2.4 (AASHTO LRFD, 2014).

Según el Art. 9.6.2 del (AASHTO LRFD, 2014) las cargas, la posición de cargas, el área de contacto de los neumáticos y las combinaciones de carga deberán ser como se especifica en la sección 3 (AASHTO LRFD, 2014).

El espesor mínimo de la losa no deberá ser menor que 175 mm, así lo establece el Art. 9.7.1.1, así como también el mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del Art. 5.12.3 (AASHTO LRFD, 2014).

Las vigas principales de acero actúan de forma compuesta con la losa por lo que los conectores de corte serán diseñados de acuerdo con los requisitos de las secciones 6 y 7 en el caso de vigas metálicas.

La longitud efectiva de la losa (S) puede tomarse como la distancia entre las puntas de las alas más el vuelo de las alas considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma despreciando los chaflanes según Art. 9.7.2.3 (AASHTO LRFD, 2014).

La Tabla 2.5.2.6.3-1 (AASHTO LRFD, 2014) establece la profundidad mínima tradicional o espesor de losa, en este caso es losa con refuerzo principal paralelo al tráfico por consiguiente se tomará la ecuación correspondiente a ese diseño.

Tabla 8: Espesor de Losa

Superestructura		Profundidad mínima tradicional
Material	Tipo	Tramo simple
Concreto reforzado	Losa con refuerzo principal paralelo al tráfico	$t_{min} = \frac{1.2 (s + 3.05)}{30}$

Fuente: Tabla 2.5.2.6.3-1 (AASHTO LRFD, 2014)

El ancho de fajas equivalentes para losas de hormigón y vuelos de tablero colado in situ es a como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1 del (AASHTO LRFD, 2014), para los vuelos de tablero cuando sea aplicable se pueden utilizar los requisitos del Art 3.6.1.3.4 (AASHTO LRFD, 2014); los anchos de faja para momento negativo en cargas vivas deben satisfacer los requisitos establecidos en el Art. 4.6.2.1.6 (AASHTO LRFD, 2014), debido a que este diseño posee vigas de acero la sección de diseño para momentos negativos se toma como un cuarto del ancho del ala a partir del eje de apoyo.

Tabla 9: Ancho de fajas equivalentes para losas de hormigón y vuelos de Tablero colado in situ

Tipo de Tablero	Dirección de la faja primaria en relación con el tráfico	Ancho de la faja primaria (mm)
Hormigón ✓ Colado in situ	Vuelo Paralela o perpendicular	1140 + 0,833X +M = 660 + 0,55S -M = 1220 + 0,25S

Fuente: Tabla 4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2014)

3.2.1.1. Factores de cargas y combinaciones de carga

Según Art. 3.4 (AASHTO LRFD, 2014) la solicitación mayorada se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

η_i = Factor de reducción de carga relacionado con la ductibilidad, redundancia e importancia operativa; debe cumplir ecuación 1.3.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014):

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para los encontrar los valores η_D , η_R y η_I , se hace una revisión de los Art. 1.3.3, 1.3.4 y 1.3.5 de (AASHTO LRFD, 2014).

γ_i = Factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014)

Q_i = Solicitaciones de carga

3.2.1.2. Solicitaciones de carga para losa

Las solicitaciones de carga que se toman en cuenta al momento de diseñar una losa de concreto para puente son las siguientes: peso propio de losa (DC), peso de la superficie de rodamiento (DW), cargas vivas debido al camión de diseño HL – 93 (LL) especificado en el Art. 3.6.1.2.2 (AASHTO LRFD, 2014).

La carga HL – 93 se debe afectar por incremento por carga dinámica, se deberá tomar como: $1+IM/100$, Art. 3.6.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) en la cual $IM = 33\%$.

El factor de presencia múltiple por sobrecarga (m) a utilizar es 1 para dos carriles (Anexo, Tabla 103)

Los máximos momentos por sobrecarga viva no mayoradas se pueden encontrar en la Tabla A4-1 (AASHTO LRFD, 2014) éstos valores incluyen el incremento por carga dinámica y el factor de presencia múltiple (m), los momentos obtenidos en la Tabla se multiplican por el ancho de faja equivalente correspondiente y se proporciona un incremento del 25% estipulado por el MTI por sobrecarga vehicular (RNC-07, 2007). Cuando la distancia S no coincide con la de la Tabla se interpolan los valores de las distancias próximas para obtener los máximos momentos positivos y negativos (Anexo, Tabla 107).

Para el cálculo de la sollicitación mayorada total se diseñará conforme al Estado límite de resistencia I, la cual representa el uso vehicular del puente sin viento para encontrar los factores de carga se hace uso de las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014) estos factores se multiplican con las cargas de diseño y por el factor de reducción relacionado con la ductibilidad, redundancia e importancia operativa (Anexo, Tablas 101, 102)

$$Q = \eta_i [1.25(DC)+1.5(DW)+1.75(LL+IM)]$$

3.2.1.3. Acero de refuerzo para losa de concreto

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014), el acero de refuerzo requerido es tanto para momento positivo como para momento negativo disponiendo de cuatro capas de armadura isotrópica, se deberá proveer armadura tan próxima a las superficies exteriores como lo permitan requisitos de recubrimiento; se deberá proveer armadura en cada cara de la losa, con las capas más externas ubicadas en la dirección de la longitud efectiva. La separación de acero deberá ser menor o igual que 450 mm, las armaduras deberán ser grado 420 o superior. Toda

armadura deberá consistir en barras rectas, excepto que se podrán proveer ganchos donde sean requerido.

Se propone acero de refuerzo ASTM A615M Grado 60 que es acero al carbono que se utiliza para diseño de elementos a flexión y cortante este acero tiene una fluencia de 420 MPa según el Art. 20.2.2.4 (American Concrete Institute, 2014).

3.2.2. Diseño de viga de acero

3.2.2.1. Criterios de diseño

La profundidad mínima para una viga de acero para tramos simples se tomará como: 0.033L Art. 2.5.2.6.3 (AASHTO LRFD, 2014).

Se deben revisar las propiedades geométricas de la sección de viga propuesta de acuerdo a lo establecido en Art. 6.10.2.1 y 6.10.2.2 (AASHTO LRFD, 2014).

3.2.2.2. Propiedades de la sección

Según el Art. 5.4.2.4. (AASHTO LRFD, 2014) cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ la elasticidad del concreto se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c}$$

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia específica del hormigón (MPa)

Según el Art. 5.4.3.2. (AASHTO LRFD, 2014) el módulo de elasticidad del acero de las armaduras deberá tomarse como: 200000 MPa.

Según el Art. 6.10.1.1.1b para calcular las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón la relación de módulos deberá tomarse como:

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

- $n =$ Relación de módulos
- $E_s =$ Elasticidad del acero
- $E_c =$ Elasticidad del concreto

El Art. 6.10.1.1.1.b (AASHTO LRFD, 2014) establece que, para calcular tensiones de flexión en las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta deberá consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón. Para las cargas temporarias que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de tablero del hormigón se deberá transformar utilizando la relación de módulos a corto plazo n . Para las cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de tablero de hormigón se deberá transformar usando la relación de módulos a largo plazo, $3n$.

3.2.2.3. Cálculos por los efectos de cargas muertas

La viga de acero se deberá diseñar para resistir efectos de carga muerta, algunas cargas muertas son resistidas por la sección no compuesta, así como también otras son resistidas por la sección compuesta; algunas cargas muertas son factoradas con factor DC y otras factoradas con factor DW (Ver Tabla 10).

Tabla 10: Componentes de carga muerta

Cargas para la sección no compuesta	Tipo de factor de carga
Cubierta de concreto	DC
Cartela de concreto	DC
Cubierta soportada en el lugar	DC
Peso propio de la viga	DC
Cargas para la sección compuesta	Tipo de factor de carga
Baranda formada por postes y viga	DC
Superficie de desgaste	DW

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2.4. Cálculos por los efectos de carga viva

La carga viva de diseño consiste en un camión HL - 93 Art. 3.6.1.2.2. con separación constante de 9144 mm entre ejes de 142,343 N (Anexo, Figura 43)

El MTI establece un aumento del 25% por sobrecarga a la carga viva de diseño.

El Art. 3.6.2.1. establece requisitos generales para tomar el incremento por carga dinámica: IM (Anexo, Tabla 105).

- El factor a aplicar a la carga estática se deberá tomar como: $(1 + IM/100)$
- No se aplicará a las cargas peatonales ni a la carga carril de diseño

Carga carril de diseño

Según el Art. 3.6.1.2.4. (AASHTO LRFD, 2014) establece que la carga carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm, uniformemente distribuida en dirección longitudinal, transversalmente la carga carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm.

Factores de distribución para carga viva

Primeramente, se calcula el parámetro de rigidez longitudinal K_g de acuerdo a las ecuaciones especificadas en el Art. 4.6.2.2.1. (AASHTO LRFD, 2014):

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

Verifique rango de aplicabilidad en Tabla 4.6.2.2.2b-1 (AASHTO LRFD, 2014).

$$1000 \leq S \leq 4900; \quad 110 \leq t_s \leq 300; \quad 6000 \leq L \leq 73000; \quad N_b \geq 4; \quad 4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales interiores

Para el cálculo de factores distribución de sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores se hace uso de Tabla 4.6.2.2.2b-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores

Para el cálculo de factores de distribución de sobrecargas por carril para corte en vigas interiores se hace uso de Tabla 4.6.2.2.3a-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores

Revisión de la condición de distancia entre el alma exterior de una viga exterior y borde interior de la barrera

Para el cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas exteriores se usa Tabla 4.6.2.2.2d-1 (AASHTO LRFD, 2014).

El comentario C4.6.2.2.2d (AASHTO LRFD, 2014) sugiere una investigación adicional debido a que la fórmula especificada en la Tabla 4.6.2.2.2d-1 no considera la presencia de diafragmas para el factor de distribución que debe ser tomado en cuenta tanto para momento como para cortante en vigas exteriores.

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales exteriores

Para el cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores se usa Tabla 4.6.2.2.3b-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Del análisis especial que sugiere el comentario C4.6.2.2.2d tenemos que los factores calculados para momento flexionante también se usan para cortante.

Factor de distribución de la deflexión por sobrecarga

El Art. 2.5.2.6.2 en el Comentario C2.5.2.6.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que en el caso de puentes multiviga el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas

3.2.2.5. Revisión por deflexión

Según el Art. 2.5.2.6.2 (AASHTO LRFD, 2014), establece que para construcción de acero se pueden considerar los siguientes límites para la deflexión:

Cargas vivas (LL + IM)	Deflexión permitida
Carga vehicular, general	Longitud/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Longitud/1000
Carga vehicular sobre voladizos	Longitud/300
Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos	Longitud/375

3.2.2.6. Diseño por flexión

De acuerdo con el Art 6.11.7.1.1 para secciones compactas en el estado límite de resistencia, la sección deberá satisfacer:

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

ϕ_f = factor de resistencia para flexión especificado en el Artículo 6.5.4.2

M_n = Resistencia nominal a la flexión como se especifica en el Art. 6.11.7.1.2

M_u = Momento flector respecto al eje mayor de la sección transversal debido a las cargas mayoradas en la sección considerada

3.2.2.7. Diseño por cortante

De acuerdo con el Art 6.10.9.1 la resistencia al corte de las almas de viga en el estado límite de resistencia deberá satisfacer:

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

ϕ_v = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 6.5.4.2

V_n = Resistencia nominal de corte determinada a como se especifica en los Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente.

V_u = Corte en el alma de la sección considerada debido a las cargas mayoradas

3.2.3. Diseño de apoyos

Los apoyos son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

Los dispositivos de apoyos pueden ser fijos o de expansión. Los fijos permiten rotaciones, pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotaciones (Serquén, 2017).

3.2.3.1. Apoyos de elastómero

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita traslaciones y rotaciones, sustituyendo los dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos. Son flexibles en cortante, pero muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente. Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternadas adheridas al caucho por vulcanización, poseen capas externas de elastómero cuyo espesor generalmente es la mitad del espesor de las capas internas, éstos pueden ser: Apoyo semicubierto ó Apoyo recubierto.

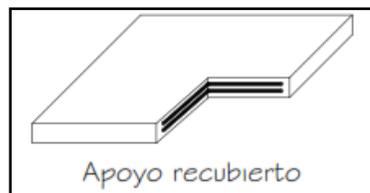


Figura 16: Apoyo recubierto de elastómero zunchado

Fuente: (Serquén, 2017).

Especificaciones (AASHTO LRFD, 2014)

De los métodos A y B propuestos por las especificaciones, el método A brinda por limitaciones de esfuerzos, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el método B. Sin embargo, aquellos diseñados por el método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales. Según el Art. 14.7.5.1 (AASHTO LRFD, 2014) El

factor de forma de una capa de un dispositivo de elastómero S_i , se toma como el área plana de una capa dividida por el área del perímetro libre para expandirse. S_i y h_{ri} , a menos que se indique lo contrario, corresponden a una capa interior.

Para dispositivos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad \rightarrow \text{Ecuación 14.7.5.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

L = Dimensión del dispositivo en planta perpendicular al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global longitudinal del puente)

W = Dimensión del dispositivo en planta paralelo al eje de rotación considerado (generalmente paralelo al eje global transversal del puente).

D = Diámetro del dispositivo.

h_{ri} = Grosor de la capa considerada.

De acuerdo al Art. 14.7.6.1 (AASHTO LRFD, 2014) todas las capas interiores tendrán el mismo grosor y las capas exteriores no tendrán más del 70% del grosor de una capa interior.

$$h_{recC} \leq 70\%h_{recI}$$

En dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero el Método A es aplicable cuando $S^2/n < 22$

$$\frac{S_i^2}{n} < 22 =$$

Verificación de los esfuerzos compresivos

Según el Art 14.7.6.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) en el estado límite de Servicio el esfuerzo en compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero cumplirá:

$$\sigma_s \leq 1.25GS_i \quad \sigma_s \leq 8.6\text{MPa}$$

Verificación de las deflexiones compresivas

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li}h_{ri} \quad \delta_d = \sum \varepsilon_{di}h_{ri}$$

Según el gráfico del C14.7.6.3.3 y teniendo los datos del esfuerzo compresivo y el factor de forma para una Dureza de 50 se encuentra la deformación unitaria de compresión (Anexo, Figura 34).

Verificación de la deformación por corte

Según el Art 14.7.6.3.4 (AASHTO LRFD, 2014) La deformación máxima por corte del dispositivo en el estado límite de Servicio, Δ_s , se tomará como el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura, reducido al considerar la flexibilidad del pilar y modificado por procedimientos constructivos. Para un dispositivo de elastómero reforzado con acero:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

h_{ri} = Grosor de la capa considerada.

Δ_s = deformación por corte total máxima del apoyo debido a las cargas de servicio aplicables

Verificación de la rotación

Según el Art. 14.7.6.3.5 y C14.7.6.1 (AASHTO LRFD, 2014) El diseño por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A. No se requieren por lo tanto cálculos de rotación.

Verificación de la estabilidad

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de $L/3$ y $W/3$ Art. 14.7.6.3.6 (AASHTO LRFD, 2014).

$$H \leq \frac{L}{3} \qquad H \leq \frac{W}{3}$$

Verificación del refuerzo

El refuerzo para dispositivos de elastómero reforzados con acero cumplirá con requerimientos señalados en el Art. 14.7.5.3.5 (AASHTO LRFD, 2014).

3.2.4. Diseño de estribo

Los estribos son estructuras que sirven de apoyo extremo de puentes, además de soportar la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos a empujes de tierra.

El estribo a diseñar será de concreto ciclópeo, este diseño se realiza con los criterios de diseño para muros de gravedad, según el capítulo V (Serquén, 2017). La altura del muro se considera como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

3.2.4.1. Cálculo por los efectos de carga viva

La carga vertical LL + IM la produce el cortante máximo de viga de acero ya que actúa en la parte superior del estribo, se calcularon los efectos por carga viva para el estado Límite de Resistencia I.

3.2.4.2. Cálculo por los efectos de carga muerta

Se utilizan las cargas muertas actuantes son: el peso del relleno, el peso del muro y la carga muerta de la superestructura.

3.2.4.3. Otros efectos de carga

Cargas sísmicas: EQ

El coeficiente sísmico de una estructura se calcula por el método estático equivalente Art. 24 (RNC-07, 2007).

$$C = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S(2.7 * a_o)}{Q' * \Omega}$$

Pero nunca menor que
(S)(a₀)

Dónde

S = factor de amplificación por tipo de suelo.

a₀ = aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando T = 0

Q' = factor de reducción por comportamiento dúctil de una estructura.

Ω = factor de reducción por sobrerresistencia.

Empuje del Suelo: EH (Análisis de Mononobe - Okabe)

Según el Apéndice A11.11.1.1 (AASHTO LRFD, 2014) el método más utilizado para calcular los esfuerzos sísmicos del suelo que actúan sobre un estribo de puente es un enfoque estático desarrollado en la década de 1920 por Mononobe (1929) y Okabe (1926). El análisis de Mononobe Okabe es una ampliación de la teoría de la cuña deslizante de Coulomb que toma en cuenta las fuerzas inerciales horizontales y verticales que actúan sobre el suelo. El enfoque adopta las siguientes hipótesis:

- El estribo se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el estribo está fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe-Okabe.
- El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un ángulo de fricción ϕ .
- El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Considerando el equilibrio de la cuña de suelo detrás del estribo ilustrado en la Figura A11.1.1.1-1 (Anexo, Figura 37) se puede obtener un valor EAE de la fuerza activa que ejerce el estribo sobre la masa de suelo y viceversa. Cuando el estribo está en el punto de falla EAE se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} g \gamma H^2 (1 - K_V) K_{AE} \times 10^{-9} \quad \text{Ecuación A.11.1.1.1-1}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^{-2} \quad \text{Ecuación A.11.1.1.1-2}$$

g = aceleración de la gravedad (m/seg²)

- γ = densidad del suelo (kg/m³)
- H = altura del suelo (mm)
- ϕ = ángulo de fricción del suelo (°)
- θ = arc tan (kh/ (1- kv)) (°)
- δ = ángulo de fricción entre el suelo y el estribo (°)
- K_h = coeficiente de aceleración horizontal (adimensional)
- K_v = coeficiente de aceleración vertical (adimensional)
- i = ángulo de inclinación de la superficie del relleno (°)
- β = inclinación del muro respecto de la vertical (negativo como se ilustra).
- K_{AE} = coeficiente de empuje activo sísmico (adimensional)

Cargas debidas a la sobrecarga uniforme: ES

Si hay una sobrecarga uniforme, al empuje básico del suelo se le deberá sumar un empuje horizontal constante. Este empuje constante se deberá tomar como:

$$\Delta_p = k_s * q_s$$

- Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)
- k_s = coeficiente de empuje del suelo debido a la sobrecarga
- q_s = Sobrecarga aplicada sobre la superficie sobre la superficie superior de la cuña de suelo activa (MPa)

Carga debida a sobrecarga viva: LS

El aumento del empuje horizontal provocado por la acción de la sobrecarga viva se puede tomar como:

$$\Delta_p = k * \gamma_s * g * h_{eq} \times 10^{-9}$$

Dónde:

- Δ_p = empuje horizontal constante debido a la sobrecarga uniforme (MPa)
- γ_s = Densidad total del suelo (kg/m³)
- k = coeficiente de empuje lateral del suelo
- h_{eq} = altura de suelo equivalente para carga vehicular (mm)

$g =$ aceleración de la gravedad (m/seg²)

De acuerdo a Tabla 3.11.6.4-2 (AASHTO LRFD, 2014) la altura de suelo equivalente para carga vehicular en muros de contención se toma en dependencia de la altura del muro (Anexo, Tabla 117).

Cargas de viento sobre la estructura: WS

Según el Art. 3.8.1.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece que la carga de viento no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en el plano de cordón de barlovento.

Fuerza de frenado: BR

Según Art. 3.6.4 (AASHTO LRFD, 2014) la fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor valor entre:

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, ó
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril de diseño ó 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril de diseño.

Cargas debido a la Temperatura: TU

Al presentarse un cambio de temperatura en un elemento, éste experimentará una deformación axial, denominada deformación térmica. Los casos más generales de deformación y esfuerzo térmico son: Puentes y elementos estructurales, vehículos y maquinaria ó piezas de máquinas con calentamiento excesivo como, motores, compresor de aire, mecanismos industriales, etc. (Girón Andrade Melissa, Moreno Junior & Cortéz Paredes Irwin, 2015).

Se calculan cargas horizontales como son el aumento y descenso de temperatura (Corrales Alfaro, Gutiérrez Altamirano, & Zeledón García, 2012).

Cálculo de expansión de acero

$$\Delta_{exp.} = \varepsilon * \Delta_t * L$$

Cálculo de contracción de acero

$$\Delta_{contr.} = \varepsilon * \Delta_t * L$$

Conocidas la expansión y contracción del acero las cargas debidas al aumento o disminución de temperatura de determinan mediante la siguiente ecuación:

$$H_u = G * A * \frac{\Delta_u}{h_{rt}}$$

G =	Módulo de corte Elastomérico
A =	área de apoyo de neopreno
h _{rt} =	Altura total de apoyo
Δ _u =	Expansión o contracción de acero

3.2.4.4. Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Se tomará en cuenta los Estados límites de Resistencia I y III aplicables en este caso y con un valor de $n = n_{DN}n_i = 1$, se observa que existes numerosas combinaciones de factores de carga y para cada estado límite como puede deducirse de las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014), incluso en un solo estado límite pueden establecerse numerosas combinaciones distintas.

3.2.4.5. Chequeo y estabilidad de esfuerzos

Vuelco alrededor del punto “A”

Se debe calcular excentricidad de resultante alrededor del punto A en base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga y mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan el vuelco se usan con factores de carga y máximos (caso de cargas EH y otras). Según Art. 11.6.3.3 (AASHTO LRFD, 2014) para el estado límite de resistencia se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los dos tercios centrales ($e \leq B/3$) y en el caso de suelo rocoso se mantendrá en nueve décimos centrales $e \leq 0.45B$, (Anexo, Figura 38)

Excentricidad actuante

$$e = \frac{B}{2} - X_0 \quad \text{Dónde:} \quad X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$$

B = Ancho del cimiento (mm)

3.2.4.6. Deslizamiento en base del estribo

Según (Serquén, 2017) el valor de la resistencia factorada de deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\phi_{\tau}R_{\tau}$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\phi_{ep}R_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente, esto es:

$$R_R = \phi_{\tau}R_{\tau} + \phi_{ep}R_{ep} \quad \text{Ecuación 10.6.3.4-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

Dónde:

R_{τ} = Resistencia nominal al resbalamiento entre el suelo y fundación (N)

$$R_{\tau} = (Vu) \tan \delta$$

Y dónde:

Vu = Fuerza vertical sobre el cimiento

δ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

Los valores ϕ_{τ} , ϕ_{ep} se determinan en las Tablas 11.5.7-1 y 10.5.5.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2014). Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $\phi_{ep} = 0$ para los estados límites de resistencia y evento extremo.

3.2.4.7. Presiones actuantes en la base del estribo

Para el estado límite de resistencia se calculan los esfuerzos en una distribución uniforme. La excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas se encuentra como sigue:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes}}$$

Basados en una distribución uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q se calcula mediante la ecuación 11.6.3.2-1 (AASHTO LRFD, 2014):

$$q = \frac{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes} / \text{unidad de longitud}}{B - 2e}$$

B = ancho del cimiento (mm)
 B - 2e = ancho efectivo del cimiento (mm)
 V_u = suma de las fuerzas verticales factoradas

Se compara q ó $q_{m\acute{a}x}$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado (anexo, Figura 39):

$$q_R \leq \phi_b * q_n \quad \text{Ecuación 10.6.3.1.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

Dónde:

$q_n = q_u$ = capacidad portante última no factorada para estado límite apropiado
 ϕ_b = factor de resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1, 11.5.7-1 y Art. 11.5.8)

IV. Diseño estructural de puente

4.1. Diseño de la superestructura

4.1.1. Consideraciones iniciales de diseño

El diseño de la superestructura de puente se realizó mediante el uso de las Normas AASHTO LRFD 2014 7th edición, el puente tiene una luz libre 30 metros, un ancho de calzada de 7.3 metros esta está conformada por dos carriles de 3.65 metros de ancho; la superestructura del puente está conformada por losa de concreto reforzado en combinación con cuatro vigas metálicas; el espaciamiento entre vigas es de 2.2 metros de centro a centro, la losa de concreto reforzado actúa de forma compuesta con las vigas de acero. La resistencia a compresión del concreto utilizada para el diseño de losa es de 28 MPa según lo especifica el Art. 9.7.2.4 (AASHTO LRFD, 2014); acero de refuerzo ASTM A615M Grado 60 que es acero al carbono que se utiliza para diseño de elementos a flexión y cortante este acero tiene una fluencia de 420 MPa según el Art. 20.2.2.4 (American Concrete Institute, 2014); el acero estructural para vigas metálicas será ASTM A36, grado 36.

4.1.2. Diseño de losa

4.1.2.1. Datos generales

Tabla 11: Datos Generales en losa

Claro del puente	30.0 m	30,000 mm
Ancho del carril	3.65 m	3,650 mm
Ancho de calzada	7.30 m	7,300 mm
Separación entre ejes de viga	2.20 m	2,200 mm
Peso específico del concreto	2,400 Kg/m ³	2.354E-05 N/mm ³
Peso específico del asfalto	2,250 Kg/m ³	2.206E-05 N/mm ³
Resistencia del hormigón	281 kg/cm ²	28 N/mm ²
Fluencia del acero	4200 kg/cm ²	420 N/mm ²
Espesor del asfalto	0.05 m	50.8 mm

Fuente: Elaboración Propia

Camión de Diseño: HL-93

Unidades: SI

MPa= N/mm²

1 m³ = 1.00E+09 mm³

1 kg = 2.2046 Lbs

1 Lb = 4.44822 N

4.1.2.2. Pre-dimensionamiento de losa

La longitud efectiva de la losa (S) puede tomarse como la distancia entre las puntas de las alas más el vuelo de las alas considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma despreciando los chaflanes según Art. 9.7.2.3 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 12: Pre-dimensionamiento de losa

Descripción	Ecuación	Norma	Resultado
Espesor de losa	$t_{min} = \frac{1.2 (s + 3.05)}{30}$	Tabla 2.5.2.6.3-1 del AASHTO LRFD	0.210 m
Recubrimiento superior de losa		Tabla 5.12.3-1 del AASHTO LRFD	0.050 m
Recubrimiento inferior de losa		Tabla 5.12.3-1 del AASHTO LRFD	0.025 m
Longitud efectiva de losa		Art. 9.7.2.3 del AASHTO LRFD	2.2 m

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.3. Ancho de fajas equivalentes interiores para tablero

Tabla 13: Ancho de fajas equivalentes para Tablero de hormigón

Descripción	Ecuación	Norma	Resultado
Ancho de faja para Momento positivo (+M)	$+M = 660.0 + 0.55S$	Tabla 4.6.2.1.3-1 del AASHTO LRFD	1870 mm
Ancho de faja para Momento negativo (-M)	$-M = 1220.0 + 0.25S$	Tabla 4.6.2.1.3-1 del AASHTO LRFD	1770 mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.4. Cargas permanentes para ancho de faja en momento positivo

Tabla 14: Cargas Permanentes para ancho de faja en momento positivo

Descripción	Ecuación	Resultado
Peso propio de la losa DC :	$W_{losa}=t_s * \text{Ancho unitario} * \gamma_c$ $W_{losa}= \text{Peso de Losa}$ $\gamma_c= \text{Peso específico del concreto}$	8.802 N/mm
Peso de la superficie de rodamiento DW :	$W_{asfalto}=t_a * \text{Ancho unitario} * \gamma_a$ $W_{asfalto}= \text{Peso sup. de rodamiento}$ $\gamma_a= \text{Peso específico del asfalto}$	2.096 N/mm
Momentos por carga muerta		
$W_d= \text{Peso de carga muerta}$ $L=\text{longitud efectiva de la losa}$	$M_{cm} = \frac{W_d * l^2}{10}$	M _{DC} : 4260340.07 N.mm
		M _{DW} : 1014493.48 N.mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.5. Cargas permanentes para ancho de faja en momento negativo

Tabla 15: Cargas permanentes para ancho de faja en momento negativo

Descripción	Ecuación	Resultado
Peso propio de la losa DC :	$W_{losa}=t_s * \text{Ancho unitario} * \gamma_c$ $W_{losa}= \text{Peso de Losa}$ $\gamma_c= \text{Peso específico del concreto}$	8.332 N/mm
Peso de la superficie de rodamiento DW :	$W_{asfalto}=t_a * \text{Ancho unitario} * \gamma_a$ $W_{asfalto}= \text{Peso sup. de rodamiento}$ $\gamma_a= \text{Peso específico del asfalto}$	1.984 N/mm
Momentos por carga muerta		
$W_d= \text{Peso de carga muerta}$ $L=\text{longitud efectiva de la losa}$	$M_{cm} = \frac{W_d * l^2}{10}$	M _{DC} : 4032514.40 N.mm
		M _{DW} : 960242.49 N.mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2.6. Cargas transitorias

Carga de diseño = 142,343.04 N

Los máximos momentos por sobrecarga viva no mayoradas se pueden encontrar en la Tabla A4-1 (AASHTO LRFD, 2014) éstos valores incluyen el incremento por carga dinámica y el factor de presencia múltiple (m), los momentos obtenidos en la Tabla se multiplican por el ancho de faja equivalente correspondiente y se proporciona un incremento del 25% estipulado por el MTI por sobrecarga vehicular (RNC-07, 2007). Cuando la distancia S no coincide con la de la Tabla se interpolan los valores de las distancias próximas para obtener los máximos momentos positivos y negativos.

✓ **Máximo momento positivo por carga viva**

S = Longitud efectiva de losa

S	M ⁺
2,133.6 mm	23,175.23 N-mm/mm
2,200.0 mm	23,601.60 N-mm/mm
2,209.8 mm	23,664.53 N-mm/mm

Máximo momento por sobrecarga de ancho = 23,601.6 N-mm/mm

Ancho de faja equivalente interior para momento positivo = 1870 mm

Incremento por sobrecarga vehicular (MTI) = 25%

$$M^+_{(Carga\ Viva)} = (23,601.6\ N\text{-mm/mm}) * (1870\ mm) * (1.25)$$

$M^+_{(Carga\ Viva)} =$	55168743.5 N.mm
-------------------------	------------------------

✓ **Máximo momento negativo por carga viva**

Ancho de patín superior de trabe = 405 mm

Sección de diseño para momento negativo = $\frac{1}{4} * B_f = \frac{1}{4} * (405\ mm) = 101.3\ mm$

Primera Interpolación

S	M ⁻	
	Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo	
	76.2 mm	152.4 mm
2,133.6 mm	22,997.29 N-mm/mm	19,394.24 N-mm/mm
2,200.0 mm	23,539.96 N-mm/mm	19,898.14 N-mm/mm
2,209.8 mm	23,620.05 N-mm/mm	19,972.51 N-mm/mm

Segunda Interpolación

S	M ⁻
76.2 mm	23,539.96 N-mm/mm
101.3 mm	22,342.74 N-mm/mm
152.4 mm	19,898.14 N-mm/mm

Máximo momento por sobrecarga de ancho = 22,342.7 N-mm/mm

Ancho de Faja equivalente Interior para momento negativo = 1770 mm

Incremento por sobrecarga vehicular (MTI) = 25%

$$M^{\text{(Carga Viva)}} = (22,342.7 \text{ N-mm/mm}) * (1770 \text{ mm}) * (1.25)$$

$M^{\text{(Carga Viva)}} =$	49433321.7 N.mm
-----------------------------	------------------------

4.1.2.7. Factores de carga y combinaciones de carga

La sollicitación mayorada se tomará como:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

η_i = Factor de reducción de carga relacionado con la ductibilidad, redundancia e importancia operativa

γ_i = Factores de carga especificados en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014)

Q_i = Sollicitaciones de carga

- ✓ **Cálculo de factor de reducción de carga relacionado con la ductibilidad, redundancia e importancia operativa.**

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Según los criterios para la selección de ductilidad en el Art. 1.3.3. (AASHTO LRFD, 2014), nuestro diseño cumple en sus diseños y detalles convencionales según estas especificaciones por lo tanto su valor será $\eta_D = 1$.

El Art. 1.3.4. (AASHTO LRFD, 2014) especifica que para niveles convencionales de redundancia se puede utilizar $\eta_R = 1$.

El puente es de gran importancia operativa por lo que se toma $\eta_I = 1.05$ establecido en el Art. 1.3.5. (AASHTO LRFD, 2014).

$$\eta_i = 1.05 \geq 0.95 \quad \text{OK!}$$

- ✓ **Factores de cargas especificados en la tabla 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014).**

Factores de Carga				
Estado Limite	DC	DW	LL	IM
Resistencia I	1.25	1.5	1.75	1.75

- ✓ **Solicitaciones de carga**

Momento positivo (M ⁺)	Momento negativo (M ⁻)
M _{DC} = 4260340.07 N.mm	M _{DC} = 4032514.40 N.mm
M _{DW} = 1014493.48 N.mm	M _{DW} = 960242.49 N.mm
M _{LL+IM} = 55168743.5 N.mm	M _{LL+IM} = 49433321.7 N.mm

4.1.2.8. Momento último de diseño

$$Q = \eta_i [1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)]$$

$$M_u (M^+) = 108562089.8 \text{ N.mm}$$

$$M_u (M^-) = 97638785.61 \text{ N.mm}$$

4.1.2.9. Cálculo de acero de refuerzo en losa

Cálculo de Refuerzo la Losa para Momento Positivo (parte inferior de losa)

Art. 5.5.4.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece los factores de resistencia en este caso para diseño por flexión se utiliza $\phi = 0.9$

Datos

Diámetro de varilla =	$\frac{3}{4}$	19.050 mm
$\phi =$	0.9	
J (asumido)=	0.9	
Espesor de losa (t_s) =	200	mm
$F_y =$	420	N/mm ²
recubrimiento (r) =	25	mm
$z =$	34.53	mm
$d =$	165	mm
Momento último (M^+) =	108562089.8	N.mm
Resistencia comp. concreto (f'_c) =	28	N/mm ²
Ancho de faja equivalente M^+ (b)=	1870	Mm

Ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y * J * d} \qquad Jd = d - \frac{a}{2}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b} \qquad J = \frac{Jd}{d}$$

Resultados primera iteración

área de acero (A_s) =	1928.46	mm ²
$a =$	18.492	mm

Resultados segunda iteración

$Jd =$	156.23	mm
$J =$	0.944	
área de acero (A_s) =	1838.33	mm ²
$a =$	17.628	mm

Resistencia a la flexión

Según lo especificado en Art. 5.7.3.2.1 la resistencia a la flexión mayorada de tomará de acuerdo a la siguiente ecuación:

Dónde:
$$Mr = \phi * Mn$$

Mn = Resistencia nominal a la flexión

ϕ = Factor de resistencia debido a flexión

Para diseño de elementos a flexión se realiza con Ecuación 3.3 libro Diseño de estructuras de concreto Arthur Nilson deducida de ACI 318 (Nilson, 2001).

$$Mn = As * Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Resistencia nominal a flexión (Mn) = 120958185.1 N.mm

Resistencia a flexión mayorada (Mr) = 108862366.6 N.mm

$$Mr = 108862366.61 \text{ N.mm} > 108562089.83 \text{ N.mm} \quad Mr > Mu \quad \text{OK!}$$

Armadura Mínima

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³):

$$Sc = \frac{b * d^2}{6}$$

$$Sc = 8534049.07 \text{ mm}^3$$

Según el Art. 5.4.2.6 el módulo de ruptura (fr) en MPa para concretos de densidad normal se toma de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

$$fr = 3.31 \text{ N/mm}^2$$

Momento de fisuración

$$Mcr = Sc * fr$$

$$M_{cr} = 28223240.45 \text{ N.mm}$$

El Art. 5.7.3.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que el momento de fisuración se toma como el menor valor de las siguientes condiciones:

✓ 1.22 veces el momento de fisuración (M_{cr})

$$1.22 M_{cr} = 34432353.4 \quad \text{N.mm}$$

✓ 1.33 veces el momento último (M_u)

$$1.33 M_u = 144387579.5 \quad \text{N.mm}$$

Utilizamos el menor valor de las condiciones

$$\text{Para este caso} \quad 34432353.4 \quad \text{N.mm}$$

$$M_r = 108862366.61 \text{ N.mm} > 34432353.35 \text{ N.mm} \quad M_r > 1.22 M_{cr} \quad \text{OK!}$$

Acero perpendicular al tráfico parte inferior de la losa (dirección primaria)

área de acero (A_s) =	1838.33	mm^2
Diámetro de varilla =	$\frac{3}{4}$	19.050 mm
área de varilla (A_v) =	285.02	mm^2
Cantidad de Varillas =	7	
Ancho de faja equivalente =	1870	mm
Separación requerida (S_{req}) =	267.14	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm

$$S_{m\acute{a}x} = 450 \text{ mm} > 267 \text{ mm} \quad S_{req} < S_{min} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 250 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	250	mm
área de acero por mm (A_s) =	1.140	mm^2/mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la cantidad mínima de acero a utilizar es $0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$

área de acero mínima ($A_{s \text{ min}}$) = 0.57 mm^2/mm
 área de acero mínima en faja equivalente ($A_{s \text{ min}}$) = 1066 mm^2

$A_s = 2131.9767 \text{ mm}^2 > 1066 \text{ mm}^2$ $A_s > A_{s \text{ min}}$ **OK!**

Dirección Principal

Usar 7 varillas 3/4 in @ 250 mm

Refuerzo paralelo al tráfico parte inferior de la losa (dirección secundaria)

El Art. 9.7.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que en la parte inferior de losas se deberá disponer armadura en dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de armadura principal para momento positivo.

Debido a que la armadura principal es perpendicular al tráfico a como establece el artículo se tomará la siguiente ecuación:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67 \text{ por ciento}$$

$3840/\sqrt{S} = 82 \%$ $82\% > 67\%$ **Usar 67 %**

porcentaje de acero a utilizar =	67%	
área de acero en dirección primaria (A_s) =	2131.98	mm^2
Área de acero en dirección secundaria (A_s)=	1428.42	mm^2
Diámetro de varilla =	5/8	15.875 mm
área de varilla (A_v) =	197.93	mm^2
Cantidad de Varillas =	8	
Ancho de faja equivalente =	1870	mm
Separación requerida (S_{req}) =	233.75	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm

$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} > 234 \text{ mm}$ $S_{\text{req}} < S_{\text{máx}}$ **OK!**

Utilizar con una separación @ 230 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	230	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.861	mm ² /mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero

área de acero (A_s) =	1609.28	mm ²
---------------------------	---------	-----------------

Según el Art. 9.7.2.5 del AASHTO LRF 2014 la cantidad mínima de acero a utilizar es 0.57 mm²/mm

área de acero mínima ($A_{s\ min}$) =	0.57	mm ² /mm
área de acero mínima en faja equivalente ($A_{s\ min}$) =	1066	mm ²

$A_s =$	1609.2819	mm ²	>	1066	mm ²	$A_s > A_{s\ min}$	OK!
---------	-----------	-----------------	---	------	-----------------	--------------------	------------

Dirección Secundaria

Usar 8 varillas 5/8 in @ 230 mm
--

Refuerzo en Losa para Momento Negativo (parte superior de la losa)

Art. 5.5.4.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece los factores de resistencia en este caso para diseño por flexión se utiliza $\phi = 0.9$

Datos

Diámetro de varilla =	$\frac{3}{4}$	19.050 mm
$\phi =$	0.9	
$J =$	0.9	
Espesor de losa (t_s) =	200	mm
$F_y =$	420	N/mm ²
recubrimiento (r) =	50	mm
$z =$	59.53	mm
$d =$	140	mm
Momento último (M^-) =	97638785.61	N.mm
Resistencia comp. concreto ($f'c$) =	28	N/mm ²
Ancho de faja equivalente M^- (b) =	1770	mm

Ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y * J * d}$$

$$Jd = d - \frac{a}{2}$$

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

$$J = \frac{Jd}{d}$$

Resultados primera iteración

área de acero (A_s) =	2043.10	mm²
a =	20.698	mm

Resultados segunda iteración

Jd =	130.13	mm
J =	0.926	
área de acero (A_s) =	1985.03	mm²
a =	20.109	mm

Resistencia a la flexión

Según lo especificado en Art. 5.7.3.2.1 la resistencia a la flexión mayorada de tomará de acuerdo a la siguiente ecuación:

Dónde: $M_r = \phi * M_n$

M_n = Resistencia nominal a la flexión

ϕ = Factor de resistencia debido a flexión

Para diseño de elementos a flexión se realiza con Ecuación 3.3 libro Diseño estructuras de concreto Arthur Nilson deducida de ACI 318 (Nilson, 2001).

$$M_n = A_s * F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Resistencia nominal a flexión (M_n) = 108732775.1 **N.mm**

Resistencia a flexión mayorada (M_r) = 97859497.55 **N.mm**

$M_r =$ 97859497.55 N.mm > 97638785.61 N.mm $M_r > M_u$ **OK!**

Armadura Mínima

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³):

$$S_c = \frac{b * d^2}{6}$$

$$S_c = 5821301.559 \quad \text{mm}^3$$

Según el Art. 5.4.2.6 el módulo de ruptura (*f_r*) en MPa para concretos de densidad normal se toma de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}$$

$$f_r = 3.31 \quad \text{N/mm}^2$$

Momento de fisuración

$$M_{cr} = S_c * f_r$$

$$M_{cr} = 19251822 \quad \text{N.mm}$$

El Art. 5.7.3.3.2 establece que el momento de fisuración se toma como el menor valor de las siguientes condiciones:

- ✓ 1.22 veces el momento de fisuración (*M_{cr}*)

$$1.22 M_{cr} = 23487222.8 \quad \text{N.mm}$$

- ✓ 1.33 veces el momento último (*M_u*)

$$1.33 M_u = 129859584.9 \quad \text{N.mm}$$

Utilizar el menor valor de estas condiciones

Para este caso 23487222.8 N.mm

$$M_r = 97859497.55 \text{ N.mm} > 23487222.84 \text{ N.mm} \quad M_r > 1.22 M_{cr} \quad \text{OK!}$$

Acero perpendicular al tráfico parte superior de la losa (dirección primaria)

$$\text{área de acero } (A_s) = 1985.03 \quad \text{mm}^2$$

$$\text{Diámetro de varilla} = \frac{3}{4} \quad 19.050 \text{ mm}$$

área de varilla (A_v) =	285.02	mm^2
Cantidad de Varillas =	7	
Ancho de faja equivalente =	1770	mm
Separación requerida (S_{req}) =	252.86	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} > 253 \text{ mm} \quad S_{\text{req}} < S_{\text{máx}} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 250 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	250	mm
área de acero por mm (A_s) =	1.140	mm^2/mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero

$$\text{área de acero } (A_s) = 2017.97 \quad \text{mm}^2$$

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la cantidad mínima de acero a utilizar es 0.57 mm^2/mm

área de acero mínima ($A_{s \text{ min}}$) =	0.57	mm^2/mm
área de acero mínima en faja equivalente ($A_{s \text{ min}}$) =	1009	mm^2

$$A_s = 2017.9673 \text{ mm}^2 > 1009 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK!}$$

Dirección Principal

Usar 7 varillas 3/4 in @ 250 mm

Cálculo de acero de refuerzo por contracción y temperatura paralelo al tráfico en la parte superior de la losa (dirección secundaria).

El (ACI-318, 2014) establece en Art. 7.7.6 que el refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión.

En el Art. 5.10.8.2 (AASHTO LRFD, 2014) se especifica se debe colocar refuerzo perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos de retracción y

temperatura este acero puede proveer en forma de barras de acuerdo a la ecuación 5.10.8-1 (AASHTO LRFD, 2014):

$$A_s \geq \frac{0.75 * b * h}{2(b + h) * f_y}$$

Esta ecuación deberá satisfacer las condiciones que establece la ecuación 5.10.8-2 de (AASHTO LRFD, 2014):

$$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq A_s \leq 1.270 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Ancho de faja equivalente $M(b) =$	1770	mm
Fluencia del acero (F_y) =	420	N/mm ²
espesor de losa (h) =	2200	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.88	mm ² /mm

Verificando si cumple con ecuación 5.10.8-2 del AASHTO LRFD

$$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.88 < 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{OK!}$$

Ancho de faja equivalente =	1770	mm
área de acero (A_s) =	1550.10	mm ²
Diámetro de varilla =	5/8	15.875 mm
área de varilla (A_v) =	197.93	mm ²
Cantidad de Varillas =	8	
Separación requerida (S_{req}) =	221.25	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm

$$S_{m\acute{a}x} = 450 \text{ mm} > 221 \text{ mm} \quad S_{req} < S_{min} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 220 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	220	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.900	mm ² /mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero:

$$\text{área de acero } (A_s) = 1592.46 \text{ mm}^2$$

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la cantidad mínima de acero a utilizar es 0.57 mm²/mm

$$\text{área de acero mínima } (A_{s \text{ min}}) = 0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{área de acero mínima en faja equivalente } (A_{s \text{ min}}) = 1009 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1592.4615 \text{ mm}^2 > 1009 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK!}$$

Dirección Secundaria

Usar	8 varillas	5/8 in	@	220 mm
-------------	------------	--------	---	--------

Distribución de acero de refuerzo en losa de concreto

Tabla 16: Distribución de acero de refuerzo en losa de concreto

Calculo de Refuerzo en la Losa para Momento Positivo (parte inferior de la losa)	
Dirección primaria (acero perpendicular al tráfico)	Usar 7 varillas 3/4 in @ 250 mm
Dirección secundaria (acero paralelo al tráfico)	Usar 8 varillas 5/8 in @ 230 mm
Calculo de Refuerzo en la Losa para Momento Negativo (parte superior de la losa)	
Dirección primaria (acero perpendicular al tráfico)	Usar 7 varillas 3/4 in @ 250 mm
Dirección Secundaria (retracción y temperatura paralelo al tráfico)	Usar 8 varillas 5/8 in @ 220 mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3. Diseño de Vuelo de Tablero

4.1.3.1. Datos Generales

Tabla 17: Datos generales para diseño de vuelo de Tablero

Nivel de ensayo:	TL-4	
Peso específico del concreto:	2,400 Kg/m ³	2.354E-05 N/mm ³
Resistencia del hormigón:	281 kg/cm ²	28 N/mm ²
Fluencia del acero:	4200 kg/cm ²	420 N/mm ²
Espesor del voladizo	0.20 m	200 mm
Distancia entre el eje de la viga exterior y cara interna de la acera (d):	0.35 m	350 mm
Distancia horizontal declive de la acera (d') :	0 m	0 mm
Ancho de la Vereda:	1 m	1000 mm
Distancia desde la carga hasta el poste (a):	0.3048 m	304.8 mm
Distancia entre el punto de apoyo carga (X):	0.645 m	645 mm
Dimensiones del poste:	400 mm x 300 mm	
Altura de poste:	1.1 m	1100 mm
Ancho de la acera:	0.6 m	600 mm
Espesor de acera (Art. 13.11.2):	0.2 m	200 mm
Distancia desde el borde exterior del poste hasta el borde del vuelo (e) =	0 m	0 mm
Ancho de patín (bf):	0.405 m	405 mm
Cantidad de tubos:	3	
Peso perfil circular de 5" de diámetro:	15.04 kgf/m	0147 N/mm

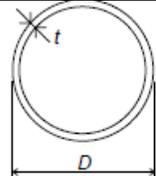
Fuente: Elaboración Propia

Propiedades del perfil circular para baranda

PERFIL CIRCULAR

D = 127 mm

t = 5 mm → Tabla 2.1.10 del AISC

PERFIL CIRCULAR	
D = 127 mm	
t = 5 mm → Tabla 2.1.10 del AISC	

El Art. 13.11.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que cuando se utilizan secciones de bordillo y canal con aceras en las aproximaciones de la carretera las alturas de bordillo para levantado las aceras del puente deben de tener 15.24 cm o 20 cm.

Para el diseño de voladizo de losa se seleccionó un nivel de ensayo según los especificados en el Art 13.7.2 (AASHTO LRFD, 2014).

TL-4 - Nivel de ensayo Cuatro: Generalmente aceptable para la mayoría de las aplicaciones en carreteras de alta velocidad, autopistas, autovías y carreteras interestatales en las cuales el tráfico incluye camiones y vehículos pesados.

Tabla 18: Ancho de Fajas equivalentes para voladizo de losa

Ancho de fajas equivalentes interiores para el voladizo de losa			
Descripción	Ecuación	Tabla	Resultado
Ancho de faja en el vuelo de la losa	$M = 1140 + 0.833 * X$	4.6.2.1.3-1 (AASHTO LRFD, 2014)	1677.45 mm

Fuente: Elaboración Propia

Longitud del vuelo

$$L = d + d' + \text{ancho de la acera} + \text{ancho del poste} + e - bf/4$$

Dónde:

d= Distancia entre el eje de la viga exterior y cara interna de la acera

d'= Distancia horizontal del declive de la acera

e = Distancia desde el borde exterior del poste hasta el borde del vuelo

bf = ancho del patín superior

$$L = 1248.75 \text{ mm}$$

4.1.3.2. Cargas muertas

Tabla 19: Cargas muertas actuantes en vuelo de Tablero

Descripción	Ecuación	Dónde:	Resultado
Peso losa de voladizo DC:	$W_{losa} = t_s * Ancho\ unit.* \gamma_c$	W_{losa} = Peso de vuelo γ_c = Peso específico del concreto	7.896 N/mm
Peso propio acera DC:	$W_{acera} = t_{acera} * Ancho\ unit$	W_{acera} =Peso de acera γ_c = Peso específico del concreto	7.896 N/mm
Peso propio poste DC:	$W_{poste} = \frac{Volumen_{poste} * \gamma_c}{L}$	V_{poste} = Volumen poste γ_c = Peso específico del concreto	2.488 N/mm
Peso barandas DC:	$W_{bar.} = No.\ tubos * Peso$	$W_{barandas}$ = carga baranda	0.442 N/mm
Momentos carga muerta voladizo M _{DC} :	$M_{cm} = \frac{W_d * l^2}{2}$	W_d = carga muerta L=longitud del vuelo	14597585.9 N.mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.3. Cargas transitorias

Art. 3.6.1.3.4 (AASHTO LRFD, 2014) Cargas para el vuelo del tablero: Para el diseño de vuelos de tablero de no más de 1800 mm entre el eje de la viga exterior y la cara de una baranda de hormigón estructuralmente continua, la fila de ruedas exterior se puede reemplazar por una carga lineal uniformemente distribuida de 14,6 N/mm, ubicada a 300 mm de la cara de la baranda. Las cargas horizontales en el vuelo provocadas por la colisión de vehículos contra las barreras deberán satisfacer los requisitos de la sección 13.

Según el Art. 3.6.1.6 (AASHTO LRFD, 2014) se deberá aplicar una carga peatonal en todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Carga peatonal = 3.60E-3 N/mm²

Carga lineal uniformemente distribuida = 14.6 N/mm²

Sobre carga vehicular (MTI) = 25 %

Incremento por carga dinámica (IM) = 33%

Factor de presencia múltiple = 1.2

Tabla 20: Cargas Transitorias actuantes en vuelo de Tablero

Descripción	Ecuación	Dónde	Resultado
Peso carga peatonal: PL	$W_{PL} = PL * Ancho\ unit.$	W_{PL} = Peso carga peatonal	6.039 N/mm
Peso carga distribuida LL+IM:	$W_{LL+IM} = LL * m * IM * 25\%MTI$	m = factor de presencia múltiple	25.988 N/mm
Momentos por carga viva en voladizo:	$M_{PL + LL + IM} = \frac{W_{PL+LL+IM} * l^2}{2}$	L=longitud del vuelo	24970940.7 N.mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.4. Casos de diseño para el vuelo de tablero

En el Apéndice A13.4.1 (AASHTO LRFD, 2014) se establece que los vuelos de tablero de un puente se deberán diseñar para tres casos de diseño y se tomará el mayor valor de ellos para el diseño final.

Caso de diseño 1:

Según el Art. A13.4.3.1 del AASHTO LRFD 2014 para el diseño del vuelo el momento por mm, M_d del tablero T, se puede tomar de la siguiente manera:

$$Sc = \frac{b*d^2}{6} \quad M_{poste} = Sc * F'c \quad M_d = \frac{M_{poste}}{W_b + D}$$

D = ancho del poste (d) - r

Datos

Resistencia a compresión del concreto ($f'c$) = 28 N/mm²

ancho del poste (b) = 300 mm

largo del poste (d) = 400 mm

Recubrimiento (r) = 50 mm

Distancia desde el borde exterior de la cara del poste hasta la fila más interna de acero de refuerzo (D) = 350 mm

Ancho de la sección del poste (W_b) = 300 mm

Resultados

$Sc = 8000000 \text{ mm}^3$

Resistencia flexional del poste de la baranda (M_{poste}) = 220451149.9 N.mm

Momento por mm en vuelo debido a poste (M_d) = 339155.6152 N.mm/mm

Factores de carga y combinaciones de carga					
Estado Límite	DC	PL	LL	IM	CT
Evento extremo II	1.25	0.5	0.5	0.5	1

$$\Gamma_D = 1$$

$$\Gamma_R = 1$$

$$\Gamma_I = 1.05$$

$$\Gamma_i = 1.05 \geq 0.95 \quad \text{Bien!}$$

Momento de diseño para el Caso de diseño 1 con cargas factoradas.

$$M_u = 1.25(DC) + 0.5(LL + IM + PL) + 1.00(CT)$$

$$M_u = 32625188.77 \quad \text{N.mm}$$

Caso de diseño 2:

Según el Art. A13.4.3.1 (AASHTO LRFD, 2014) para el caso de diseño 2, la fuerza de corte por punzonamiento y el momento en el vuelo se pueden tomar de la siguiente manera:

$b = 2X + Wb \leq L$	$Pv = \frac{Fv * L}{Lv}$	$Md = \frac{Pv * X}{b}$
----------------------	--------------------------	-------------------------

En este caso de diseño se toman en consideración las fuerzas verticales especificadas en la Tabla A13.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Datos

Fuerza vertical descendente (Fv) = 240 N

Longitud en la que se aplica fuerza vertical (Lv) = 5500 mm

Separación de los postes (L) = 2000 mm

largo del poste (d) = 400 mm

Distancia desde la carga hasta el poste (a)= 304.8 mm

Ancho de la sección del poste (Wb) = 300 mm

Resultados

Distancia desde el borde exterior del poste hasta la sección investigada dónde se encuentra la carga (X) = 704.8 mm

Encontrando el valor de “b”: $b = 1709.6$ mm

Condición

$$b = 1709.6 \text{ mm} \leq 2000 \text{ mm} \quad b \leq L \quad \text{OK!}$$

Fuerza de corte por punzonamiento (Pv) = 87.3 N

Momento en el vuelo (Md) = 36 N.mm/mm

Factores de carga y combinaciones de carga					
Estado Límite	DC	PL	LL	IM	CT
Evento extremo II	1.25	0.5	0.5	0.5	1

$$\eta_D = 1$$

$$\eta_R = 1$$

$$\eta_I = 1.05$$

$$\eta_j = 1.05 \geq 0.95 \quad \text{Bien!}$$

Momento de diseño para el Caso de diseño 2 con cargas factoradas.

$$M_u = 1.25(DC) + 0.5(LL + IM + PL) + 1.00(CT)$$

$$M_u = 32269113.15 \quad \text{N.mm}$$

Caso de diseño 3:

Cargas que ocupan el vuelo, especificadas en el Art. 3.6.1 – Estado Límite de Resistencia.

Factores de carga y combinaciones de carga				
Estado Límite	DC	PL	LL	IM
Resistencia I	1.25	1.75	1.75	1.75

$$\eta_D = 1$$

$$\eta_R = 1$$

$$\eta_I = 1.05$$

$$\eta_j = 1.05 \geq 0.95 \quad \text{Bien!}$$

Momento de diseño para el Caso de diseño 3 con cargas factoradas.

$$M_u = 1.25(DC) + 1.75(LL + IM + PL)$$

$$M_u = 65043435.09 \quad \text{N.mm}$$

Resumen de Solicitaciones		
	Mu	Estado Límite
Caso de Diseño 1	32625188.8 N.mm	Evento Extremo II
Caso de Diseño 2	32269113.2 N.mm	Evento Extremo II
Caso de Diseño 3	65043435.1 N.mm	Resistencia I

De acuerdo a los tres casos de diseños se toma el que genera la mayor sollicitación de carga que es el caso de Diseño 3.

	Mu	Estado Límite
Caso de Diseño 3	65043435.1 N.mm	Resistencia I

4.1.3.5. Refuerzo en voladizo de losa para Momento Negativo

Art. 5.5.4.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece los factores de resistencia en este caso para diseño por flexión se utiliza $\phi = 0.9$

Datos

Diámetro de varilla =	3/4	19.050 mm
$\phi =$	0.9	
J (asumido)=	0.9	
Espesor de losa (t_s) =	200	mm
$F_y =$	420	N/mm ²
recubrimiento (r) =	50	mm
$z =$	59.53	mm
$d =$	140	mm
Momento último (M_u) =	65043435.1 N.mm	N.mm
Resistencia comp. concreto (f'_c) =	28	N/mm ²
Ancho de faja en vuelo de losa (b)=	1677	mm

Ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * F_y * J * d}$$

$$Jd = d - \frac{a}{2}$$

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

$$J = \frac{Jd}{d}$$

Resultados primera iteración

área de acero (A_s) =	1361.04	mm ²
$a =$	14.549	mm

Resultados segunda iteración

$Jd =$	133.20	mm
$J =$	0.948	
área de acero (A_s) =	1291.83	mm ²
$a =$	13.809	mm

Resistencia a la flexión

Según lo especificado en Art. 5.7.3.2.1 la resistencia a la flexión mayorada de tomará de acuerdo a la siguiente ecuación:

Dónde: $Mr = \phi * Mn$

Mn = Resistencia nominal a la flexión

ϕ = Factor de resistencia debido a flexión

Para el diseño de elementos a flexión se realiza con Ecuación 3.3 libro Diseño estructuras de concreto Arthur Nilson deducida de ACI 318 (Nilson, 2001).

$$Mn = As * Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Resistencia nominal a flexión (Mn) = 72471176.92 **N.mm**

Resistencia a flexión mayorada (Mr) = 65224059.23 **N.mm**

$Mr = 65224059.23 \text{ N.mm} > 65043435.09 \text{ N.mm} \quad Mr > Mu \quad \text{OK!}$

Armadura Mínima

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm³):

$$Sc = \frac{b * d^2}{6}$$

$Sc = 5516921.816 \text{ mm}^3$

Según el Art. 5.4.2.6 el módulo de ruptura (fr) en MPa para concretos de densidad normal se toma de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

$fr = 3.31 \text{ N/mm}^2$

Momento de fisuración

$$Mcr = Sc * fr$$

$M_{cr} = 18245197.53 \text{ N.mm}$

El Art. 5.7.3.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que el momento de fisuración se toma como el menor valor de las siguientes condiciones:

✓ 1.22 veces el momento de fisuración (M_{cr})

$$1.22 M_{cr} = 22259141 \quad \text{N.mm}$$

✓ 1.33 veces el momento último (M_u)

$$1.33 M_u = 86507768.66 \quad \text{N.mm}$$

Utilizamos el menor valor de las condiciones:

Para este caso: 22259141 N.mm

$$M_r = 65224059.23 \text{ N.mm} > 22259141 \text{ N.mm} \quad M_r > 1.22 M_{cr} \quad \text{OK!}$$

Refuerzo perpendicular a tráfico parte superior Voladizo (Dir. primaria)

área de acero (A_s) =	1291.83	mm^2
Diámetro de varilla =	5/8	15.875 mm
área de varilla (A_v) =	197.93	mm^2
Cantidad de Varillas =	7	
Ancho de faja equivalente =	1677	mm
Separación requerida (S_{req}) =	257.02	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máx. es 450 mm

$$S_{m\acute{a}x} = 450 \text{ mm} > 257.02 \text{ mm} \quad S_{req} < S_{m\acute{a}x} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 260 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	260	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.761	mm^2/mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero

$$\text{área de acero } (A_s) = 1277.01 \quad \text{mm}^2$$

Según Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) cant. mínima de acero: 0.57 mm^2/mm

$$\text{área de acero mínima } (A_{s \text{ min}}) = 0.57 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

área de acero mínima en faja equivalente ($A_{s \text{ min}}$) = 956 mm²

$A_s = 1277.0121 \text{ mm}^2 > 956 \text{ mm}^2$ $A_s > A_{s \text{ min}}$ **OK!**

Dirección Principal

Usar	7 varillas	5/8 in	@	260 mm
-------------	------------	--------	---	--------

Cálculo de acero de refuerzo por contracción y temperatura paralelo al tráfico en la parte superior del voladizo de losa (dirección secundaria).

El (ACI-318, 2014) establece en Art. 7.7.6 que el refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión.

En Art. 5.10.8.2 (AASHTO LRFD, 2014) se especifica se debe colocar refuerzo perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos de retracción y temperatura puede proveer en forma de barras de acuerdo a ecuación 5.10.8-1:

$$A_s \geq \frac{0.75 * b * h}{2(b + h) * f_y}$$

Esta ecuación deberá satisfacer las condiciones que establece la ecuación 5.10.8-2 de (AASHTO LRFD, 2014):

$$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq A_s \leq 1.270 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Ancho de faja equivalente $M(b) =$	1677	mm
Fluencia del acero (F_y) =	420	N/mm ²
espesor de losa (h) =	200	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.16	mm ² /mm

Verificando si cumple con ecuación 5.10.8-2 (AASHTO LRFD, 2014)

$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.16 < 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm} \rightarrow$ **Utilizar acero mínimo**

Según Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) cant. mínima de acero: 0.57 mm²/mm

área de acero mínima ($A_{s \text{ min}}$) =	0.57	mm ² /mm
Ancho de faja equivalente =	1677	mm

área de acero mínima en faja equivalente($A_{s \text{ min}}$) =	956	mm^2
Diámetro de varilla =	1/2	12.700 mm
área de varilla (A_v) =	126.68	mm^2
Cantidad de Varillas =	8	
Separación requerida (S_{req}) =	209.68	mm

Según Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máx. a utilizar 450 mm

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} > 210 \text{ mm} \quad S_{\text{req}} < S_{\text{máx}} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 200 mm para mayor precisión constructivamente:

Separación requerida (S_{req}) =	200	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.633	mm^2/mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero:

área de acero (A_s) =	1062.47	mm^2
---------------------------	---------	---------------

Según Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) cant. mínima de acero: 0.57 mm^2/mm

área de acero mínima ($A_{s \text{ min}}$) =	0.57	mm^2/mm
área de acero mínima en faja equivalente($A_{s \text{ min}}$) =	956	mm^2

$$A_s = 1062.4741 \text{ mm}^2 > 956 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK!}$$

Dirección Secundaria

Usar	8 varillas	1/2 in	@	200 mm
-------------	------------	--------	---	--------

Distribución de acero de refuerzo en Vuelo de Tablero

Tabla 21: Distribución de acero de refuerzo en vuelo de Tablero

Cálculo de Refuerzo en el voladizo de la losa para Momento Negativo (parte superior)				
Dirección primaria (acero perpendicular al tráfico)	Usar	7 varillas	5/8 in	@ 260 mm
Dirección Secundaria (retracción y temperatura paralelo al tráfico)	Usar	8 varillas	1/2 in	@ 200 mm

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3.6. Ensayo al choque de las barandas

Tabla 22: Datos Generales para ensayo al choque de las barandas

Nivel de ensayo:	TL-4	
Peso específico del concreto:	2,400 Kg/m ³	2.354E-05 N/mm ³
Resistencia del hormigón:	281 kg/cm ²	28 N/mm ²
Fluencia del acero (Fy):	4200 kg/cm ²	420 N/mm ²
Dimensiones del poste (b x d):	0.40 m x 0.30 m	
Altura de poste:	1.1 m	1,100 mm
Separación entre Postes:	2 m	2,000 mm
Número de postes a utilizar para diseño (1 lado considerado):	16	Und

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 23: Niveles de ensayo de la baranda

Fuerzas de diseño y simbología	Niveles de ensayo de la baranda					
	TL -1	TL -2	TL -3	TL -4	TL -5	TL -6
Transversal F_t (N)	60051	120101.9	240203.9	240203.9	551579.3	778438.5
Longitudinal F_L (N)	20017	40033.98	80067.96	80067.96	182377.0	257996.8
Vertical descendente F_v (N)	20017	20016.99	20016.99	80067.96	355857.6	355857.6
L_t y L_L (mm)	1219.2	1219.2	1219.2	1066.8	2438.4	2438.4
L_v (mm)	5486.4	5486.4	5486.4	5486.4	12192	12192
H_e (min) (mm)	457.2	508	609.6	812.8	1066.8	1422.4
Mínima altura del riel H (mm)	685.8	685.8	685.8	812.8	1066.8	2286

Fuente: Tabla A13.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 24: Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles	Camioneta (Pickups)	Camión Semi-remolque	Camión con remolque		Camión Cisterna
W (N)	6894.74 - 8006.8	20016.99	80067.96	222411	355858	355857.6
B (mm)	1676.4	1981.2	2286	2438.4	2438.4	2438.4
G (mm)	558.8	685.8	1244.6	1625.6	1854.2	2057.4
ángulo de impacto, θ	20°	25°	15°	15°	15°	15°

Fuente: Tabla 13.7.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Revisión de rieles de la baranda

Se propone un perfil circular de acero estructural A36-A709/A709M diámetro de 127 mm y 5 mm de espesor (AISC, 2011).

Peso perfil circular de 5" de diámetro =	30.92 Kgf/m	0.303 N/mm
Módulo de plasticidad (Z_x) =	165509.35	mm ³
Fluencia del acero =	36000 Lbs/in ²	250 N/mm ²
Cantidad de rieles en baranda =	3	Und
Diámetro de tubos (riel) utilizado =	127	mm

Aceros estructurales

Los aceros estructurales deberán satisfacer los artículos especificados en la Tabla 6.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2014). El módulo de elasticidad y coeficiente de expansión térmica serán 200,000 MPa y 11.7E-6 mm/mm/°C, respectivamente.

Tabla 25: Propiedades mecánicas mínimas de acero estructural por forma, resistencia y espesor

Designación AASHTO	M 270M/ M 270 Grado 36
Designación equivalente ASTM	A709/A709M Grado 36
Espesor de Placa en pulgadas	Incluye hasta 4
Formas	Todos los grupos
Resistencia mínima a la tracción, F_u , Ksi	58
Punto de rendimiento mínimo especificado o Fuerza de rendimiento mínimo especificado, F_y , Ksi	36

Fuente: Tabla 6.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Capacidad de Momento plástico de la baranda

$$M_p = f_y * Z_x$$

(Momento plástico de la baranda) $M_p = 41377336.6$ N.mm

Capacidad de momento del poste

$$M_{poste} = f'_c * S_c$$

$$S_c = \frac{b*d^2}{6}$$

Sc =	8000000	mm ³
Resistencia flexional del poste de la baranda (M_{poste}) =	220451149.9	N.mm

Separación entre los elementos de las barandas

El Apéndice A13.1.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece que el ancho total del riel o los rieles en contacto con el vehículo, $\sum A$, no deberá ser menor que el 25 por ciento de la altura de la baranda.

$$\sum A \geq 25\%H$$

Suma de ancho de rieles ($\sum A$) =	381	mm
Altura de poste (H) =	1100	mm
Porcentaje de altura de poste que tiene la suma del ancho de los rieles ($\sum A/H$) =	35%	

$$35 \% \geq 25 \% \quad \sum A \geq 25\%H \quad \text{OK!}$$

En barandas con postes la abertura libre vertical, c, y el retiro de los postes S, deberá estar dentro o por debajo del área sombreada ilustrada en **Figura 7**.

Abertura libre vertical (C) =	239.67	mm
Retiro de los postes (S) =	127	mm

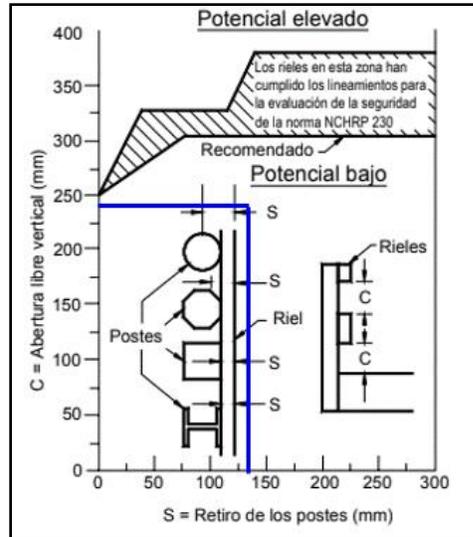


Figura 16: Potencial de impacto de las ruedas para golpes o capó contra los postes

Fuente: Figura A13.1.1-2 (AASHTO LRFD, 2014).

c y S están por debajo del área sombreada → **OK!**

En el caso de barandas con postes, la combinación de ($\sum A/H$) y el retiro de los postes S, estará dentro o encima de área sombreada ilustrada en **Figura 8**.

Porcentaje altura de poste de suma del ancho de rieles ($\sum A/H$) = 35%

Retiro de los postes (S) = 127 mm

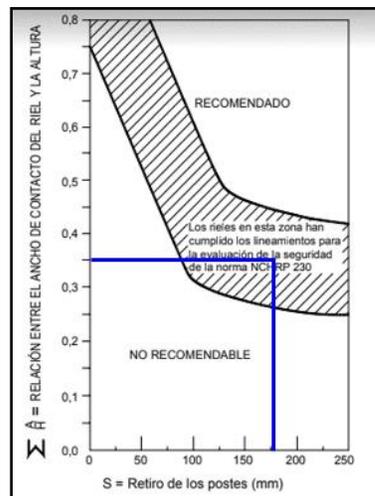


Figura 17: Criterios para determinar el retiro de los postes

Fuente: Figura A13.1.1-3 (AASHTO LRFD, 2014).

$\sum A/H$ y S están dentro del área sombreada → **OK!**

Las barandas deberán diseñarse de manera que se cumplan las siguientes condiciones

$$Y \geq H_e \quad \bar{R} \geq ft$$

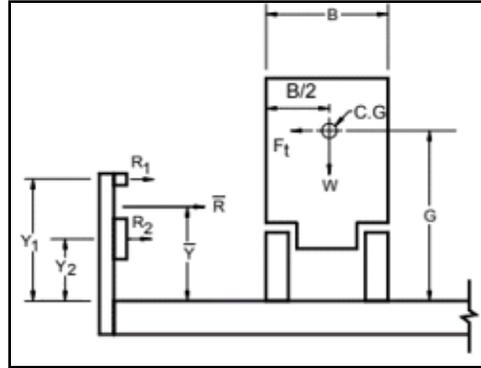


Figura 18: Baranda para tráfico vehicular

Fuente: Figura CA13.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

El centroide “ \bar{Y} ” se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$Y1 = C + \phi_{tubo} + C + \phi_{tubo} + C + \frac{\phi_{tubo}}{2}$$

$$Y2 = C + \frac{\phi_{tubo}}{2} \quad \bar{Y} = \frac{M_p * \sum Y}{M_p * \#barandas}$$

Resultados

Y1 =	1036.5	mm
Y2 =	303.2	mm
Σy =	1339.67	mm
\bar{Y} =	446.56	mm

Cálculo de la altura efectiva del vuelco de un vehículo

La altura efectiva H_e se encuentra con la siguiente ecuación especificada en el Art. A13.2 (AASHTO LRFD, 2014).

$$H_e = G - \frac{WB}{2F_t}$$

Dónde:

W = Peso del vehículo correspondiente a nivel de ensayo requerido.

B = Separación entre los bordes exteriores de las ruedas de un eje

G = Altura de centro de gravedad del vehículo por encima del tablero del puente

Ft = Fuerza de diseño transversal

Los valores W, B, G se encuentran en la Tabla 4.1.3.6-3.

El valor de Ft se encuentra en la Tabla 4.1.3.6-2

Datos

W =	355857.6	N
B =	2438.4	mm
G =	2057.4	mm
Ft =	240203.88	N

Resultado

$H_e =$	251.18	mm
---------	--------	----

Verificando si cumple la condición de Altura efectiva del vuelco (H_e) con respecto a distancia desde el tablero del puente hasta la resistencia del riel (\bar{Y}):

$$\bar{Y} = 446.556 \text{ mm} \geq H_e = 251.18 \text{ mm} \quad \bar{Y} < H_e \rightarrow \text{OK!}$$

Verificando si cumple la condición la fuerza de diseño (F_t) con respecto a la resistencia del riel (R_i):

$$\text{Sumatoria resistencia del riel } (R_i) = 124132009.8 \quad \text{N.mm}$$

$$\text{Fuerza de diseño transversal } (F_t) = 240203.88 \quad \text{N}$$

$$R_i = 124132009.8 \text{ N.mm} \geq F_t = 240203.9 \text{ N} \quad R_i < F_t \rightarrow \text{OK!}$$

Capacidad de carga última de un poste individual (P_p)

Se determina mediante la siguiente ecuación:

$$P_p = \frac{M_{\text{poste}}}{\bar{Y}}$$

Dónde:

M_{poste} = Capacidad de momento del poste

\bar{Y} = Distancia desde el tablero hasta la resistencia del riel

Datos

$$M_{\text{poste}} = 220451149.9 \quad \text{N.mm}$$

$$\bar{Y} = 446.56 \quad \text{mm}$$

Resultado

$$P_p = 493670.154 \quad \text{N}$$

Procedimiento de diseño de barandas utilizadas como probetas de ensayo

Las barandas están conformadas por postes y vigas, según el Art. A13.3.2, para diseñar estas barandas bajo condiciones de falla se deberán utilizar análisis inelásticos. Si la falla no involucra al poste final de un segmento, la resistencia nominal crítica de los rieles, R , se tomará como el menor valor entre los determinados en ecuaciones A13.3.2-1 y A13.3.2-2 (AASHTO LRFD, 2014).

Cálculo de la resistencia última total de la baranda R para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N , impar

$$R = \frac{16M_p + (N - 1)(N + 1)P_p L}{2NL - L_t} \quad \rightarrow \quad \text{Ecuación A13.3.2-1}$$

Dónde:

L_t y LL = Longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos encontradas en Tabla 4.1.3.6-2 para nivel de ensayo TL – 4.

M_p = Resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica

L = Separación de los postes

P_p = Capacidad de carga última de un poste individual

Datos

$$L_t \text{ y } LL = 1070 \quad \text{mm}$$

$$M_p = 124132009.8 \quad \text{N.mm} \quad \rightarrow \quad 3 \text{ barandas}$$

$$L = 2000 \quad \text{mm}$$

$$P_p = 493670.154 \quad \text{N}$$

Tabla 26: Resultados de Resistencia última de la baranda para un número de tramos de baranda impar

Para los Modos de falla que involucran un número de tramos de baranda Impar				
N	1	3	5	7
R(N) nominal	677853.98	904376.45	1356697.28	1833585.11
N	9	11	13	15
R(N) nominal	2318160.23	2806125.07	3295882.27	3786701.87

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo de la resistencia última total de la baranda R para los modos de falla que involucran un número de tramos de baranda, N, par

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad \rightarrow \quad \text{Ecuación A13.3.2-2}$$

Tabla 27: Resultados de resistencia última de la baranda para un número de tramos de baranda par

Para los Modos de falla que involucran un número de tramos de baranda par				
N	2	4	6	8
R(N) nominal	856489.67	1191129.07	1636736.29	2107206.33
N	10	12	14	16
R(N) nominal	2587211.48	3071875.48	3559162.80	4048072.95

Fuente: Elaboración propia.

La capacidad de carga de la baranda ante el impacto de un nivel de ensayo TL - 4, determinada por aquel segmento más crítico, los cálculos revelan que el valor más crítico es el siguiente valor para 1 tramo:

$$\begin{aligned} R \text{ nominal} &= 677853.98 \text{ N} \\ N &= 1 \\ \text{Fuerza de diseño transversal (Ft)} &= 240203.88 \text{ N} \end{aligned}$$

Condición para Resistencia última de la baranda

$$R \text{ nominal} = 677853.98 \text{ N} > Ft = 240203.88 \text{ N} \quad R > Ft \quad \text{OK!}$$

∴ La baranda es resistente al choque

Verificación de las cargas en los postes en el extremo de un modo de falla

El número de postes que fallan es igual al de barandas afectados por el choque

$$Carga\ poste\ fallado = N_{poste\ fallado} * P_p \quad R - Carga_{poste\ fallado} < P_p$$

$$N = 1$$

$$Capacidad\ de\ carga\ última\ de\ un\ poste\ individual\ (P_p) = 493670.154\ N$$

$$Carga\ poste\ fallado = 493670.154\ N$$

$$R - Carga_{poste\ fallado} = 184183.82\ N < P_p = 493670.154\ N \quad \text{OK!}$$

4.1.3.7. Fuerza axial, momento y corte por punzonamiento en poste

El Art. 10.5.1.1 (ACI-318, 2014) para cada combinación de carga aplicable la Resistencia de diseño por momento, fuerza axial y corte con punzonamiento debe cumplir con lo siguiente:

$$\phi P_n \geq P_u$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Fuerza axial y momento último

Tabla 28: Resultados de cálculo de fuerza axial

Descripción	Ecuación	Resultado
Peso propio del poste:	$W_{poste} = Largo * Ancho * alto * \gamma_c$	3,106.714 N
Peso de elementos horizontales:	$W_{tubos} = Cant.tubos * Long.tubos * Peso_{tubos}$	1,819.546 N
Peso debido a la fuerza vertical sobre las barandas:	$W_{Fv} = \frac{Fv}{Lv} * L$	29,187.795 N
Fuerza Axial (Pu):	$P_u = W_{poste} + W_{tubos} + W_{Fv}$	34,114.055 N

Fuente: Elaboración propia.

Para llevar a cabo la revisión del comportamiento del poste se hace mediante el software SAP 2000 y se aplica una combinación de carga, según (RNC-07, 2007) la combinación de carga para diseño por métodos de resistencia última está dada por 1.4*CM dónde carga muerta equivale a Pu (Peso propio de los postes, tubos y la carga vertical), en este software encontramos los valores de Fuerza Axial y momento último.

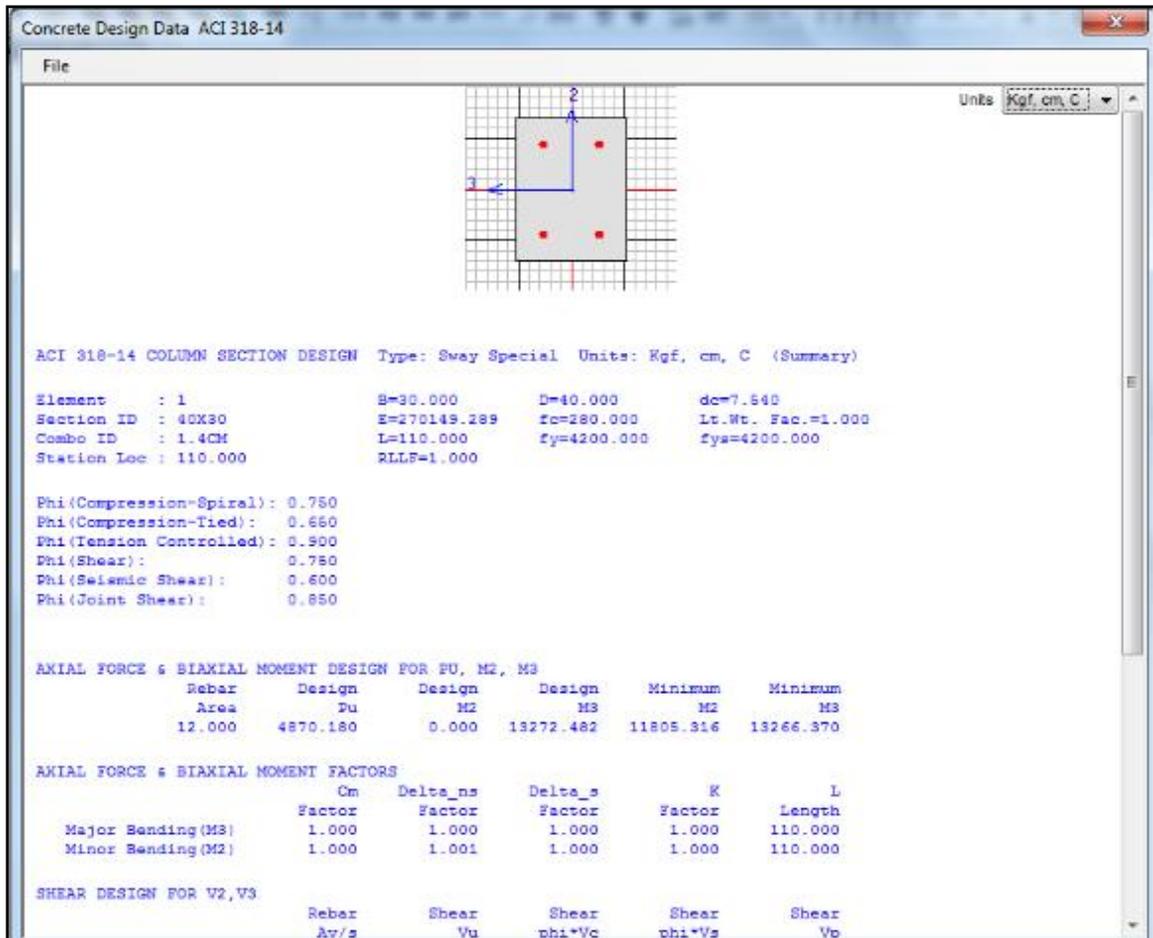


Figura 20: Resultado de Fuerza axial mayorada y momento flexionante encontrados en SAP 2000

Fuente: Elaboración propia.

Fuerza axial actuante (Pu) = 4870.00 Kg 47,757.88 N
 Momento último (Mu) = 13272.482 Kg.cm 1301572.03 N.mm

4.1.3.8. Acero de refuerzo en poste por flexión

Datos

Resistencia a la compresión del concreto (f'_c) =	28 N/mm ²	4000 psi
Fluencia del acero (F_y) =	420 N/mm ²	60000 psi
Recubrimiento de concreto (r) =	50 mm	
Diámetro de Varilla =	1 pulg	25.400 mm
Diámetro de estribo =	1/2 pulg	12.700 mm
b =	300 mm	
h =	400 mm	
Proponer cuantía de acero ρ_s =	1.8%	
Peralte efectivo (d_1) =	75.40 mm	
Peralte efectivo (d) =	324.60 mm	
Factor de reducción en columnas (ϕ) =	0.65	Tabla 21.2.1 ACI

Área de acero

$$A_{st} = \rho * b * d$$

$$\text{Área de acero } (A_{st}) = 1752.84 \text{ mm}^2$$

Proponer barras

	Φ Barra	Φ Barra	Cantidad	Ast
Compresión (A's)	1 pulg	25.40 mm	2	1013.41496 mm ²
Tensión (As)	1 pulg	25.40 mm	2	1013.41496 mm ²
				2026.82992 mm ²

OK!

4.1.3.9. Resistencia nominal axial a compresión

Según el Art. 22.4.2.1. (ACI-318, 2014) la resistencia nominal axial a compresión (P_u) no debe ser mayor que $\phi P_n \text{ máx}$, como se define en la Tabla 22.4.2.1, dónde P_o se calcula con la ecuación 22.4.2.2 (ACI-318, 2014) para miembro no pre-esforzados y compuestos de concreto y acero estructural.

$$P_o = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad \rightarrow \quad \text{Ecuación 22.4.2.2}$$

$$P_o = 3614,546.42 \text{ N}$$

$$P_{n, \text{máx}} = 0.8 * P_o \rightarrow \text{Tabla 22.4.2.1}$$

$$P_{n, \text{máx}} = 2891,637.14 \text{ N}$$

$$\phi P_{n, \text{máx}} = 1879,564.14 \text{ N}$$

Según la sección 10.5.1.1 (a) (ACI-318, 2014) especifica que $\phi P_{n, \text{máx}} \geq P_u$

$$\phi P_{n, \text{máx}} = 1879564.14 \text{ N} \geq \text{Fuerza axial actuante (} P_u \text{)} = 47757.88 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

∴ El poste es resistente a fuerza axial actuante

4.1.3.10. Cuantía de acero

Resistencia a la compresión del concreto (f'_c) =	28	N/mm ²
Fluencia del acero (F_y) =	420	N/mm ²
Área de acero (A_{st}) =	2026.82992	mm ²

Para verificar el requerimiento de la cuantía con el acero se realiza como sigue:

Tabla 29: Ecuaciones para requerimientos de cuantía de acero

$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{f'_c - 4000}{1000}$ y $0.65 \leq \beta_1 \leq 0.85$	→	Ecuación 3.26 (Nilson, 2001)
$\rho_b = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{87,000}{87,000 + f_y}$	→	Ecuación 3.28b (Nilson, 2001)
$\rho_{\text{max}} = 0.75\rho_b$	→	Ecuación 3.29 (Nilson, 2001)
$\rho_{\text{min}} = \frac{1.8\sqrt{f'_c}}{F_y}$	→	Ecuación 3.39a (Nilson, 2001)
$\rho = \frac{A_s}{bd}$	→	Ecuación 3.11 (Nilson, 2001)

Fuente: (Nilson, 2001).

Tabla 30: Resultados Iniciales de cálculo de cuantías

Resultados Iniciales	
Peralte efectivo (d) =	324.60 mm
Parámetro de Esfuerzo (β_1) =	0.85
Cuantía balanceada (ρ_b) =	0.0285
Cuantía máxima ($\rho_{\text{máx}}$) =	0.0214
Cuantía mínima ($\rho_{\text{mín}}$) =	0.0019

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 31: Resultados de requerimiento de cuantía de acero

Verificando el requerimiento de la cuantía con el acero distribuido	
Cuantía de acero (ρ) =	0.0208
Verificando el tipo de falla =	$\rho < \rho_b$ Falla dúctil (Sub reforzada)
Verificando la cuantía máxima =	$\rho < \rho_{\max}$ CUMPLE
Verificando la cuantía mínima =	$\rho > \rho_{\min}$ CUMPLE

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3.11. Refuerzo transversal

Según el (ACI-318, 2014) en la sección 25.7.2.1 del capítulo 25 establece que la separación entre estribos a usarse es de 48db (48 veces el diámetro de la barra transversal) o 16db (16 veces el diámetro de la barra longitudinal)

Separación estribos

Φ varilla # 4 para ref. transversal (d_b) =	1/2 pulg	12.70 mm
S (48 d_b) =	24 pulg	609.60 mm
Φ varilla # 8 para ref. longitudinal (d_b) =	1 pulg	25.40 mm
S (16 d_b) =	16 pulg	406.40 mm

∴ usar estribos @ 40 cm ya que es la menor separación.

4.1.3.12. Resistencia por momento

Según el Art 10.5.1.1 (ACI-318, 2014) establece que el momento último M_u no debe ser mayor que el Momento nominal M_n afectado por el factor ϕ .

$$\phi M_n \geq M_u$$

El momento nominal de diseño para el poste se determina de acuerdo a la ecuación 8.8 (Nilson, 2001):

$$M_n = 0.85 * f'c * a * b \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + A's * f's \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A_s * f_s \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Datos

Elasticidad del Acero (E_s) =	200000	MPa
Deformación unitaria del concreto (ϵ_u) =	0.003	
Resistencia comp. del concreto (f'_c) =	28	N/mm ²
Fluencia del acero (F_y) =	420	N/mm ²
Parámetro de Esfuerzo (β_1) =	0.85	
b =	300	mm
h =	400	mm
Peralte efectivo (d') =	75.40	mm
Peralte efectivo (d) =	324.60	mm
Momento último (M_u) =	13272.482 Kg.cm	1301572.028 N.mm
Factor de reducción en columnas (ϕ) =	0.65	Tabla 21.2.1 ACI

Resultados

Deformación unitaria del acero falla bal. (ϵ_Y) =	0.0021	
Resultante a compresión del concreto (C) =	190.94	mm
Deformación unitaria del acero (ϵ_s) =	0.0021	
Esfuerzo de acero a tensión (f_s) =	420	N/mm ²
Esfuerzo de acero a compresión (f'_s) =	363	N/mm ²
Espesor de bloque de esfuerzo (a) =	162.30	mm

Resultados finales

Momento nominal (M_n) =	234423214.0 N.mm
ϕM_n =	152375089.1 N.mm

$$\phi M_n = 152375089.1 \text{ N.mm} \geq M_u = 1301572.028 \text{ N.mm} \quad \phi M_n \geq M_u \quad \text{OK!}$$

∴ El poste es resistente momento último actuante

4.1.3.13. Resistencia al corte por punzonamiento

Según el Art. 13.4.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) el corte mayorado se diseña para el caso de diseño 1 y se toma de la siguiente manera:

$$V_u = G + V_s$$

Dónde:

G = corte producto del concreto (N)

V_s = Producto ejercida de las varillas en compresión

Y dónde:

$$G = 0.85f'_c * a * b$$

$$V_s = A's * Fy$$

Y dónde:

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa)

b = ancho de poste (mm)

a = espesor de bloque de esfuerzo (mm)

$A's$ = Área del acero en compresión

Fy = Fluencia del acero (MPa)

Datos

Resistencia a la compresión del concreto (f'_c) =	28	N/mm ²
b =	300	mm
Espesor de bloque de esfuerzo (a) =	162.30	mm
Fluencia del acero (Fy) =	420	N/mm ²
Área del acero en compresión ($A's$) =	1013.41	mm ²

Resultados

Corte producto del concreto (G) =	1140462.689	N
Presión ejercida de las varillas en compresión (V_s) =	425634.2824	N
Cortante último (V_u) =	1566096.972	N

Según el Art. 22.5.1.1 (ACI-318, 2014) la resistencia nominal para cortante en una sección se debe calcular como: $V_n = V_c + V_s$

Según Capítulo 12 (Harmsen, 2002) la resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor de las siguientes expresiones:

Tabla 32: Ecuaciones de resistencia al corte por punzonamiento

$V_c = 0.27 * \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} * b_o * d$	Ecuación 12.8
$V_c = 0.27 * \left(\frac{\alpha*d}{b_o} + 2\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$	Ecuación 12.9
$V_c = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$	Ecuación 12.10

Fuente: (Harmsen, 2002).

Dónde:

V_c = Resistencia del concreto al corte por punzonamiento

β_c = Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor

b_o = Perímetro de la sección crítica

α = Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquineras.

La sección crítica estará entre la columna y rectas paralelas al lado de la columna a una distancia $d/2$.

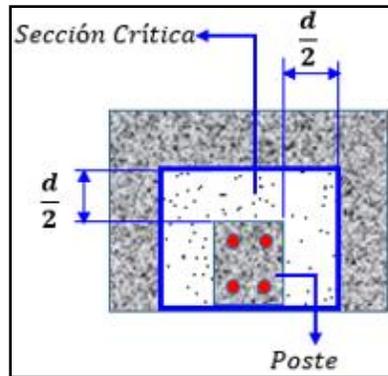


Figura 21: Sección crítica de poste

Fuente: (Harmsen, 2002).

Datos

ancho de la columna (b) = 300 mm 30 cm

largo de la columna (h) = 400 mm 40 cm

Resistencia comp. del concreto (f'_c) = 28 N/mm² 285.5 kg/cm²

Factor de reducción en columnas (ϕ) = 1 Art. A13.4.3.2 (AASHTO LRFD, 2014)

Resultados iniciales

Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor (β_c) =	1.33	
Peralte efectivo de acera (d) =	375 mm	37.5 cm
Perímetro de la sección crítica (b_o) =	2525 mm	252.5 cm
Para columnas laterales α =	30	

Resultados finales

V_{C1} =	215987.93 Kg	2118107.20 N
V_{C2} =	278859.66 Kg	2734665.14 N
V_{C3} =	175990.16 Kg	1725865.12 N

∴ utilizar la ecuación 12.10 ya que es el menor valor de Resistencia al corte por punzonamiento del concreto

$$V_n = V_c = 1725,865 \text{ N}$$
$$\phi V_n = 1725,865 \text{ N}$$

$$\phi V_n = 1725865 \text{ N} \geq V_u = 1566096.972 \text{ N} \quad \phi V_n \geq V_u \quad \text{OK!}$$

4.1.3.14. Diseño de anclaje de armadura de acero en poste

Según el Art. 5.11.1.1 (AASHTO LRFD, 2014) las solicitaciones calculadas en la armadura en cada sección se deberán desarrollar a cada lado de dicha sección mediante una longitud embebida, gancho dispositivo mecánico, o combinación de estos elementos. Los ganchos y anclajes mecánicos solo se pueden usar para desarrollar las barras de tracción. El poste está sometido a flexión, el Art. 5.11.1.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece que la armadura se deberá prolongar más del punto en el cual ya no se le requiere para resistir a flexión en una distancia no menor que:

- La profundidad efectiva del elemento
- 15 veces el diámetro nominal de la barra
- 1/20 de la luz libre del tramo

Tabla 33: Geometría del gancho estándar para el desarrollo de barras corrugadas en tracción

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta ⁽¹⁾ l_{ext} , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 25	$6d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 29 a No. 36	$8d_b$		
	No. 43 y No. 57	$10d_b$		

⁽¹⁾ El gancho estándar para las barras corrugadas en tracción incluye el diámetro interior específico del doblado y el largo de la extensión recta. Se permite usar una extensión recta más larga en el extremo del gancho. No se considera que esta extensión aumente la resistencia de anclaje del gancho.

Fuente: Tabla 25.3.1 (ACI-318, 2014).

Datos

Longitud del claro del puente (L) = 30000 mm
 Diámetro de la barra (d_b) = 25.4 mm

Resultados

l_{db} = 1500 mm
 Diámetro interior mínimo de doblado ($6d_b$) = 152.4 mm
 Extensión recta (l_{ext}) = 101.6 mm

4.1.4. Diseño de Viga de Acero

4.1.4.1. Datos Generales

Tabla 34: Datos generales de viga de acero

Número de Claros:	1	Claro
Longitud de claros	30000 mm	30 m
Ángulo de Inclinación:	0	°
Número de Vigas:	4	Vigas
Número de carriles:	2	Carriles
Espaciamiento de las vigas:	2200 mm	2.2 m
Cubierta del voladizo:	1350 mm	1350 m
Separación de los diafragmas:	7500 mm	7.5 m
Tensión de la fluencia del alma:	250 N/mm ²	
Tensión de fuerza de los patines:	250 N/mm ²	
Resistencia compresión del Concreto (f'c):	28 N/mm ²	
Fluencia de acero de Refuerzo (Fy):	36000 Lbs/in ²	250 N/mm ²
Espesor total de la cubierta (t _s):	200 mm	0.2 m
Espesor efectivo de la cubierta:	200 mm	0.2 m
Espesor efectivo del vuelo:	210 mm	0.21 m
Peso específico del acero:	7850 Kg/m ³	7.7E-05 N/mm ³
Peso específico del concreto:	2400 Kg/m ³	2.4E-05 N/mm ³
Peso de la cubierta del encofrado (asumido):	73 Kg/m ²	7.2E-04 N/mm ²
Peso de baranda peatonal:	2.93 N/mm	
Peso específico del asfalto:	2250 Kg/m ³	2.2E-05 N/mm ²
Espesor del asfalto (t _a):	51 mm	
Ancho cubierta (borde ext. a borde exterior):	9300 mm	9.3 m
Ancho de la carretera:	7300 mm	7.3 m
Espesor de cartela de concreto:	50 mm	

Fuente: Elaboración propia.

Normas de Diseño: AASHTO LRFD 2014

Unidades: SI

Acero ASTM A36: Acero estructural al carbono utilizado en construcción de estructuras metálicas

Densidad = 7,850 Kg/m³
 Límite de Fluencia mínimo = 36000 Lbs/in² 250 N/mm²
 Límite de Rotura mínimo = 58000 Lbs/in² 410 N/mm²

4.1.4.2. Viga de acero propuesta

Según Tabla 2.5.2.6.3-1 (AASHTO LRFD, 2014) la profundidad mínima para una viga de acero para tramos simples es: 0.033L; al no haber restricciones de profundidad una sección de acero más profunda provee mayor rigidez en vigas en su condición no compuesta, por lo tanto, se sugiere tomar como: 0.037L

$$d = 0.037 * L = 1110 \text{ mm}$$

Geometría de la sección para el diseño

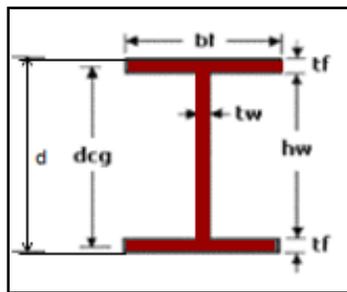


Figura 22: Geometría de sección de diseño

Fuente: Elaboración propia.

Se propone una sección con placas soldadas en la cual el alma de la viga se une a los patines por medio de soldadura de filete, con una altura de viga propuesta de 1,473.2 mm para esta deberá restringirse contra la rotación con respecto a sus ejes longitudinales a como establece sección F1(2) (AISC, 2011) la estabilidad se puede obtener por medio de pernos de anclaje (MacCorman, 2019).

Tabla 35: Dimensiones de Perfil W propuesto

Designación		Dimensiones					
d nominal x peso		b _f	t _f	t _w	h _w ó D	d	área (A)
in x Lb/Ft	mm x Kgf/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²
58 X 395	W 1473 X 587	405	50	25	1373.2	1473.2	74830

Fuente: Tabla 1-2 (AISC, 2011).

4.1.4.3. Revisión de las propiedades geométricas de la sección

- Proporciones del alma Según el Art. 6.10.2.1. (AASHTO LRFD, 2014).

Las almas se dimensionan de manera que se presente un límite superior para la esbeltez de las almas sin rigidizadores longitudinales la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad D/t_w = \quad 54.928 \quad \leq \quad 150 \quad \text{OK!}$$

∴ La relación de la altura con el espesor del alma cumple

- Revisión de los patines según en Art. 6.10.2.2. (AASHTO LRFD, 2014).

Las alas de compresión y tracción se deberán diseñar de la siguiente manera:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad b_f/2t_f = \quad 4.05 \quad \leq \quad 12 \quad \text{OK!}$$

∴ La relación de ancho del patín con su espesor cumple

- Una vez obtenidos estos resultados se proceden a revisar la altura del alma con respecto al largo de los patines:

$$b_f \geq D/6 \quad D/6 = \quad 229 \quad \leq \quad 405 \quad \text{OK!}$$

∴ La relación de la altura del alma con respecto al largo del patín cumple

- Se revisa la proporción del espesor del alma con respecto al espesor del patín:

$$t_f \geq 1.1t_w \quad 1.1t_w = \quad 28 \quad \leq \quad 50 \quad \text{OK!}$$

∴ La proporción del espesor del alma con respecto al espesor del patín cumple

- Se deben revisar proporciones del momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero en el eje vertical del plano con respecto al momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero en el eje vertical

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

Dónde:

I_{yc} = momento de inercia del ala de compresión de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm^4)

I_{yt} = momento de inercia del ala de tracción de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma (mm^4)

$$I = \frac{1}{12} (\text{base} * \text{Altura}^3)$$

Resultados

$$I = 276792187.5 \text{ mm}^4$$

$$I = I_{yc} = I_{yt} \qquad I_{yc} = 276792188 \text{ mm}^4$$

$$\qquad \qquad \qquad I_{yt} = 276792188 \text{ mm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1 \qquad 0.1 \leq 1 \leq 10 \qquad \text{OK!}$$

∴ La sección de Viga propuesta cumple con el margen estipulado en el Art. 6.10.2.2 (AASHTO LRFD, 2014).

4.1.4.4. Cálculo de las propiedades de la sección

Módulo de Elasticidad del concreto E_c

Según el Art. 5.4.2.4. (AASHTO LRFD, 2014) cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m^3 se puede tomar como:

$$E_c = 0,043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c}$$

Dónde:

γ_c = densidad del hormigón (kg/m³)

f'_c = resistencia específica del hormigón (MPa)

E_c = 26539.73 MPa

Módulo de Elasticidad del Acero E_s

Según el Art. 5.4.3.2. (AASHTO LRFD, 2014) el módulo de elasticidad del acero de las armaduras deberá tomarse como:

E_s = 200000.00 MPa

Relación modular

Según Art. 6.10.1.1.1b para calcular secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá en sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón la relación de módulos se tomará como:

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

n = Relación de módulos

E_s = Elasticidad del acero

E_c = Elasticidad del concreto

$n = 8$

Ancho de Ala efectivo

El Art. 4.6.2.6. (AASHTO LRFD, 2014) establece que para el ancho de ala efectivo para determinar la resistencia para todos los estados límites serán de acuerdo a los siguientes criterios:

La longitud de tramo efectiva utilizada para calcular ancho de ala efectivo se tomará como distancia de tramos simplemente apoyados ó como distancia entre puntos de inflexión debidos a cargas permanentes para tramos continuos, ya sea para momentos positivos o negativos por lo tanto se tomará $L = 30000$ mm

Para vigas interiores el ancho de ala efectivo se toma como el menor valor entre:

- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva; 7500 mm

- 12 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho 2602.5 mm del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- La separación promedio de las vigas adyacentes. 2200 mm

∴ el ancho del ala efectivo es:

$$b_s = 2200 \text{ mm}$$

Para las vigas exteriores el ancho de ala efectivo se puede tomar como el semiancho efectivo de la viga interior adyacente, más el menor valor entre:

- Un octavo de la longitud de tramo efectiva; 4850 mm
- 6 veces el espesor promedio de la losa, más el semiespesor 2401.3 mm del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la viga base, cualquiera sea el valor que resulte mayor; o
- El ancho del vuelo 2348.8 mm

∴ el ancho del ala efectivo es:

$$b_s = 2348.8 \text{ mm}$$

Secciones compuestas

Área de la losa en la sección compuesta (n):

$$A_{losa(n)} = \frac{b_s * t_s}{n}$$

n = Relación de módulos

b_s = Ancho del ala efectivo

t_s = Espesor promedio de la losa

$$A_{losa(n)} = 58387.41 \text{ mm}^2$$

Inercia de la losa en la sección compuesta (n):

$$I_{losa(n)} = \frac{1}{12} * b_s * t_s^3$$

$$I_{losa(n)} = 194624690.5 \text{ mm}^4$$

Área de la losa en la sección compuesta (3n):

$$A_{losa(3n)} = \frac{b_s}{3n} * t_s$$

$$A_{losa(3n)} = 19462.47 \quad \text{mm}^2$$

Inercia de la losa en la sección compuesta (3n):

$$I_{losa(3n)} = \frac{\frac{1}{12} * b_s * t_s^3}{3n}$$

$$I_{losa(3n)} = 64874896.8 \quad \text{mm}^4$$

Propiedades geométricas de la sección compuesta en momento positivo

Tabla 36: Sección simple de viga de acero propuesta

Elemento	Área (A)	Centroide (d)	Y	A*d	Inercia (I)	A*Y ²	Inercia Total (I _{total})
U/M	mm ²	mm	mm	mm ³	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴
Patín Superior	20250	1448.2	711.6	2.9E+07	4.2E+06	1E+10	10258303590
Alma	34330	736.6	0	2.5E+07	5.4E+09	0	5394611165
Patín Inferior	20250	25	711.6	5.1E+05	4.2E+06	1E+10	10258303590
Total	74830	736.6		5.5E+07	5.4E+09	2E+10	25911218345
Elemento	Y _{inf}	Y _{sup}	S _{inf}		S _{sup}		
U/M	mm	mm	mm ³		mm ³		
Viga	736.6	736.6	35176783		35176783		

Fuente: Elaboración propia.

Dónde:

I_{total} = momento de Inercia total

I = momento de Inercia

A = área de la sección transversal de viga de acero

y = Distancia desde centroide a centro de gravedad de figura

d = Centroide de figuras

Y_{inf} = Distancia desde del centroide hasta el borde inferior de viga de acero

Y_{sup} = Distancia desde centroide hasta el borde superior de viga de acero
 S_{inf} = Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde inferior de viga de acero
 S_{sup} = Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde superior de viga de acero

Tabla 37: Sección compuesta n

Elem.	Área (A)	Cent. (d)	Y	A*d	Inercia (I)	A*Y ²	Inercia Total (I _{total})
U/M	mm ²	Mm	mm	mm ³	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴
Viga	74830	736.6	366.7	6E+07	2.6E+10	1.006E+10	35971911231
Losa	58387	1573.2	469.9	9E+07	2.0E+08	1.289E+10	13088529136
Total	133217	1103.3		2E+08	2.6E+10	2.296E+10	49060440366
Elemento		Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{sup losa}	S _{inf}	S _{sup}	S _{sup losa}
U/M		Mm	mm	mm	mm ³	mm ³	mm ³
Sección compuesta n		1103.3	369.9	570	44468185	132621086	86081608.

Fuente: Elaboración propia.

I_{total} = momento de Inercia total
 I = momento de Inercia
 A = área de sección transversal de viga con sección compuesta de losa para n
 y = Distancia desde centroide al centro de gravedad de figura
 d = Centroide de figuras
 Y_{inf} = Distancia desde centroide hasta el borde inferior de viga de acero
 Y_{sup} = Distancia desde centroide hasta el borde superior de viga de acero
 $Y_{sup losa}$ = Distancia desde ubicación del centroide hasta el borde superior de losa
 S_{inf} = Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde inferior de viga de acero
 S_{sup} = Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde superior de viga de acero

$S_{sup\ losa} =$ Módulo de sección ubicado desde centroide al borde superior de losa

Tabla 38: Sección compuesta 3n

Elem	Área (A)	Cent.(d)	Y	A*d	Inercia (I)	A*Y ²	Inercia Total (I _{total})
U/M	mm ²	mm	mm	mm ³	mm ⁴	mm ⁴	mm ⁴
Viga	74830	736.6	172.7	5.5E+07	2.E+10	2.23E+09	28142494477
Losa	19462.5	1573.2	663.9	3.1E+07	6.49E+07	8.58E+09	8643765505.9
Total	94292.5	909.3		8.6E+07	2.60E+10	1.08E+10	36786259983
Elemento		Y _{inf}	Y _{sup}	Y _{sup losa}	S _{inf}	S _{sup}	S _{sup losa}
U/M		mm	mm	mm	mm ³	mm ³	mm ³
Sección compuesta 3n		909.3	563.9	764	40456529	65232969	48154515.8

Fuente: Elaboración propia.

$I_{total} =$ momento de Inercia total

$I =$ momento de Inercia

$A =$ área de la sección transversal de viga de acero con sección compuesta de losa para 3n

$y =$ Distancia desde centroide hasta el centro de gravedad de la figura

$d =$ Centroide de figuras

$Y_{inf} =$ Distancia desde centroide hasta el borde inferior de viga de acero

$Y_{sup} =$ Distancia desde centroide hasta el borde superior de viga de acero

$Y_{sup\ losa} =$ Distancia desde ubicación del centroide al borde superior de losa

$S_{inf} =$ Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde inferior de viga de acero

$S_{sup} =$ Módulo de sección ubicado desde centroide hasta el borde superior de viga de acero

$S_{sup\ losa} =$ Módulo de sección ubicado desde centroide al borde superior de losa

4.1.4.5. Cálculo por los efectos de carga muerta

La viga de acero se deberá diseñar para resistir los efectos de carga muerta, algunas por la sección no compuesta, así como también otras son resistidas por la sección compuesta; éstas son factoradas con el factor DC y DW.

Tabla 39: Cargas muertas en viga de acero

Losa de concreto			
Separación ejes de viga (S)=	2200	mm	$CM_{cubierta} = \gamma_c * S * t_s$
Peso específico conc. (γ_c)=	2.35E-05	N/mm ³	
Espesor promedio losa (t_s) =	200	mm	
CM cubierta =	10.36	N/mm	
Cartela de concreto			
Espesor de cartela ($t_{cartela}$) =	50	mm	$CM_{cartela} = \gamma_c * b_f * t_{cartela}$
Ancho de cartela es igual a ancho del patín (bf) =	405	mm	
CM cartela =	0.48	N/mm	
Carga muerta encofrado			
Carga de encofrado (W_{enc}) =	7.18E-04	N/mm ²	$CM_{encofrado} = W_{enc} * (S - b_f)$
CM encofrado =	1.29	N/mm	
Peso propio de la viga			
Área de viga de acero (A_s) =	74830	mm ²	$CM_{viga} = A_s * \gamma_s$
Peso específico del acero (γ_s)=	7.698E-05	N/mm ³	
CM viga =	5.76	N/mm	
Carga muerta de barandas formada por postes, tubos y acera			
Espesor de la acera (t_{acera}) =	200	mm	$CM_{acera} = \gamma_c * t_{acera} * Ancho\ acera$
Ancho de la acera =	600	Mm	
CM acera =	2.82	N/mm	
Cantidad de tubos =	3	Und	$CM_{barandas} = \frac{V_p * \gamma_c}{L} + Cant \cdot tubos * W_{tubos}$
Volumen poste de concreto =	132000000	mm ³	
Longitud del vuelo (L) =	1248.75	mm	
Carga tubo (W_{tubo})=	0.30	N/mm	
CM barandas =	3.40	N/mm	
Carga muerta debido a la superficie de rodamiento			
Peso específico asfalto (γ_a)=	2.206E-05	N/mm ³	$CM_{asfalto} = \gamma_a * t_a * W/4$
Espesor del asfalto (t_a) =	51	mm	
Ancho de calzada (W) =	7300	mm	
Número de Vigas =	4	und	
CM asfalto =	2.0	N/mm	

Fuente: Elaboración propia.

Total carga DC = 26.93 N/mm
 Total carga DW = 2.0 N/mm

Para una viga simplemente apoyada en un tramo de longitud L, cargado con una carga uniformemente distribuida (q), la fuerza cortante (V_x) y el momento flexionante (M_x), a cualquier distancia X del apoyo está dada por las siguientes ecuaciones:

$$V_x = q (0.5L - x)$$

$$M_x = 0.5 q x (L - x)$$

Dónde:

q = Carga muerta

L = Longitud del claro

x = Distancia del apoyo hasta el punto dónde se está analizando la carga

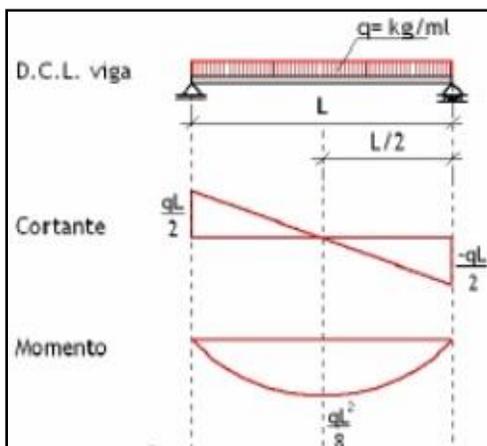


Figura 23: Diagrama de cuerpo libre para una viga simplemente apoyada de un solo tramo

Fuente: (Arq. Verónica Veas, 2000)

En las siguientes tablas se resumen los cortantes y momentos flexionantes por carga muerta sin factorar para una viga simplemente apoyada a distancia x igual a 0.1 L, 0.2 L, 0.3 L, 0.4 L, 0.5 L, 0.6 L, 0.7 L, 0.8 L, 0.9 L y 1.0 L; esta distancia es medida a partir del apoyo izquierdo:

Tabla 40: Cortantes por carga muerta (N)

Dist. X mm	Losa de concreto	Cartela de concreto	Carga muerta encofrado	Peso propio de la viga	Carga muerta barandas y acera	Carga muerta asfalto	Total
0	155336	7149	19338.4	86408	93329	30684	392243.9
3000	124269	5719	15470.7	69126	74663	24548	313795.1
6000	93201	4289	11603.0	51845	55997	18411	235346.3
9000	62134	2860	7735.4	34563	37332	12274	156897.5
12000	31067	1430	3867.7	17282	18666	6137	78448.8
15000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18000	-31067	-1430	-3867.7	-17282	-18666	-6137	-78448.8
21000	-62134	-2860	-7735.4	-34563	-37332	-12274	-156898
24000	-93201	-4289	-11603.0	-51845	-55997	-18411	-235346
27000	-124268	-5719	-15470.7	-69126	-74663	-24548	-313795
30000	-155336	-7149	-19338	-86408	-93329	-30684	-392244

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41: Momentos por carga muerta (N.mm)

Dist. X mm	Losa de concreto	Cartela de conc.	Carga muerta encofrado	Peso propio de la viga	Carga muerta barandas y acera	Carga muerta asfalto	Total
0	0	0	0	0	0	0	0.0
3000	4.2E+08	2E+07	5.2E+07	2E+08	2.5E+08	8E+07	1059058425
6000	7.5E+08	3E+07	9.3E+07	4E+08	4.5E+08	2E+08	1882770533
9000	9.8E+08	5E+07	1.2E+08	5E+08	5.9E+08	2E+08	2471136325
12000	1.1E+09	5E+07	1.4E+08	6E+08	6.7E+08	2E+08	2824155800
15000	1.2E+09	5E+07	1.5E+08	7E+08	7.0E+08	2E+08	2941828958
18000	1.1E+09	5E+07	1.4E+08	6E+08	6.7E+08	2E+08	2824155800
21000	9.8E+08	5E+07	1.2E+08	5E+08	5.9E+08	2E+08	2471136325
24000	7.5E+08	3E+07	9.3E+07	4E+08	4.5E+08	2E+08	1882770533
27000	4.2E+08	2E+07	5.2E+07	2E+08	2.5E+08	8E+07	1059058425
30000	0	0	0	0	0	0	0.0

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4.6. Cálculo por los efectos de carga viva

Factores de distribución para carga viva

Primeramente, se calcula el parámetro de rigidez longitudinal K_g de acuerdo a las ecuaciones especificadas en el Art. 4.6.2.2.1. (AASHTO LRFD, 2014):

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

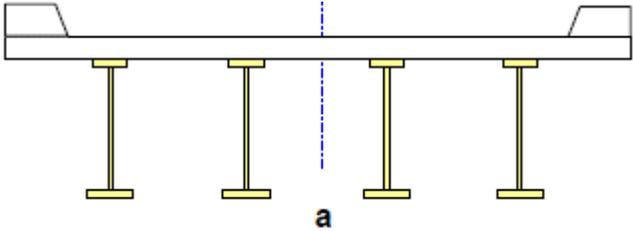
Relación modular (n) =	8
Momento de inercia de la viga (I) =	2.59E+10 mm ⁴
Área de sección transversal de viga (A) =	74830 mm ²
Dist. de centros de gravedad de la viga de base y el tablero (e_g) =	836.6 mm

Los parámetros A e I se tomarán como correspondiente a viga no compuesta.

$$K_g = 5.90E+11 \text{ mm}^4$$

La sección transversal de este puente es (a) Tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014) debido a que es losa de concreto reforzado con vigas metálicas.

Tabla 42: Superestructuras habituales cubiertas por los Artículos 4.6.2.2.2 y 4.6.2.2.3

Elementos de Apoyo	Tipo de Tablero	Sección transversal típica
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tensada.	

Fuente: Tabla 4.6.2.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Una vez calculado el parámetro de rigidez longitudinal K_g e identificada el tipo de sección transversal se revisa si el diseño cumple los rangos de aplicabilidad de acuerdo a la Tabla 4.6.2.2.2b-1 (AASHTO LRFD, 2014) para factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores.

Revisión de la condición de separación entre ejes de viga

$$1100 \leq S \leq 4900$$

Dónde: $S =$ Separación entre ejes de viga

$S =$ 2200 mm $1100 \leq 2200 \leq 4900$ **OK!**

Revisión de la condición de espesor de la losa

$$110 \leq t_s \leq 300$$

Dónde: $t_s =$ Espesor de la losa

$t_s =$ 200 mm $110 \leq 210 \leq 300$ **OK!**

Revisión por la condición de longitud

$$6000 \leq L \leq 73.000$$

Dónde: $L =$ Longitud del claro del puente

$L =$ 30000 mm $6000 \leq 30000 \leq 73000$ **OK!**

Revisión de la condición por número de vigas

$$N_b \geq 4$$

Dónde: $N_b =$ Número de vigas en el puente

$N_b =$ 4 und $4 \leq 4$ **OK!**

Revisión por la condición de rigidez

$$4 \times 10^9 \leq K_g \leq 3 \times 10^{12}$$

Dónde: $K_g =$ Parámetro de rigidez longitudinal

$K_g =$ 5.90E+11 mm⁴ $4E+9 \leq 3.7E+11 \leq 3E+12$ **OK!**

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales interiores

La distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores para dos o más carriles de diseño cargados se realiza con la siguiente ecuación:

$$0,075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0,6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3} \right)^{0,1}$$

Dónde: $K_g =$ Parámetro de rigidez longitudinal
 $t_s =$ Espesor de la losa
 $L =$ Longitud del claro del puente
 $S =$ Separación entre ejes de viga

g_{momento_int} = 0.625 carriles

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales interiores

La distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas interiores para dos o más carriles de diseño cargados se realiza con la siguiente ecuación:

$$g_{\text{cortante_int}} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2,0}$$

Dónde: S = Separación entre ejes de viga

$g_{\text{cortante_int}} = 0.769$ carriles

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores

Revisión de la condición de distancia entre el alma exterior de una viga exterior y borde interior de la barrera

$$-300 \leq d_e \leq 1700$$

Dónde: d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

$d_e = 938$ mm $-300 \leq 938 \leq 1700 \rightarrow$ **OK!**

Para calcular factores de distribución de sobrecargas por carril para momentos en vigas exteriores se usa de Tabla 4.6.2.2d-1 (AASHTO LRFD, 2014).

La distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas exteriores para dos o más carriles de diseño cargados es como sigue:

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$$

Dónde: d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

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

$e = 1.10$ $e =$ factor de corrección

$g_{\text{momento_ext}} = 0.690$ carriles

Análisis especial

El comentario C4.6.2.2d (AASHTO LRFD, 2014) sugiere una investigación adicional debido a que la fórmula especificada en la Tabla 4.6.2.2d-1 no considera la presencia de diafragmas para el factor de distribución que debe ser

tomado en cuenta tanto para momento como para cortante en vigas exteriores; esta se calcula por medio de la siguiente ecuación:

Cálculo de reacción sobre viga exterior en términos de carriles (R)

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

Datos

Número de carriles cargados considerado (N_L) =	2	Carriles
Excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas (e) =	$e_1 =$	2150 mm
	$e_2 =$	1500 mm
Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga (x) =	3300	mm
	1100	mm
distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior (X_{ext}) =	3300	mm
Número de vigas (N_b) =	4	vigas

Resultados

$$R = 0.998$$

$$g_{\text{momento_ext}} = 0.998 \quad \text{carriles}$$

Cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas longitudinales exteriores

Para cálculo de factores de distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores se hace uso de la Tabla 4.6.2.2.3b-1 (AASHTO LRFD, 2014).

La distribución de las sobrecargas por carril para corte en vigas exteriores para dos o más carriles de diseño cargados es como sigue:

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} \quad g = e g_{\text{interior}}$$

$$e = 0.91$$

$$g_{\text{cortante_ext}} = 0.702 \quad \text{Carriles}$$

d_e = distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico

e = factor de corrección

Análisis especial

Del análisis especial que sugiere el comentario C4.6.2.2.2d tenemos que los factores calculados para momento flexionante también se usan para cortante.

$$R = 0.998$$

$$g_{\text{cortante_ext}} = 0.998 \text{ Carriles}$$

Factores de distribución de cargas en vigas para el estado límite de fatiga (Art. 1.3.2.3 AASHTO LRFD 2014)

Según el Art. 3.6.1.1.2 (AASHTO LRFD, 2014) si se usan los factores de distribución aproximados de los Artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3 en vez de la ley de momentos y el método estadístico, las solicitaciones se deberán dividir por 1.2. de acuerdo con Art. 3.6.1.4.3b afirma que si el puente se analiza mediante una distribución de cargas aproximada según lo especificado en el Art. 4.6.2, se deberá usar el factor de distribución para un carril de circulación.

Los factores de distribución de cargas para el estado límite de fatiga en la región de flexión positiva para cortante y momento se realiza con la siguiente ecuación:

Viga Interior

$$g_{\text{momento_int_fatiga}} = \frac{g_{\text{momento_int}}}{1.2} = 0.521 \text{ carriles}$$

$$g_{\text{cortante_int_fatiga}} = \frac{g_{\text{cortante_int}}}{1.2} = 0.641 \text{ carriles}$$

Viga exterior

$$g_{\text{momento_ext_fatiga}} = \frac{g_{\text{momento_ext}}}{1.2} = 0.831 \text{ carriles}$$

$$g_{\text{cortante_ext_fatiga}} = \frac{g_{\text{cortante_ext}}}{1.2} = 0.831 \text{ carriles}$$

Factor de distribución de la deflexión por sobrecarga

El Art. 2.5.2.6.2 en el Comentario C2.5.2.6.2 (AASHTO LRFD, 2014) establece que en el caso de puentes multiviga el factor de distribución de la deflexión es igual al número de carriles dividido por el número de vigas

$$g_{\Delta} = m \left(\frac{N_{\text{carriles}}}{N_{\text{vigas}}} \right)$$

Número de carriles cargados considerado (N_L) = 2 Carriles

Número de vigas (N_b) = 4 vigas

g_{Δ} = 0.5 carriles

Cálculo de cortante y momento por carga viva

Solicitud de carga debida al camión de diseño con la separación variable entre ejes combinada con la solicitud debida al carril de diseño

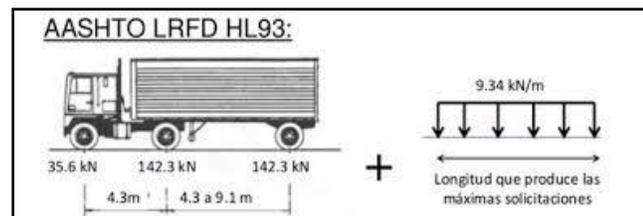


Figura 24: Camión HL-93 + Carga carril de diseño

Fuente: Art. 3.6.1.2.2 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 43: Datos iniciales para cálculo de cargas vivas

Descripción		Resultado
Carga carril de diseño		9.30 N/mm
Carga de fatiga camión HL - 93	Peso del eje delantero	35,585.8 N
	Peso primer eje trasero	142,343 N
	Peso segundo eje trasero	142,343 N
Longitud del claro		30,000 mm
Separación entre eje delantero y primer eje trasero		4270 mm
Separación entre ejes traseros		9144 mm
Sobre carga vehicular (MTI)		25%
Incremento por carga dinámica (IM)		33%
Carga carril de diseño + 25% MTI		11.63 N/mm
Carga de fatiga camión HL - 93	Peso del eje delantero (P_1)	56,225.50 N
	Peso primer eje trasero (P_2)	224,902 N
	Peso segundo eje trasero (P_3)	224,902 N

Fuente: Elaboración Propia.

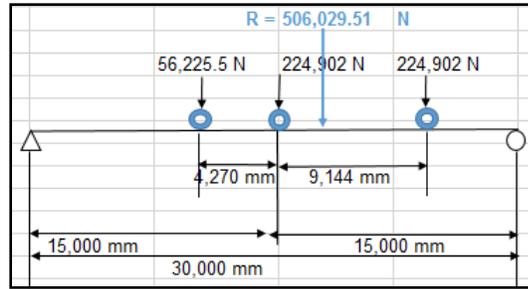


Figura 25: Localización del momento máximo para fatiga

Fuente: Elaboración Propia.

Ubicamos en camión HL-93 la posición de la resultante tomando momentos en el tercer eje, luego encontramos el valor "e" por método de líneas de influencia:

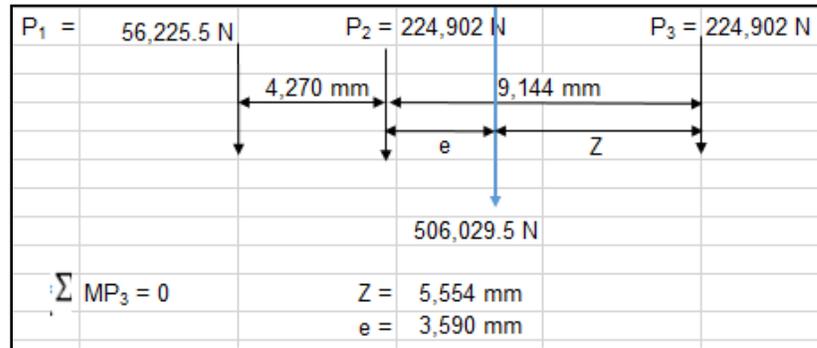


Figura 26: Ubicación de camión HL- 93

Fuente: Elaboración Propia.

El momento máximo debido a la carga de fatiga ocurre cuando la carga de eje intermedio de camión HL - 93 y la Fuerza resultante equidistan el valor de "e".

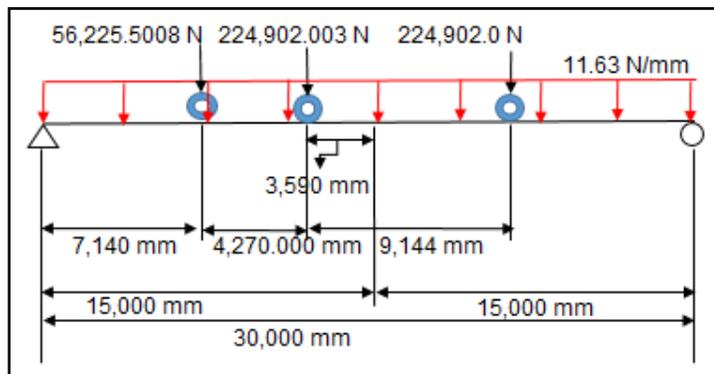


Figura 27: Ubicación de momento máximo

Fuente: Elaboración Propia.

Reacciones de carga de fatiga (Camión HL - 93) más carga carril de diseño

Los valores de reacciones, cortante y momento se encuentran idealizando la viga simplemente apoyada, con las cargas puntuales correspondientes al peso del camión de diseño HL - 93 y las cargas distribuidas correspondientes a la carga carril de diseño, el cual se realizó con el software de diseño SAP 2000.

Reacción en apoyo derecho = 427,382.3 N
Reacción en apoyo izquierdo = 427,397.3 N
Momento máximo = 3887534162 N.mm
Cortante máximo = 427,397.3 N

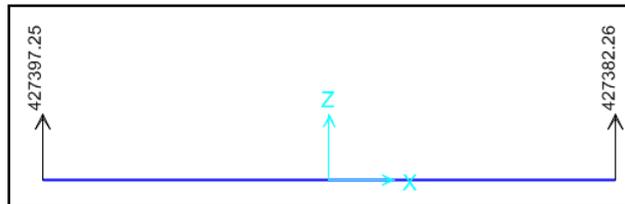


Figura 28: Reacciones debidas a la carga de camión HL – 93 más la carga carril de diseño

Fuente: Elaboración propia.

La imagen muestra una ventana de configuración de carga en SAP 2000. El título de la ventana es 'Carga carril + tande...'. La interfaz contiene una lista de propiedades de carga con los siguientes valores:

Load Pattern	Carga carril + tande...
Point Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Point Force	56225.5 at 7140.
Point Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Point Force	224902. at 11410.
Point Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Point Force	224902. at 20554.
Distributed Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	11.625 at 0.
End Force/Length	11.625 at 7500.
Distributed Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	11.625 at 7500.
End Force/Length	11.625 at 22500.
Distributed Force	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Start Force/Length	11.625 at 22500.
End Force/Length	11.625 at 30000.

En el lado derecho de la ventana, se encuentran los botones 'Modify Display', 'OK' y 'Cancel'. Una unidad de medida 'N, mm, C' está seleccionada en un menú desplegable.

Figura 9: Valores de reacciones cortante y momento encontrados en SAP 2000

Fuente: Elaboración Propia.

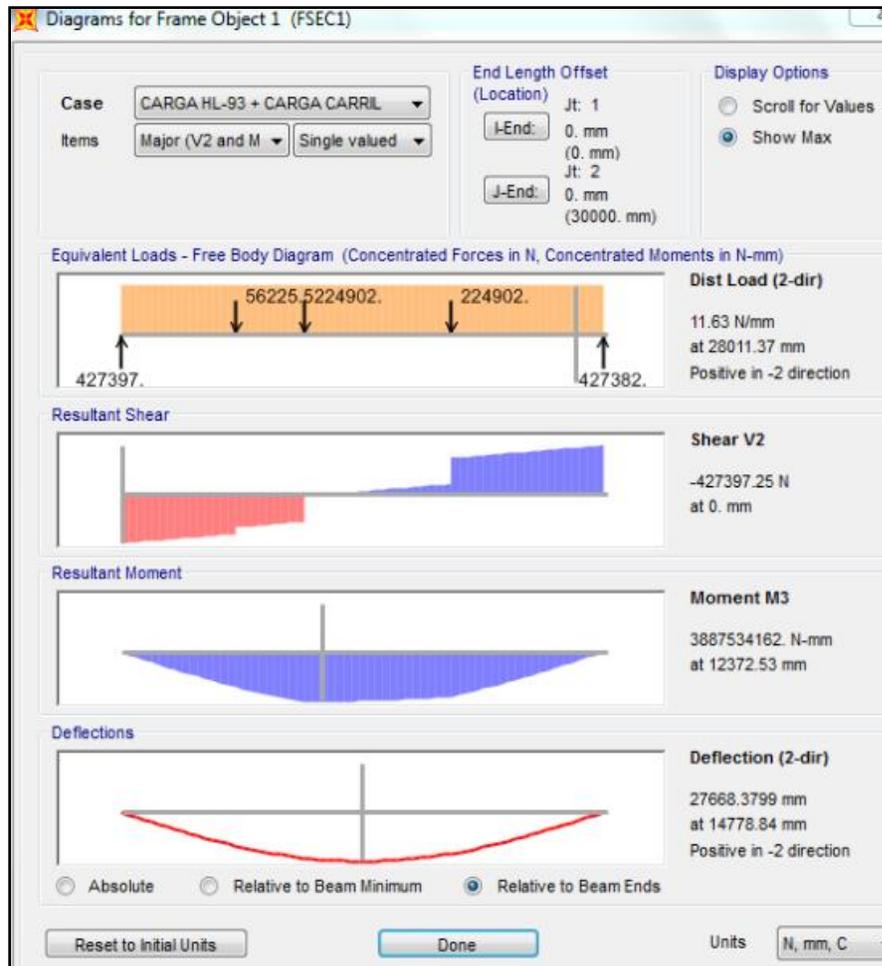


Figura 30: Resultados Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante

Fuente: Elaboración Propia.

Resumen de factores de distribución por sobrecargas

Tabla 44: Factores de distribución de sobrecargas

Resumen de factores de distribución para el estado límite de resistencia				
	Viga interior		Viga exterior	
Momento flexionante	0.625	carriles	0.998	carriles
Cortante	0.769	carriles	0.998	carriles
Resumen de factores de distribución para el Estado Límite de Fatiga				
	Viga interior		Viga exterior	
Momento flexionante	0.521	carriles	0.831	carriles
Cortante	0.641	carriles	0.831	carriles

Fuente: Elaboración Propia.

Debido a que el puente en estudio no es una estructura que posea oblicuidad, no se aplicarán los Art. 4.6.2.2.2 y Art. 4.6.2.2.3c. Correspondientes a factores de distribución por cortante y momentos flexionantes.

Momentos y cortantes por carga viva sin factorar

Los momentos y cortantes por carga viva sin factorar deben ser afectados por el factor de distribución correspondiente a cada estado límite, en este caso se afecta por los factores de distribución para el estado límite de resistencia I.

Los momentos flexionantes sin factorar de carga de Camión HL - 93 combinado con la carga carril de diseño está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{LT} = (\text{momento flexionante por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

$$M_{LT} = \quad \quad \quad 3878698858 \quad \quad \quad \mathbf{N.mm}$$

Las fuerzas cortantes sin factorar debido a la sollicitación de carga Camión HL - 93 combinado con la carga carril de diseño está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{LT} = (\text{fuerza cortante por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

$$V_{LT} = \quad \quad \quad 426425.917 \quad \quad \quad \mathbf{N}$$

Nota: Sólo se afecta el momento flexionante y la fuerza cortante por el factor de distribución correspondiente al estado límite de resistencia I, ya que el incremento por carga dinámica y el 25% de sobrecarga estipulado por el MTI ya había sido considerado anteriormente e ingresado al programa SAP 2000.

4.1.4.7. Efectos de carga combinados

Del análisis anterior se determinó que el momento máximo positivo se encuentra localizado 0.429L y la fuerza cortante máxima se encuentra al inicio del claro para el estado Límite de resistencia I.

- El momento último para el estado límite de resistencia I está dado por la siguiente ecuación:

$$Mu = 1.25(M_{DC}) + 1.5(M_{DW}) + 1.75(M_{LL+IM})$$

$M_{DC} = 2711696602 \text{ N.mm}$ El modificador de carga es:
 $M_{DW} = 230132356 \text{ N.mm}$ $\eta_i = 1.05$
 $M_{LL+IM} = 3878698858 \text{ N.mm}$

La sollicitación mayorada es:

$M_U = 1.0523E+10 \text{ N.mm}$ $Q = 11048669401 \text{ N.mm}$

El cortante último para el estado límite de resistencia I está dado por la siguiente ecuación:

$$V_u = 1.25(V_{DC}) + 1.5(V_{DW}) + 1.75(V_{LL+IM})$$

$V_{DC} = 361559.5 \text{ N}$ El modificador de carga es:
 $V_{DW} = 30684.3 \text{ N}$ $\eta_i = 1.05$
 $V_{LL+IM} = 426425.9 \text{ N}$

La sollicitación mayorada es:

$V_U = 1244221.3 \text{ N}$ $Q = 1306432.322 \text{ N}$

4.1.4.8. Revisión por deflexión en viga

Para el cálculo de la deflexión máxima permitida en la viga de acero se debe utilizar la combinación de carga de Servicio I, especificada en la Tabla 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2014); se utiliza esta combinación debido a que se relaciona con el control de las deformaciones de las estructuras metálicas.

$$M_u = 1.00(LL + IM) \rightarrow \text{Para Carga de Servicio I}$$

La ecuación a utilizar para máxima deflexión permitida es: $\Delta_{LL+IM} = L/1000$

$$\Delta_{LL+IM} = 30 \text{ mm}$$

Para el cálculo de las deflexiones debidas tanto al camión de diseño como a la carga carril de diseño se utiliza la inercia generada por la sección compuesta para obtener máximas deflexiones, se utiliza la sección compuesta a corto plazo "n" ya que produce mayor momento de inercia en la sección

Deflexión debida a carga carril se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta_{carril} = \frac{5 w L^4}{384 E I}$$

Carga carril de diseño =	9.30	N/mm
Carga carril de diseño + 25% MTI (W) =	11.63	N/mm
Longitud del claro (L)=	30000	mm
Inercia de la losa en la sección compuesta (I) =	4.9060E+10	mm ⁴
Elasticidad del acero (E_s) =	200000.00	N/mm ²

$$\Delta_{carril} = 12.496 \text{ mm}$$

Deflexión debida al camión de diseño HL - 93 con una separación entre ejes traseros de 9,144 mm:

Para el cálculo de esta deflexión se hace uso del software de diseño estructural SAP 2000 aplicando el IM y el 25% estipulado por el MTI,

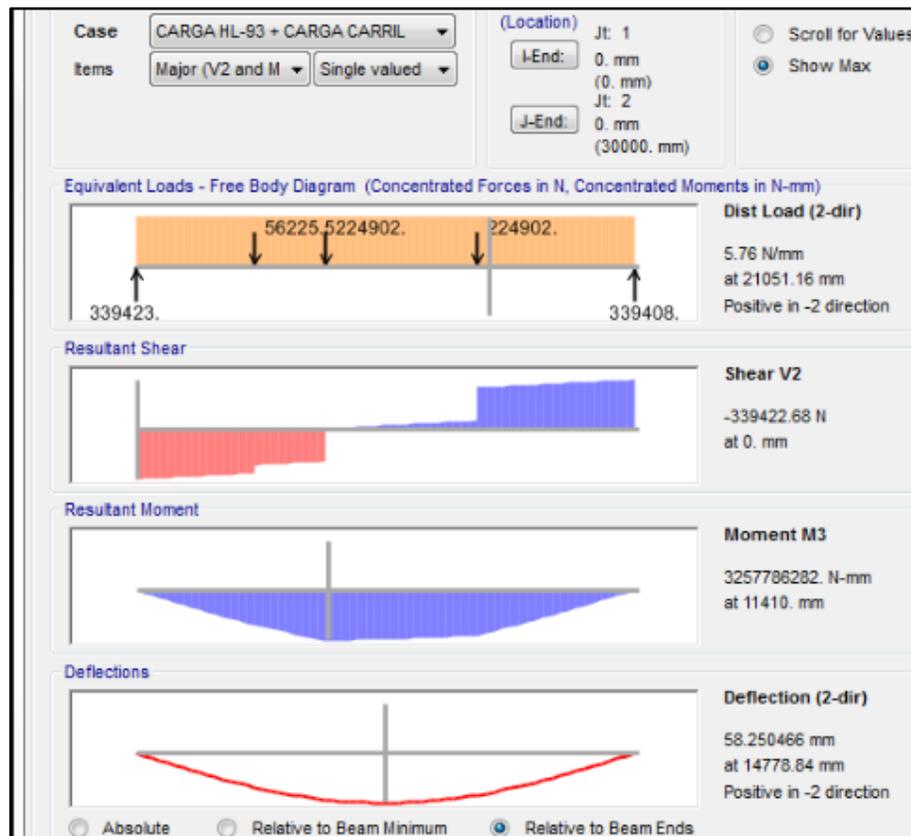


Figura 31: Deflexión debida a Camión HL-93

Fuente: Elaboración Propia.

$$\Delta_{camión} = 58.233 \quad \text{mm}$$

Máxima deflexión del camión:

$$\Delta_{m\acute{a}x \text{ camión}} = g_{\Delta} * \Delta_{camión}$$

$$\text{Deflexión camión HL - 93 + IM + 25\%MTI } (\Delta_{camión}) = 58.233 \quad \text{mm}$$

$$\text{Factor de distribución de la deflexión por sobrecarga } (g_{\Delta}) = 0.5 \quad \text{carriles}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x_camión} = 29.116 \quad \text{mm} \quad \Delta_{m\acute{a}x_camión} < \Delta_{LL+IM} \quad \text{OK!}$$

Máxima deflexión combinada del carril y del camión:

$$\Delta_{m\acute{a}x} = (25\% \Delta_{m\acute{a}x \text{ camión}}) + (g_{\Delta} * \Delta_{carril})$$

$$\text{Deflexión carril de diseño } (\Delta_{carril}) = 12.496 \quad \text{mm}$$

$$\text{Factor de distribución de la deflexión por sobrecarga } (g_{\Delta}) = 0.5 \quad \text{carriles}$$

$$\text{Deflexión máxima camión HL - 93 } (\Delta_{m\acute{a}x_camión}) = 29.116 \quad \text{mm}$$

$$\Delta_{m\acute{a}x_camión+carril} = 13.527 \quad \text{mm} \quad \Delta_{m\acute{a}x_camión+carril} < \Delta_{LL+IM} \quad \text{OK!}$$

∴ La sección de Viga propuesta cumple con los requisitos de deflexión

4.1.4.9. Capacidad del momento plástico

El momento plástico M_p , se calcula como el primer momento de las fuerzas plásticas respecto al eje neutro plástico. Las fuerzas en las porciones de acero de una sección transversal se calculan con la resistencia a la fluencia de las alas, el alma y las armaduras de acero, según corresponda. Las fuerzas plásticas en las porciones de hormigón de la sección transversal que están en compresión se pueden basar en un bloque rectangular de tensiones con una tensión de compresión igual a $0.85 f'_c$. El hormigón traccionado se desprecia.

El momento plástico de una sección compuesta se determina como sigue:

- Calcular las fuerzas de los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, el ala superior y el tablero.

Para el patín en tensión

$$P_t = f_{yt} * b_t * t_t$$

Fluencia del acero estructural en patín en tensión (f_{yt}) =	250	N/mm ²
ancho del patín en tensión (b_t) =	405	mm
espesor del patín en tensión (t_t) =	50	mm

$$P_t = 5062500 \quad \text{N}$$

Para el alma

$$P_w = f_{yw} * h_w * t_w$$

Fluencia del acero para el alma (f_{yw}) =	250	N/mm ²
Altura del alma (h_w) =	1373	mm
Espesor del alma (t_w) =	25	mm

$$P_w = 8582500 \quad \text{N}$$

Para el patín en compresión

$$P_c = f_{yc} * b_c * t_c$$

Fluencia del acero estructural en patín en compresión (f_{yt}) =	250	N/mm ²
ancho del patín en compresión (b_c) =	405	mm
espesor del patín en compresión (t_c) =	50	mm

$$P_c = 5062500 \quad \text{N}$$

Para la losa

$$P_s = 0.85 * f'c * b_s * t_s$$

Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$) =	28	N/mm ²
Ancho del ala efectivo (b_s) =	2200	mm
Espesor de la losa (t_s) =	200	mm

$$P_s = 10306091.3 \quad \text{N}$$

Las fuerzas de la armadura longitudinal se pueden despreciar de manera conservador para hacerlo, en las ecuaciones que aparecen en la Tabla D6.1-1 (AASHTO LRFD, 2014) P_{rb} y P_{rt} se deben igualar a cero.

Caso I (ubicación del eje neutro en el alma)

Condición $P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt}$

$$P_t + P_w = 13645000 \text{ N}$$

$$P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt} = 15368591 \text{ N}$$

$$P_t + P_w < P_c + P_s + P_{rb} + P_{rt} \quad \text{No cumple revisar por Caso II}$$

Caso II (ubicación del eje neutro en el patín superior)

Condición $P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt}$

$$P_t + P_w + P_c = 18707500 \text{ N}$$

$$P_s + P_{rb} + P_{rt} = 10306091 \text{ N}$$

$$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_{rt} \quad \text{OK! El eje neutro está en el patín superior}$$

Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso, \bar{Y}

$$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left(\frac{P_w + P_t - P_s - P_{rt} - P_{rb}}{P_c} + 1\right)$$

P_{rt} y P_{rb} igual a cero

Datos

Fuerza en el patín en tensión (P_t) =	5062500	N
Fuerza en el alma (P_w) =	8582500	N
Fuerza en el patín en compresión (P_c) =	5062500	N
Fuerza en la los (P_s) =	10306091.26	N
espesor del patín en compresión (t_c) =	50	mm

Resultado

Eje neutro plástico (ENP) \bar{Y} = 41.5 mm

Calcular M_p

$$M_p = \frac{P_c}{2t_c} * [\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2] + [P_s d_s + P_{rt} d_{rt} + P_{rb} P_{rb} + P_w d_w + P_t d_t]$$

Datos

Distancia entre fuerza en losa y ENP (d_s) = 191.5 mm

Distancia entre fuerza en alma de viga y ENP (d_w) = 695.1 mm

Distancia entre fuerza de patín en tensión y ENP (d_t) = 1406.7 mm

Resultado

Momento plástico M_p = 15151577538 N.mm

Determinación si la sección es compacta o no compacta

De acuerdo al Art. 6.10.6.2.2. (AASHTO LRFD, 2014) las secciones compuestas que satisfacen los siguientes requisitos deberán ser clasificadas como secciones compuestas compactas:

- Las resistencias mínimas a la fluencia especificadas de las alas no son mayores que 485 MPa.
- El alma satisface el requisito del Artículo 6.10.2.1.1

Las almas se dimensionan de manera que se presente un límite superior para la esbeltez de las almas sin rigidizadores longitudinales la cual se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad D/t_w = 54.93 \leq 150 \quad \text{OK!}$$

- La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

D_{cp} = Profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico determinada como se especifica en el Artículo D6.3.2.

Elasticidad del acero (E_s) =	200000.00	N/mm ²
Fluencia del acero (f_{yc}) =	250	N/mm ²

Debido a que el eje neutro plástico no está en el alma para todas las demás secciones compuestas en flexión positiva D_{cp} se deberá tomar igual a cero.

$$\frac{2 D_{cp}}{t_w} = 0 \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{YC}}} = 106.35 \quad \text{OK!}$$

∴ La sección es considerada compacta

Las secciones compactas deberán satisfacer los requisitos del Art. 6.10.7.1

Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 6.10.7.3.

4.1.4.10. Diseño por flexión - Estado límite de resistencia

Secciones compuestas en flexión positiva

- Calcular el momento M_{D1} provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto. Aplicar este momento a la sección de acero.

$$M_{D1} = 2514663690 \text{ N.mm}$$

- Calcular el momento M_{D2} provocado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.

$$M_{D2} = 1220155596 \text{ N.mm}$$

- Calcular momento adicional M_{AD} para sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero:

Tabla 45: Módulo de sección simple y compuesta

Módulos de sección	Patín en tensión	Patín en compresión
S _{NC} = solo viga	35176782.98 mm ³	35176783.0 mm ³
S _{ST} = compuesto a corto plazo n	44468184.8 mm ³	132621085.5 mm ³
S _{LT} = compuesto a largo plazo 3n	40456528.6 mm ³	65232968.5 mm ³

Fuente: Elaboración Propia.

Fluencia del acero estructural en patín en tensión (f_{yt}) = 250 N/mm²

Patín en Tensión

$$M_{AD} = \left[S_{ST} * \left(F_Y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right]$$

Resultado

$$M_{AD} = 6597027261 \text{ N.mm}$$

$$M_{YT} = 1.0332E+10 \text{ N.mm}$$

Patín en compresión

$$M_{AD} = \left[S_{ST} * \left(F_Y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \right]$$

Resultado

$$M_{AD} = 2.1194E+10 \text{ N.mm}$$

$$M_{YC} = 2.4929E+10 \text{ N.mm}$$

M_Y se debe tomar como el menor valor calculado para el ala de compresión, M_{YC} , o el ala de tracción, M_{YT} .

$$M_Y = 10331846548 \text{ N.mm}$$

Resistencia nominal a la flexión

Según Artículo 6.10.7.1.2 la resistencia nominal a la flexión se toma como:

Sí $D_p \leq 0.1 D_t$, entonces: $M_n = M_p \rightarrow$ Ecuación 6.10.7.1.2-1

D_p = Distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico

D_t = Profundidad total de la sección compuesta

$$D_p = 291.5 \text{ mm}$$

$$D_t = 1723.2 \text{ mm}$$

$$D_p = 291.5 \text{ mm} > 0.1 * D_t = 172.3 \text{ mm} \quad \text{No cumple}$$

Debido a que ecuación 6.10.7.1.2-1 no cumple aplicamos la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \rightarrow \text{Ecuación 6.10.7.1.2-2}$$

Datos

$$D_p = 291.5 \text{ mm}$$

$$D_t = 1723.2 \text{ mm}$$

$$\text{Momento plástico } M_p = 15151577538 \text{ N.mm}$$

Resultados

Resistencia Nominal a la flexión (M_n) = 14418037898 N.mm

Tanto las secciones compactas como las secciones no compactas deberán satisfacer los requisitos de ductilidad especificados en el Artículo 6.10.7.3.

$$D_p \leq 0.42 D_t$$

$$D_p = 291.5 \text{ mm} \leq 0.42 * D_t = 723.7 \text{ mm} \quad \text{OK, Cumple con ductilidad!}$$

$$\phi_f = 1.00$$

$$M_n = 14418037898 \quad \text{N.mm}$$

$$M_u = 11048669401 \quad \text{N.mm}$$

$$M_u = 1.1049\text{E}+10 \text{ N.mm} \leq \phi_f * M_n = 14418037898 \text{ N.mm} \quad \text{OK!}$$

∴ La sección es resistente a Flexión

4.1.4.11. Diseño por cortante

Según Art. 6.9.10.1 (AASHTO LRFD, 2014) la resistencia nominal al corte de paneles interiores de almas de los elementos de sección doble T_e tanto híbridos como no híbridos que no tengan rigidizadores longitudinales y en los cuales la separación de los rigidizadores transversales no sea mayor que 3 veces las profundidades del alma se deben considerar rigidizados y por lo tanto se aplicarán los requisitos del Art. 6.9.10.3.

Según el Art. 6.9.10.3 (AASHTO LRFD, 2014) las resistencias nominales al corte de las almas rigidizadas se tomarán de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$V_n = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \frac{d_o}{D}}} \right] \quad \text{Ecuación 6.9.10.3-2-2}$$

$$V_p = 0.58 * F_{Yw} * D * t_w \quad \text{Ecuación 6.9.10.3-2-3}$$

d_o = Separación entre rigidizadores transversales

V_n = Resistencia nominal al corte del panel del alma

V_p = Fuerza de corte plástico

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte

La relación C se determina como se especifica a continuación:

$$\text{Sí } \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E K}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces } C = 1.0$$

El máximo espaciamiento entre rigidizadores transversales es 3 veces la profundidad del alma.

$$\text{Altura del alma } (h_w \text{ ó } D) = 1373 \quad \text{mm}$$

$$3 * D = 4120 \quad \text{mm}$$

Se usará un espaciamiento entre rigidizadores transversales de 1000 mm.

$$d_o = 1000 \quad \text{mm}$$

coeficiente por pandeo de corte k

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad k = 14$$

$$\text{Elasticidad del acero } (E_s) = 200000.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{Fluencia del acero } (f_{yw}) = 250.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\text{Espesor del alma } (t_w) = 25 \quad \text{mm}$$

$$\frac{D}{t_w} = 54.9 \leq 1.12 \sqrt{\frac{E K}{F_{yw}}} = 118.53 \quad \text{OK!}$$

Entonces $C = 1$

Resultados

$$V_p = 4977850 \quad \text{N}$$

$$V_n = 4977850 \quad \text{N}$$

$$\phi_v = 1.00$$

$$V_n = 4977850 \quad \text{N}$$

$$V_u = 1306432.322 \quad \text{N}$$

$$V_u = 1306432.32 \quad \text{N} \leq \phi_v * V_n = 4977850 \quad \text{N} \quad \text{OK!}$$

∴ La sección es adecuada por cortante

4.1.4.12. Diseño de rigidizadores transversales

Según Artículo. 6.10.11.1.1 los rigidizadores transversales intermedios serán en placas o perfiles soldados o abulonados a uno o ambos lados del alma.

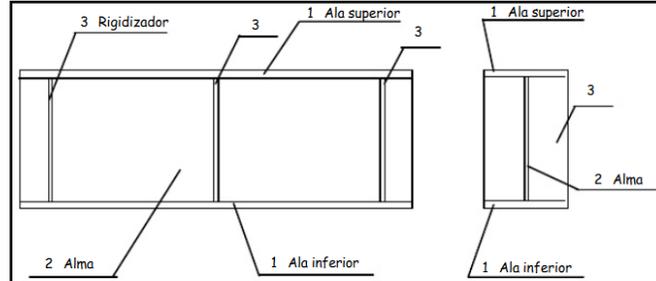


Figura 32: Rigidizadores transversales

Fuente: (Serquén, 2017).

Los rigidizadores que no se utilicen como placas de unión deberán apoyar firmemente en el ala de compresión, pero no es necesario que estén en contacto pleno con el ala de tracción por último los rigidizadores que se utilicen como placas de unión para diafragmas o marcos transversales se deberán conectar a ambas alas mediante soldaduras o bulones. Para las almas en las cuales:

$$\frac{D}{t_w} \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \rightarrow \text{Ecuación 6.10.11.1.1-1}$$

$$\frac{D}{t_w} = 54.9 \leq 2.5 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} = 70.71 \quad \text{OK!}$$

El Art. 6.10.11.1.2 establece que el ancho b_t de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer lo siguiente:

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad \text{Ecuación 6.10.11.1.2-1}$$

$$16t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{30} \quad \text{Ecuación 6.10.11.1.2-2}$$

dónde:

b_t = Ancho del ala de compresión más ancha dentro de sección considerada.

d = Profundidad total de la sección de acero

t_p = Espesor de un rigidizador saliente

Datos

Espesor del alma (t_w) =	25	mm
Ancho del patín (b_f) =	405	mm
Profundidad total de la sección de acero (d) =	1273.2	mm
Espesor de un rigidizador saliente (t_p) =	20	mm

Resultados

Ancho de un rigidizador (b_t):

$$b_t = \frac{b_f - t_w}{2}$$

Ancho de rigidizador (b_t) = 190 mm

$$b_t = 190 \text{ mm} \geq 50 + \frac{d}{30} = 92.44 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$16t_p = 320 \text{ mm} \geq 190 \text{ mm} \geq \frac{b_f}{30} = 13.5 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Según el Art. 6.10.11.1.3 (AASHTO LRFD, 2014) el momento de inercia de cualquier rigidizador transversal debe satisfacer lo siguiente:

→ Ecuación 6.10.11.1.3-1

$$I_t \geq d_o * t_w^3 * J$$

Dónde:

J = relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa de alma

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \rightarrow \text{Ecuación 6.10.11.1.3-2}$$

d_o = Separación entre rigidizadores transversales

I_t = momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde de contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores.

Datos

Altura del alma (h_w ó D) =	1273.2	mm
d_o =	1000	mm
Espesor del alma (t_w) =	25	mm

Espesor de un rigidizador saliente (t_p) =	20	mm
Ancho de rigidizador (b_t) =	190	mm

Resultados

$$J = 2.05 \geq 0.5 \quad \text{OK!}$$

Se usarán pares de rigidizadores

$$I_t = 110716875 \text{ mm}^4$$

$$d_o * t_w^3 * J = 32031250 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 110716875 \text{ mm}^4 \geq d_o * t_w^3 * J = 32031250 \text{ mm}^4 \quad \text{OK!}$$

Requisitos para área de rigidizador

Según Art. 6.10.11.1.4. (AASHTO LRFD, 2014) los rigidizadores transversales intermedios que soporten las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma de acuerdo con Artículo 6.10.9.3 deberán satisfacer:

$$A_s \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.11.1.4-1}$$

Dónde:

F_{crs} = tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (MPa)

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.11.1.4-2}$$

ϕ_v = factor de resistencia para corte especificado en el Artículo 6.5.4.2

A_s = área de rigidizador; área total de ambos rigidizadores en el caso de los rigidizadores utilizados de a pares (mm^2)

B = 1 para pares de rigidizadores, 1.8 para rigidizadores simples y 2.4 para rigidizadores de placa simple

C = relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte determinada mediante las ecuaciones 6.10.9.3.2-4, 6.10.9.3.2-5 ó 6.10.9.3.2-6, según corresponda.

F_{ys} = mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa)

V_n = Resistencia nominal de corte determinada a como se especifica en los Artículos 6.10.9.2 y 6.10.9.3 para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente.

V_u = Corte debido a las cargas mayoradas en el estado límite de resistencia (N)

Datos

Esesor de un rigidizador saliente (t_p) =	20	mm
Ancho de rigidizador (b_t) =	190	mm
Elasticidad del acero (E_s) =	200000	N/mm ²
Fluencia del acero (f_{yc}) =	250	N/mm ²
ϕ_v =	1.00	
V_n =	4977850.00	N.mm
V_u =	1306432.32	N.mm
Altura del alma (h_w ó D) =	1273.2	mm
Esesor del alma (t_w) =	25	mm
C =	1	

Resultados

$$F_{crs} = 171.75 \text{ N/mm}^2 < 250 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

$$A_s = 7600 \text{ mm}^2$$

$$\left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 = -16375.55 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 7600 \text{ mm}^2 \geq -16375.55 \text{ mm}^2 \text{ OK!}$$

En algunos casos la Ecuación 6.10.11.1.4-1 puede dar un resultado negativo. En estos casos el área requerida es nula, por lo que alma por sí sola es suficiente para resistir el campo de tensiones. Entonces el rigidizador solamente debe ser dimensionado para rigidez de acuerdo con el Artículo 6.10.11.1.3 y satisfacer los requisitos sobre ancho saliente del Artículo 6.10.11.1.2 (AASHTO LRFD, 2014).

4.1.4.13. Diseño por flexión - Estado Límite de Fatiga

De acuerdo al Artículo 6.10.11.1.1 (AASHTO LRFD, 2014), los rigidizadores transversales intermedios deberán consistir en placas o perfiles soldados o abulonados a uno o ambos lados del alma, debido a lo explicado anteriormente para el caso de la región de momento positivo la carga provocada de fatiga se debe considerar en un diseño de viga placa.

Criterios de diseño Art. 6.6.1.2.2 (AASHTO LRFD, 2014)

Por consideraciones relacionadas con la fatiga inducida por las cargas, cada detalle deberá satisfacer lo siguiente:

$$\gamma(\Delta_f) \leq (\Delta F)_n \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.6.1.2.2-1}$$

dónde:

γ = factor de carga especificado en la Tabla 3.4.1-1 para la combinación de cargas correspondiente a fatiga

(Δ_f) = sollicitación rango de tensiones de la sobrecarga debido al paso de la carga de fatiga como se especifica en el Artículo 3.6.1.4 (MPa)

$(\Delta F)_n$ = resistencia nominal a la fatiga como se especifica en el Artículo 6.6.1.2.5 (MPa)

$$(\Delta F)_n = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.6.1.2.5-1}$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.6.1.2.5-2}$$

A = Constante tomada de la Tabla 6.6.1.2.5-1 (MPa)³

n = número de ciclos por pasada de camión (Tabla 6.6.1.2.5-2)

$(ADTT)_{SL}$ = ADTT es un único carril como se especifica en Artículo 3.6.1.4

$(\Delta F)_{TH}$ = umbral de fatiga para amplitud constante Tabla 6.6.1.2.5-3 (MPa)

La frecuencia de la carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones de un solo carril ($(ADTT)_{SL}$).

$$(ADTT)_{SL} = \bar{p} * ADTT \quad \rightarrow \text{Ecuación 3.6.1.4.2-1}$$

$ADTT =$ número de camiones por día en una dirección, promediado respecto al período de diseño

$p =$ Valor especificado en la Tabla 4.1.4.13 -1

La categoría de diseño a fatiga inducida por cargas se clasifica como C' debido a que los empalmes de los elementos están conectados con soldadura de filete normales en dirección de tensión entre un rigidizador transversal y un ala; un rigidizador transversal y un alma Tabla 6.6.1.2.3-1 (AASHTO LRFD, 2014).



Figura 33: Ejemplo de soldadura de filete

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

Datos

número de ciclos por pasada de camión (n) = 1

$ADTT =$ 80 → Valor asumido

$p =$ 0.85

$A =$ 1.44E+12 MPa³

Resultados

tráfico medio diario de camiones ($ADTT$)_{SL} = 68

$N =$ 1861500

$(\Delta F)_n =$ 91.80 N/mm²

$(\Delta F)_{TH} =$ 68.95 N/mm²

$(\Delta F)_n =$ 91.80 N/mm² \geq $1/2 * (\Delta F)_{TH} =$ 34.47 **OK!**

Momentos y cortantes sin factorar para una viga típica

La carga de fatiga será un camión de diseño especificado en el Art. 3.6.1.2.2 o los ejes del mismo a una separación de 9144 mm entre los ejes de 142,343 N; el

incremento por carga dinámica especificada en el Art. 3.6.2 se deberá aplicar a la carga de fatiga, este cálculo se realizó con el software de diseño SAP 2000.

Reacción en apoyo derecho = 339408 N
 Reacción en apoyo izquierdo = 339422.68 N
 Momento máximo = 3257786282 N.mm
 Cortante máximo = 339422.68 N

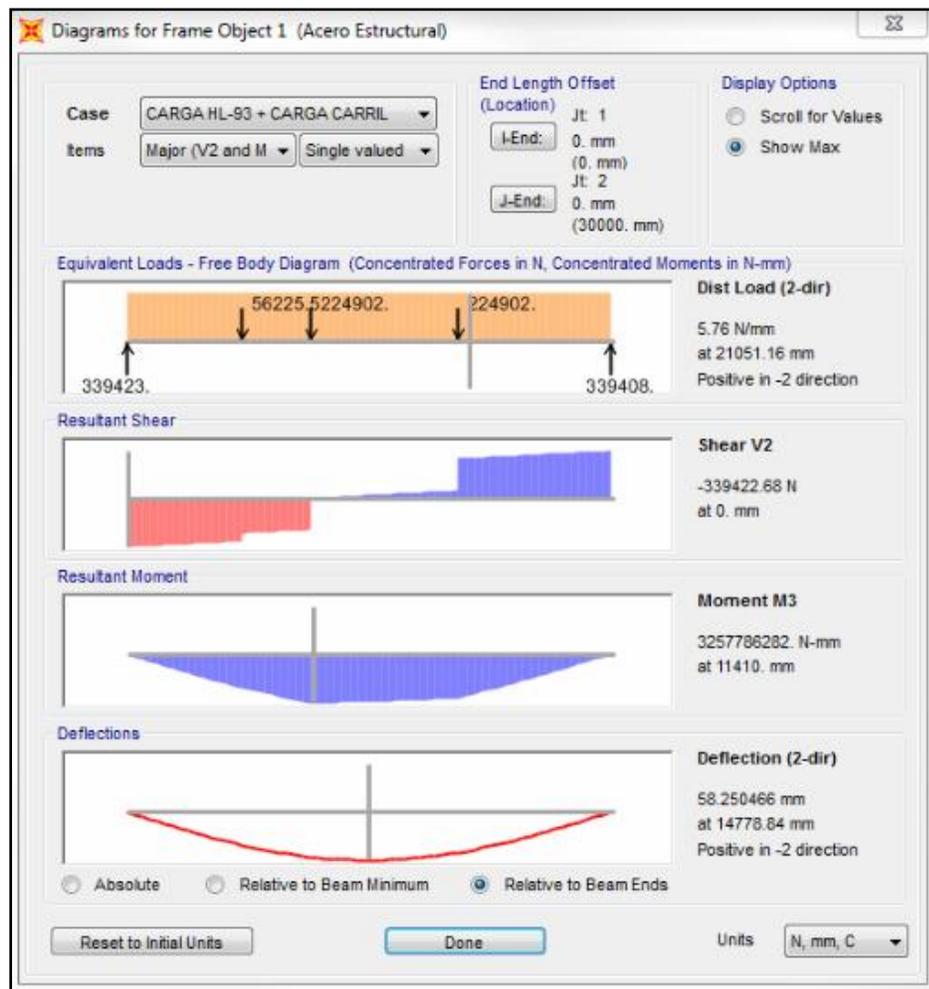


Figura 34: Diagramas de fuerza cortante y momento flexionante

Fuente: Elaboración Propia.

Los momentos y cortantes por carga viva sin factorar deben ser afectados por el factor de distribución correspondiente a cada estado límite, en este caso se afecta por los factores de distribución para el estado límite de fatiga. El momento

flexionante máximo sin factorar debido a la carga de Camión HL - 93 está dado por la siguiente ecuación:

$$M_{LT} = (\text{momento flexionante por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

$$M_{LT} = 3878698858 \quad \mathbf{N.mm}$$

La fuerza cortante máxima sin factorar debido a la carga de Camión HL - 93 está dado por la siguiente ecuación:

$$V_{LT} = (\text{fuerza cor tan te por carril}) * (g_{\text{correspondiente}}) * (1 + IM)$$

$$V_{LT} = 426425.917 \quad \mathbf{N}$$

Nota: Sólo se afecta el momento flexionante y la fuerza cortante por el factor de distribución correspondiente al estado límite de fatiga, ya que el incremento por carga dinámica y el 25% de sobrecarga estipulado por el MTI ya había sido considerado anteriormente e ingresado al programa SAP 2000.

El esfuerzo de fatiga factorada en la fibra exterior del patín en la localización del máximo momento positivo es:

$$\Delta_f = \frac{M_{LT}}{S_{ST}}$$

Datos

Momento flexionante máximo (M_{LT}) =	2708651852	N.mm
Módulo de sección compuesta a corto plazo n (S_{ST}) =	44468184.8	mm ³

Resultados

$$(\Delta_f) = 60.91 \quad \text{N/mm}^2$$

La combinación de carga para el estado límite de fatiga es como sigue:

$$Mu = 1.5(M_{LL+IM})$$

$$\gamma = 1.5$$

$$\gamma(\Delta_f) = 91.37 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\gamma(\Delta_f) = 91.37 \quad \text{N/mm}^2 \leq (\Delta F)_n = 91.80 \quad \text{N/mm}^2 \quad \mathbf{OK!}$$

La soldadura entre el rigidizador y el alma es clasificada como un detalle de Fatiga C' como se muestra en la Figura y requiere Investigación

$$(\Delta F)_{TH} = 82.74 \text{ N/mm}^2$$

$$(\Delta F)_n = 91.80 \text{ N/mm}^2 \geq 1/2 * (\Delta F)_{TH} = 41.37 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

Diseño por flexión en superficie exterior del alma

Para controlar la flexión en la superficie exterior del alma bajo la acción de cargas vivas las siguientes restricciones son puestas sobre las almas:

$$\frac{D}{t_w} \leq 0.95 \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}}$$

D_c = Profundidad comprimida del alma en el rango elástico (mm). Para secciones compuestas D_c , se determina como se especifica en el Art. D6.3.1 (AASHTO LRFD, 2014).

$$D_c = \left(\frac{-f}{(f_c + f_t)} \right) d - t_{fc} \geq 0$$

K = coeficiente de pandeo flexional

$$K = \frac{9}{\left(\frac{D_c}{D} \right)^2}$$

Y dónde:

d = profundidad de la sección de acero (mm)

t_{fc} = espesor del patín de compresión

f_c = sumatoria de tensiones de flexión en ala de compresión provocadas por las cargas, es decir, DC1 (la carga permanente sobre la sección no compuesta), DC2 (la carga permanente que actúa en sección compuesta a largo plazo), DW (la carga de superficie de rodamiento), y LL+IM; actuando sobre sus respectivas secciones (MPa). El valor de f_c se deberá considerar negativo cuando la tensión sea de compresión en la cual se desprejará flexión lateral de las alas.

f_t = sumatoria de diferentes tensiones en ala de tracción provocadas por diferentes cargas (MPa) en la cual se desprejará flexión lateral de las alas.

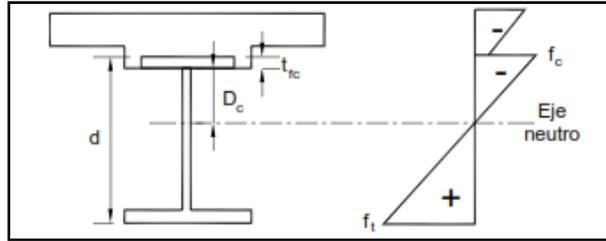


Figura 35: Cálculo de D_c en secciones en flexión positiva

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

Para el cálculo de los esfuerzos tanto en el patín de compresión como en el patín de tracción debe calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$f_{\text{carga correspondiente}} = \frac{\gamma_i * M_{\text{carga correspondiente}}}{S_{\text{correspondiente}}}$$

Sumatorias de esfuerzos en el patín de compresión

Los módulos de sección elástico a utilizarse son los correspondientes a la parte superior de la viga $S_{\text{sup. viga}}$:

Tabla 46: Sumatorias de esfuerzos en el patín de compresión

Patín de compresión	Momento flexionante (N.mm)	Módulo de sección S (mm ³)	f_c (N/mm ²)
DC1 → $S_{\text{sup. viga}}$ correspondiente a solo viga	2514663690	35176783.0	71.486
DC2 y DW → $S_{\text{sup. viga}}$ correspondiente a sección compuesta (3n)	1220155596	65232968.5	18.705
LL + IM → $S_{\text{sup. viga}}$ correspondiente a sección compuesta (n)	6787723001	132621086	51.181
TOTAL			141.372

Fuente: Elaboración Propia.

Sumatorias de esfuerzos en el patín de tensión

Los módulos de sección elástico a utilizarse son los correspondientes a la parte inferior de la viga $S_{\text{Inf. viga}}$:

Tabla 47: Sumatorias de esfuerzos en el patín de tensión

Patín en tensión	Momento flexionante (N.mm)	Módulo de sección S (mm ³)	f_t (N/mm ²)
DC1 → $S_{inf. viga}$ correspondiente a solo viga	2514663690	35176783.0	71.486
DC2 y DW → $S_{inf. viga}$ correspondiente a sección compuesta (3n)	1220155596	40456528.6	30.16
LL + IM → $S_{inf. viga}$ correspondiente a sección compuesta (n)	6787723001	44468184.8	152.642
TOTAL			254.288

Fuente: Elaboración Propia.

Datos

profundidad de la sección de acero (d) =	1473.2	mm
espesor del patín de compresión (t_{fc}) =	50	mm
f_c =	141.372	N/mm ²
f_t =	254.288	N/mm ²
Elasticidad del acero (E_s) =	200000.00	N/mm ²
Fluencia del acero (f_{yw}) =	250.00	N/mm ²
Espeor del alma (t_w) =	25.00	mm
Altura del alma (h_w ó D) =	1373	mm

Resultados

$$D_c = 476.384 \quad \text{mm}$$

$$K = 74.782$$

$$\frac{D}{t_w} = 54.9 \leq 0.95 \sqrt{\frac{EK}{F_{yw}}} = 232.36 \quad \text{OK!}$$

Diseño por cortante para los paneles interiores de las almas

Requisito especial sobre fatiga aplicable a las almas

Según el Art. 6.10.5.3 (AASHTO LRFD, 2014), los paneles interiores de las almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deberán satisfacer el siguiente requisito:

$$V_u \leq V_{cr} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.5.3}$$

V_u = corte en el alma en la sección considerada debido a la carga permanente no mayorada más la carga de fatiga (N)

V_{cr} = resistencia al pandeo por corte determinada mediante la ecuación 6.10.9.3.3-1 (N)

Y dónde:

$$V_n = V_{cr} = C * V_p \quad \text{en el cual:} \quad V_p = 0.58 * F_{YW} * D * t_w$$

Datos

$C =$	1	
Fluencia del acero (f_{yw}) =	250.00	N/mm ²
Espesor del alma (t_w) =	25.00	mm
Altura del alma (h_w ó D) =	1373.20	Mm

Resultados

$$V_p = 4977850 \quad \text{N}$$

$$V_{cr} = 4977850 \quad \text{N}$$

$$V_u = 712063.299 \text{ N} \leq V_{cr} = 4977850 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

∴ Los requerimientos de Fatiga para las almas tanto en Flexión como en cortante

4.1.4.14. Diseño por flexión – Estado Límite de Servicio

La viga de acero debe verificarse por flexión, aplicando la combinación de cargas para el estado límite de servicio II, las alas de las vigas deberán satisfacer los requisitos establecidos en Art. 6.10.4.2.2 (AASHTO LRFD, 2014) el cual tiene como intención evitar que las cargas de tráfico esperadas provoquen deflexiones permanentes objetables que pudieran afectar la transitabilidad.

Las tensiones de flexión provocadas por las cargas correspondientes al estado límite de servicio II aplicadas a la sección compuesta se pueden calcular usando la sección compuesta a corto o largo plazo, según corresponda.

El momento último de diseño aplicado la combinación de cargas para el estado límite de servicio II es:

$$M_u = 1.00(M_{DC} + M_{DW}) + 1.3(M_{LL+IM})$$

$M_{DC} =$	2711696602	N.mm	El modificador de carga es:	
$M_{DW} =$	230132356	N.mm	$\eta_i =$	1.05
$M_{LL+IM} =$	3878698858	N.mm	La sollicitación mayorada es:	
$M_U =$	7984137473	N.mm	$Q =$	8383344346 N.mm

Tabla 48: Módulos de sección simple y compuesta

Módulos de sección	Patín en tensión		Patín en compresión	
$S_{NC} =$ solo viga	35176782.98	mm ³	35176783.0	mm ³
$S_{ST} =$ compuesto a corto plazo n	44468184.83	mm ³	132621085.5	mm ³
$S_{LT} =$ compuesto a largo plazo 3n	40456528.58	mm ³	65232968.5	mm ³

Fuente: Elaboración Propia.

Cálculo de los esfuerzos f_t y f_c

Para el ala del acero superior: $f_{DC} = \frac{M_{DC}}{S_{LT}}$, $f_{DW} = \frac{M_{DW}}{S_{LT}}$, $f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}}$, $f_f = f_{DC} + f_{DW} + f_{LL+IM}$

$f_{DC} =$	43.648	MPa
$f_{DW} =$	3.704	MPa
$f_{LL+IM} =$	30.709	MPa
$f_f =$	78.061	MPa

Para el ala del acero inferior:

$$f_{DC} = \frac{M_{DC}}{S_{LT}}, f_{DW} = \frac{M_{DW}}{S_{LT}}, f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}}{S_{ST}}, f_f = f_{DC} + f_{DW} + f_{LL+IM}$$

$f_{DC} =$	70.379	MPa
$f_{DW} =$	5.973	MPa
$f_{LL+IM} =$	91.585	MPa
$f_f =$	167.937	MPa

Las alas deben satisfacer los siguientes requisitos:

Para el ala del acero superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.4.2.2-1}$$

Dónde:

$f_f =$ tensión en el ala de la sección considerada debido a la combinación de cargas para el Estado Límite de Servicio II calculada sin considerar la flexión lateral del ala (MPa).

$R_h =$ factor de hibridez determinado como se especifica en el Art. 6.10.1.10.1

De acuerdo al Art. 6.10.1.10.1 para perfiles laminados, las secciones armadas homogéneas y las secciones armadas con acero de mayor resistencia en el alma que en ambas alas, R_h se deberá tomar igual a 1.

Datos

$R_h = 1$
 $f_f = 78.061$ MPa
 $F_{yf} = 250.00$ N/mm²

Resultados

$f_f = 78.061$ MPa $\leq 0.95 * R_h * F_{yf} = 237.5$ MPa **OK!**

Para el ala del acero inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_\ell}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.4.2.2-2}$$

$f_\ell =$ tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II determinada como se especifica en el Artículo 6.10.1.6 (MPa).

Según el Art. 6.10.1.6 las tensiones de flexión lateral en las alas con apoyo lateral continuo se deberán tomar igual a cero, entonces $f_\ell = 0$ MPa.

Datos

$R_h = 1$
 $f_\ell = 0$ MPa
 $f_f = 167.937$ MPa
 $F_{yf} = 250.00$ N/mm²

Resultados

$f_f + \frac{f_\ell}{2} = 167.937$ MPa $\leq 0.95 * R_h * F_{yf} = 237.5$ MPa **OK!**

4.1.5. Diseño de elementos de acero

4.1.5.1. Diseño de conectores de cortante

En las secciones compuestas se deberán proveer conectores de corte tipo perno o tipo canal en la interfaz entre el tablero de hormigón y la sección de acero para resistir el corte en la interfaz, éstos se deberán proveer en la totalidad de la longitud de los puentes compuestos de un solo tramo. Los conectores de corte deberían ser de un tipo tal que permita compactar adecuadamente el hormigón para garantizar que la totalidad de sus superficies estén en contacto con el hormigón y el acero Art. 6.10.10.1.1 (AASHTO LRFD, 2014).

Se hace propuesta de conectores de corte canal de 2" X 4" X 3/8" de 8" de largo:

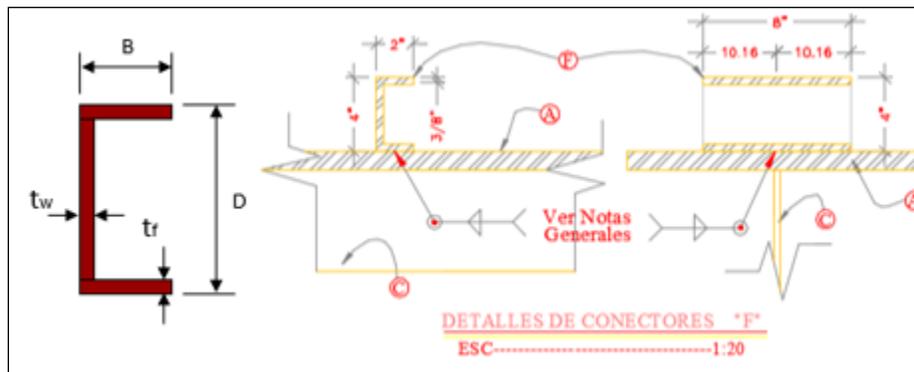


Figura 36: Detalle de conectores de corte

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 49: Dimensiones de conector de corte propuesto

Designación	Dimensiones					
	B	t _f	t _w	h ó D	W ó L _c	área (A)
C D x B x Peso	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²
C 101.6 x 50.8 x 13.769	50.8	9.525	9.525	101.6	203.2	1754.02875

Fuente: Elaboración Propia

Los conectores de corte canal cumplirán con los siguientes requisitos:

- Soldaduras de filetes de un tamaño no menor que 5 mm a lo largo de las aristas del canal.

- La separación de los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm.
- La profundidad libre del recubrimiento de hormigón sobre la parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50 mm. Los conectores de corte deberían penetrar como mínimo 50 mm en el tablero de hormigón Art. 6.10.10.1.4 (AASHTO LRFD, 2014).

Separación de los conectores de corte en la dirección de la carga

Según el Art. 6.10.10.1.2. (AASHTO LRFD, 2014) la separación de los conectores de corte en la dirección de la carga se deberá determinar de manera de satisfacer el Estado Límite de Fatiga, tal como se especifica en los Artículos 6.10.10.2 y 6.10.10.3. El número de conectores de corte no deberá ser menor que el número requerido para satisfacer el Estado Límite de Resistencia tal como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.

La separación de conectores de corte en dirección de carga p , deberá satisfacer:

$$p \leq \frac{n * Z_r}{V_{sr}} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.1.2-1}$$

dónde:

V_{sr} = rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)

$$V_{sr} = \frac{V_f * Q}{I} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.1.2-2}$$

Y dónde:

I = momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4)

n = número de conectores de corte en una sección transversal

p = separación de conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm)

Q = primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto eje neutro de sección compuesta a corto plazo (mm^3)

V_f =

rango de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga especificada en la Tabla 3.4.1-1, tomando la sobrecarga de fatiga como se especifica en el Artículo 3.6.1.4 (N)

Z_r = resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Artículo 6.10.10.2 (N)

Cálculo de resistencia al corte en la fatiga Z_r

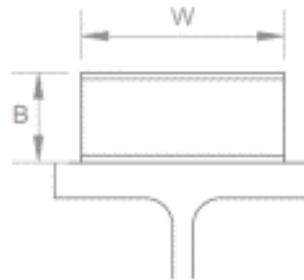
$$Z_r = B * W \quad \rightarrow \text{Para conectores tipo canal}$$

Dónde:

W = Longitud del conector tipo canal en pulgadas

Valores de B según número de ciclos

B	N
4000	100000
3000	500000
2400	2000000
2100	> 2000000



$$W = 8 \text{ in}$$

$$N = 1861500 < 2000000 \quad \text{Por lo tanto} \quad B = 2400$$

$$B = 2400$$

$$Z_r = 19200 \text{ Kg} \sim 188160 \text{ N}$$

Cálculo de fuerzas de corte vertical bajo la combinación de cargas para estado límite de Fatiga

$$V_f = [Cortante V_{LL+IM}(0 \text{ mm})] + [Cortante V_{LL+IM}(30000 \text{ mm})]$$

$$\text{Reacción en apoyo derecho} = 78,632.3 \text{ N}$$

$$\text{Reacción en apoyo izquierdo} = 78,647.3 \text{ N}$$

$$V_f = 157,279.5 \text{ N}$$

Primer momento del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo

$$Q = \left(\frac{1}{n}\right) * b_s * t_s * \left[Y_{sup.viga} + t_{cartela} + \left(\frac{t_s}{2}\right) \right]$$

Dónde:

- $n =$ Relación de módulos
- $b_s =$ Ancho del ala efectivo
- $t_s =$ Espesor promedio de la losa
- $t_{cartela} =$ Espesor de la cubierta de cartela
- $Y_{sup.viga} =$ Distancia del centroide hasta el borde superior de viga de acero

Datos

$n =$	8	
$b_s =$	2200	mm
$t_s =$	200	mm
$t_{cartela} =$	50	mm
$Y_{sup.viga} =$	736.6	mm

Resultados

$Q =$ 51766275.18 mm³

Rango de corte horizontal de fatiga por unidad de longitud (N/mm)

$$V_{sr} = \frac{V_f * Q}{I} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.1.2-2}$$

$Q =$	51766275.18	mm ³
$V_f =$	157279.51	N
$I =$	49060440366	mm ⁴

$V_{sr} =$ 165.95 N/mm

El espaciamiento longitudinal de los conectores de cortante, p, es igual a:

$$p \leq \frac{n * Z_r}{V_{sr}} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.1.2-1}$$

$n =$ 1

$$V_{sr} = 165.95 \text{ N/mm}$$

$$Z_r = 188160 \text{ N}$$

$$p = 1133.81 \text{ mm} > 600 \text{ mm} \quad \text{Usar 500 mm}$$

Se hace una propuesta de espaciamiento longitudinal de 500 mm debido a que la separación entre centros de conectores de cortante no deberá ser mayor que 600 mm Art. 6.10.10.1.2 (AASHTO LRFD, 2014).

La distancia libre entre borde del ala superior y borde del conector más próximo no deberá ser menor que 25 mm Art. 6.10.10.1.2 (AASHTO LRFD, 2014).

$$\text{Dist. libre} = \frac{1}{2}(b_f - W)$$

$$b_f = 405.00 \text{ mm}$$

$$W = 203.20 \text{ mm}$$

$$\text{Dist. Libre} = 100.90 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

La profundidad del recubrimiento hormigón sobre parte superior de los conectores de corte no debería ser menor que 50 mm, estos penetran como mínimo 50 mm en tablero de hormigón Art. 6.10.10.1.4 (AASHTO LRFD, 2014).

$$\text{Recubrimiento hormigón} = (t_s + t_{\text{cartela}}) - h$$

$$h = 4 \text{ in} \quad 102 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor promedio de la losa } (t_s) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de la cubierta de cartela } (t_{\text{cartela}}) = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento hormigón} = 148 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Penetración hormigón} = h - t_{\text{cartela}}$$

$$h = 4 \text{ in} \quad 102 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de la cubierta de cartela } (t_{\text{cartela}}) = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Penetración hormigón} = 52 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Según Art. 6.10.10.4.1 (AASHTO LRFD, 2014) la resistencia al corte mayorada de un único conector de corte, Q_r , en Estado Límite Resistencia es como sigue:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.4.1-1}$$

Dónde:

Q_n = Resistencia nominal al corte de un conector de corte individual determinada como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.3 (N)

ϕ_{sc} = factor de resistencia para conectores de corte especificado en el Artículo 6.5.4.2

La resistencia nominal al corte de un conector tipo canal embebido en un tablero de hormigón se deberá tomar como:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.10.4.3-2}$$

Dónde:

t_f = espesor del ala del conector de corte tipo canal (mm)

t_w = espesor del alma del conector de corte tipo canal (mm)

L_c = Longitud de un conector de corte tipo canal (mm)

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón del Tablero determinado a como se especifica en el Artículo 5.4.2.4 (MPa).

f'_c = resistencia específica del hormigón (MPa)

Datos

t_f =	9.525	mm
t_w =	9.525	mm
L_c =	203.2	mm
E_c =	26539.73	MPa
f'_c =	27.56	MPa
ϕ_{sc} =	0.85	

Resultados

Q_n =	744835.98	N
Q_r =	633110.58	N

En el estado límite de resistencia el mínimo número de conectores de corte, n , sobre la región considerada se deberá tomar como:

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

→ Ecuación 6.10.10.4.1-2

$P =$ Fuerza de corte nominal determinada como se especifica en el Artículo 6.10.10.4.2 (N)

$Q_r =$ Resistencia al corte mayorada de un conector de corte

Fuerza de corte nominal

Para tramos simples y compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte nominal, P , se deberá tomar como:

$$P = P_p$$

→ Ecuación 6.10.10.4.2-1

$P_p =$ fuerza de corte longitudinal total en el tablero de hormigón en el punto de máxima sobrecarga positiva más el momento de impacto (N) tomada como el menor de los siguientes valores:

$$P_{1p} = 0.85 * f'_c * b_s * t_s$$

→ Ecuación 6.10.10.4.2-2

O bien:

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc}$$

→ Ecuación 6.10.10.4.2-3

Dónde:

$b_s =$ ancho efectivo del tablero de hormigón (mm)

$t_s =$ espesor del tablero de hormigón (mm)

Datos

$b_s =$	2200	mm
$t_s =$	200	mm
$f'_c =$	27.56	MPa
$F_{yw} = F_{yt} = F_{yc} =$	250.00	MPa
D ó $h_w =$	82.55	mm
$t_w =$	9.53	mm

$$b_{ft} = b_{fc} = 50.80 \text{ mm}$$

$$t_{ft} = t_{fc} = 9.53 \text{ mm}$$

Resultado

$$P_{1p} = 10306091.26 \text{ N}$$

$$P_{2p} = 438507.19 \text{ N}$$

La fuerza de corte longitudinal se toma como el menor valor entre P_{1p} y P_{2p}

$$\therefore P_p = 438507.19 \text{ N}$$

La fuerza de corte nominal es $P = P_p = 438507.19 \text{ N}$

Cálculo del mínimo número de conectores

$$n_{min} = \frac{P}{Q_r}$$

$$Q_r = 633110.58 \text{ N}$$

$$P = 438507.19 \text{ N}$$

$$n_{min} = 1$$

Usando un espaciamiento longitudinal de 500 mm como se calculó anteriormente para el estado límite de fatiga; la longitud entre un extremo de la viga y la ubicación del momento máximo $L = 12854 \text{ mm}$, el número de conectores de corte proporcionados es como sigue:

$$n = \frac{L}{p}$$

$$L = 12854.23 \text{ mm}$$

$$p = 500 \text{ mm}$$

$$n = 26 > n_{min} = 1 \quad \text{OK!}$$

Cumpliendo con todos los requerimientos para los estados límites de Fatiga y resistencia establecidos en el AASHTO LRFD 2014, se utilizan conectores de cortante con sección C2" x 4" x 3/8" separados a cada 500 mm en toda la longitud de la viga de acero.

4.1.5.2. Diseño de rigidizadores de apoyo

Se deberán colocar rigidizadores de apoyo en las almas de las secciones armadas en todas las ubicaciones de apoyo para resistir cargas concentradas y reacciones en los apoyos; éstos deberán consistir en una o más placas o perfiles soldados o abulonados a ambos lados del alma de la viga. Las uniones del ama se diseñarán de manera que transmitan la totalidad de fuerza de aplastamiento debido a las cargas mayoradas Art. 6.10.11.2.1 (AASHTO LRFD, 2014).

Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de profundidad del alma y prolongarse tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas.

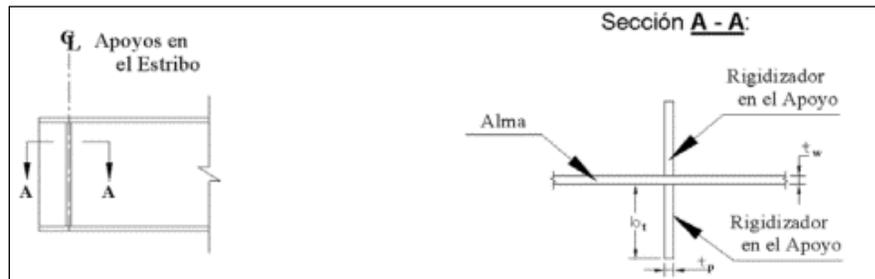


Figura 37: Esquema del rigidizador de los apoyos en los estribos

Fuente: (Ortíz Acuña & Solís Escorcia, 2017).

El ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad \rightarrow \text{Ecuación 6.10.11.2.2-1}$$

F_{yt} = mínima resistencia a la fluencia especificada en el rigidizador (MPa)

t_p = espesor del elemento rigidizador saliente (mm)

Datos

Fluencia del acero estructural en patín en tensión (f_{yt}) = 250 N/mm²

Elasticidad del acero (E_s) = 200000 N/mm²

b_t = 190 mm

t_p = 20 mm

Resultados

$$b_t = 190 \text{ mm} \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} = 271.529 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

La resistencia al aplastamiento mayorada para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo se deberá tomar como:

→ Ecuación 6.10.11.2.3-1

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$$

$(R_{sb})_n$ = Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortado de los rigidizadores de apoyo (N)

→ Ecuación 6.10.11.2.3-2

$$(R_{sb})_n = 1.4 * A_{pn} * F_{ys}$$

Dónde:

ϕ_b = factor de resistencia al aplastamiento especificado en Artículo 6.5.4.2

A_{pn} = área de elementos de rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre alma y ala pero no más allá del borde del ala (mm²)

F_{ys} = mínima resistencia a la fluencia especificada en el rigidizador (MPa)

Datos

Corte para soldadura de filete =	25	mm
Ancho del apoyo (b_a) =	330	mm
Cantidad de elementos proyectados =	2	
t_p =	20	mm
F_{ys} =	250	N/mm ²
ϕ_b =	1	

Resultados

$$A_{pn} = \text{Cant. elementos proyectados} * b_a * t_p$$

A_{pn} =	13200	mm ²
$(R_{sb})_n$ =	4620000	N
$(R_{sb})_r$ =	4620000	N

La resistencia factorada en el apoyo se calcula aplicando factores de carga para el estado límite de resistencia I que se presentan en las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014)

$R_{DC} =$	361559.5	N	El modificador de carga es:	
$R_{DW} =$	30684.3	N	$\Gamma_i =$	1.05
$R_{LL+IM} =$	426425.9	N	La sollicitación mayorada es:	
$R_U =$	1244221.3	N	$R_{factorada} =$	1306432.322 N
$(R_{sb})_r =$	4620000	N	$> R_{factorada} =$	1306432.322 N OK!

∴ El rigidizador cumple con los requisitos de resistencia al aplastamiento

Resistencia a la compresión axial

La resistencia a la compresión axial mayorada, P_r , se deberá tomar como:

→ Ecuación 6.9.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)

$$P_r = \phi_c * P_n$$

$P_n =$ resistencia nominal a la compresión como se especifica en los Artículos 6.9.4 ó 6.9.5, según corresponda (N)

$\phi_c =$ factor de resistencia para compresión según Artículo 6.5.4.2

De acuerdo a Art. 6.9.4.1 (AASHTO LRFD, 2014) para los elementos que satisfacen los requisitos de ancho/espesor especificados en el Artículo 6.9.4.2 la resistencia nominal a la compresión P_n , se deberá tomar como:

Sí $\lambda \leq 2.25$, entonces:

Sí $\lambda > 2.25$, entonces:

$$P_n = 0.66^\lambda F_y A_g$$

Dónde:

$$P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda}$$

$$\lambda = \left(\frac{K * \ell}{r_s * \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Y dónde:

$A_g =$ Área bruta de la sección transversal (mm²)

- $F_y =$ mínima resistencia a la fluencia especificada (MPa)
 $E =$ módulo de elasticidad (MPa)
 $K =$ factor de longitud efectiva especificado en el Art. 4.6.2.5
 $\ell =$ Longitud no arriostrada (mm)
 $r_s =$ radio de giro respecto del plano de pandeo (mm)

Datos

$A_s =$	13200	mm ²		
Fluencia del acero (f_y) =	250.00	N/mm ²	$\ell =$	2200 mm
Elasticidad del acero (E) =	200000	N/mm ²	$K =$	0.56
$\phi_c =$	0.90	→	Factor de resistencia para compresión axial, elementos compuestos	
$I_s =$	59895000	mm ⁴		

Resultados

El radio de giro de la sección de la columna efectiva se determina como sigue:

$$r_s = \sqrt{\frac{I_s}{A_s}}$$

$$r_s = 67.361 \text{ mm}$$

$$\lambda = 0.042$$

$$\lambda = 0.042 < 2.25 \quad \text{OK! Usar Ecuación 6.9.4.1-1}$$

$$\text{Resistencia nominal a la compresión } (P_n) = 3242909.173 \text{ N}$$

$$\text{Resistencia mayorada de } P_n (P_r) = 2918618.256 \text{ N}$$

$$R_{\text{factorada}} = 1306432.32 \text{ N} < P_r = 2918618.256 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

4.1.5.3. Diseño de diafragmas transversales

Según el Art. 4.6.2.7.1 (AASHTO LRFD, 2014) especifica que, en puentes con tableros compuestos, tableros no compuestos con cartelas de hormigón y otros tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales, se deberá asumir que la carga de viento sobre la mitad superior de la viga exterior, el tablero, los vehículos, las barreras y los accesorios se transmite en el tablero, que actúa como

un diafragma lateral que transfiere esta carga a los apoyos. La carga de viento en la mitad inferior de la viga exterior se aplica lateralmente al ala inferior. Se asumirá que las alas inferiores y superiores sometidas a carga lateral de viento transfieren dicha carga a puntos de arriostramiento adyacente mediante flexión. Estos puntos de arriostramiento ocurren en los nodos de arriostramiento contra el viento o en ubicaciones sobre marcos transversales y diafragmas.

La fuerza lateral aplicada en puntos de arriostramiento por las alas se deberá transmitir a los apoyos mediante uno de los siguientes recorridos de las cargas: Acción de pórtico de marcos transversales o diafragmas que transmiten fuerzas en el tablero o el arriostramiento contra el viento en el plano de la otra ala, y luego mediante acción de diafragma del tablero, o acción de pórtico del arriostramiento contra el viento, hacia los apoyos. La fuerza del viento W se aplica a las alas de los elementos exteriores. En caso de elementos compuestos y no compuestos con Tableros de hormigón colado in situ o tableros ortótopos de acero, no es necesario aplicar W al ala superior

$$W = \frac{\eta \gamma P_D d}{2} \quad \rightarrow \quad \text{C4.6.2.7.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

- η = factor de modificación de las cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa
- γ = factor de carga especificado en Tabla 3.4.1-1 para combinación de cargas correspondiente
- P_D = presión horizontal de viento de diseño especificada en Art. 3.8.1 (MPa)
- d = profundidad del elemento (mm)

Presión del viento en la estructura: WS

En este caso de diseño la presión horizontal de viento se realiza a como especifica el Capítulo II (RNC-07, 2007) ya que Nicaragua tiene sus normas mínimas para determinar cargas debida a viento

Art. 49 del RNC-07: Determinación de la velocidad de diseño V_D

$$V_D = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R$$

F_{TR} = factor adimensional correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante;

F_{α} = factor adimensional que toma la variación de la velocidad con la altura

V_R = velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura

Art. 50 RNC-07: Se determina velocidad regional V_R (Ver figura 23 y Tabla 57).

Art. 51 RNC-07: Factor de variación con la altura, F_{α}

$$F_{\alpha} = 1.0 \quad \text{si } z \leq 10 \text{ m}$$

Art. 52 RNC-07: Factor correctivo por topografía y rugosidad, F_{TR} (Ver

Art. 50 - RNC-07

Velocidad regional (VR)

Periodo de retorno de 50

Zona 1

VR = 36 m/s

Art. 51 - RNC-07

Factor de variación con la altura F_{α}

Si $Z < 10$ (entonces $F_{\alpha} = 1$)

Z = 6.92 m $F_{\alpha} = 1.1$

Art. 52 - RNC-07 (tabla 6)

Rugosidad del terreno

R2

Art. 53- RNC-07 (tabla 7)

T3

FTR = 1

FTR = 1

F_{α} = 1.1

VR = 36

VD = 39.6 m/s

Art. 53 RNC-07: Determinación de la Presión de diseño, P_z

$$P_z = 0.0479 * C_p * V_D^2 \text{ Kg/m}^2$$

Dónde:

C_p = coeficiente local de presión, que depende de forma de la estructura, para el caso III se toma el valor de 2 según lo especifica Art. 54 del RNC-07

V_D = Velocidad diseño a la altura Z, definida en Art. 49 (AASHTO LRFD, 2014)

Art. 53- RNC-07 Factores de presión (C_p) C_p
Elementos de sección 2
transversal plana

Pz 150.23 kg/m² 1.47E-03 N/mm²

Fuerza del viento, W

Datos

P_D ó P_Z = 1.47E-03 N/mm²
 d = 50 mm
 γ = 1.4
 η = 1.05

Resultados

Fuerza del viento (W) = 0.05414 N/mm

La fuerza de viento horizontal en cada punto de arriostramiento es como sigue:

→ C4.6.2.7.1-4 (AASHTO LRFD, 2014)

$$P_W = W * L_b$$

P_W = Fuerza de viento lateral aplicada al punto de arriostramiento (N)

W = fuerza de viento mayorada por unidad de longitud (N/mm)

L_b = separación de los marcos transversales o diafragmas

Datos

Fuerza del viento (W) = 0.05414 N/mm

L_b = 7500 mm

Resultados

P_W = 406.05 N

Para el diseño de Diafragmas transversales se hace una propuesta de un perfil de acero estructural

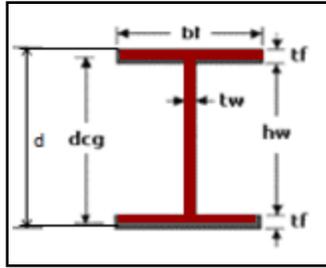


Figura 38: Geometría de sección de diseño “W” para diafragma transversal

Fuente: (AISC, 2011).

Se propone un perfil W, encontrado en Tabla 1-1 del Instituto Americano de construcciones de acero por sus siglas en inglés AISC.

Designación		Dimensiones					
W d _{nominal} x peso		b _f	t _f	t _w	h _w ó D	d	área (A)
in x Lb/Ft	mm x Kgf/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²
W 30 x 132	W 762 x 196	266.7	25.4	15.875	718.82	769.62	24959.6275

A menos que se especifique lo contrario la esbeltez de las placas deberán satisfacer los siguiente:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \rightarrow \quad 6.9.4.2-1 \text{ (AASHTO LRFD, 2014)}$$

Dónde:

k = coeficiente de pandeo de placas especificado en Tabla 6.9.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

b = ancho de platina especificado en Tabla 6.9.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

t = espesor del elemento (mm)

El ancho del ala es:

$$b = 266.7 \quad \text{mm}$$

∴ Por lo tanto el semiancho de ala es 133.35 mm

Datos

coeficiente de pandeo de placas (k) =	0.56	→ alas y ramas salientes o placas
ancho de la platina (b) =	133.35 mm	→ en secciones doble Te laminadas
espesor del elemento (t) =	25.4 mm	
Elasticidad del acero (E_s) =	200000. N/mm ²	
Fluencia del acero (f_{yw}) =	250 N/mm ²	

Resultados

$$\frac{b}{t} = 5.3 \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15.84 \quad \text{OK!}$$

Según Art. 6.9.3 (AASHTO LRFD, 2014) los elementos solicitados a compresión deberán satisfacer los requisitos de esbeltez especificados a continuación:

Para elementos principales	$\frac{K\ell}{r} \leq 120$
Para elementos de arriostramiento	$\frac{K\ell}{r} \leq 140$

Dónde:

K = factor de longitud efectiva especificado en el Art. 4.6.2.5

ℓ = Longitud no arriostrada (mm)

r = mínimo radio de giro (mm)

El factor de longitud efectiva para conexiones soldadas o abulonados en ambos extremos se puede tomar como: $K = 0.75$ Art. 4.6.2.5 (AASHTO LRFD, 2014).

Datos

r =	57.15	mm
ℓ =	2200	mm
K =	0.75	

Resultados

$$\frac{K\ell}{r} = 28.871 \leq 120 \quad \text{OK!}$$

Compresión axial

$A_g =$	24959.628	mm ²	$r_s =$	57.15	mm
Fluencia del acero (f_y) =	250.00	N/mm ²	$\ell =$	2200	mm
Elasticidad del acero (E) =	200000.	N/mm ²	$K =$	0.75	
$\phi_c = 0.90$		→	Factor de resistencia para compresión axial, elementos compuestos		

Resultados

$$\lambda = 0.106$$

$$\lambda = 0.106 < 2.25 \quad \text{OK! Usar Ecuación 6.9.4.1-1}$$

$$\text{Resistencia nominal a la compresión } (P_n) = 5971037.043 \quad \text{N}$$

$$\text{Resistencia mayorada de } P_n (P_r) = 5373933.339 \quad \text{N}$$

$$P_W \text{ ó } P_U = 406.05 \quad \text{N} < P_r = 5373933.339 \quad \text{N} \quad \text{OK!}$$

4.1.5.4. Diseño de conexiones soldadas

El metal base, el metal de soldadura y los detalles de diseño de las soldaduras deberán satisfacer los requisitos del código para soldadura de puentes AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Art. 6.13.3.1 (AASHTO LRFD, 2014).

Resistencia al corte

La resistencia mayorada de las soldaduras de filete sujetas a corte a lo largo de su longitud depende de la resistencia del metal de soldadura y de la dirección de la carga aplicada, puede ser paralela o transversal C6.13.3.2.4b (AASHTO LRFD, 2014). Las uniones entre el ala y el alma en soldaduras de filete se diseñan sin considerar la tensión de tracción o compresión en los elementos paralelos al eje de las soldaduras C6.13.3.2.4a (AASHTO LRFD, 2014).

La resistencia mayorada del metal de soldadura será tomada como:

$$R_r = 0.6\phi_e 2F_{exx} \quad \rightarrow \quad 6.13.3.2.4b-1 \text{ (AASHTO LRFD, 2014)}$$

Dónde:

$$F_{exx} = \text{Resistencia del metal de soldadura (MPa).}$$

ϕ_{e2} = factor de resistencia para el metal de soldadura especificado en el Artículo 6.5.4.2

Para aceros estructurales ASTM A36 con $F_y = 36$ ksi, se sueldan con electrodos de material con 70 ksi de resistencia nominal (Vinnakota, 2006).

Datos

$$F_{exx} = 70 \text{ ksi} \sim 483 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi_{e2} = 0.80$$

Resultados

$$R_r = 231.84 \text{ N/mm}^2$$

La soldadura debe resistir la carga factorada para estado Límite de resistencia I

$$R_{\text{factorada}} = 1306432.32 \text{ N}$$

Soldadura de filete

Las soldaduras de filete tienen una sección transversal triangular y unen dos superficies en ángulos rectos, formados por el traslape o intersección de partes de miembros estructurales, se define como tamaño de soldadura de filete al tamaño de la pierna w (Vinnakota, 2006). La raíz de una soldadura de filete es el punto en el cual las caras originales de las piezas metálicas se intersecan, la longitud de la línea que pasa desde la raíz de la soldadura hasta la cara teórica de la soldadura se denomina garganta t_e .

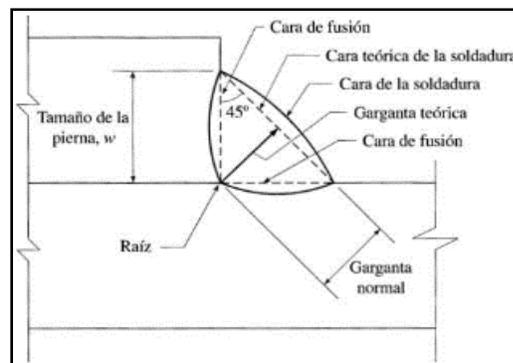


Figura 39: Terminología de soldadura de filete

Fuente: (Vinnakota, 2006).

Según el Art. 6.13.3.4, el mínimo tamaño de una soldadura de filete se deberá tomar a como se especifica en la Tabla 6.13.3.4-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 50: Tamaño mínimo de soldadura de filete

Espesor del metal base de la pieza conectada de menor espesor T (mm)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete w (mm)
$T \leq 20$	6
$20 < T$	8

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

$$T = 9.525 \text{ mm} \quad \text{Tamaño mínimo } 6 \text{ mm}$$

$$\text{Tamaño de la soldadura de filete } (w) = 20 \text{ mm}$$

$$w = 20 \text{ mm} > w_{min} = 6 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

El tamaño de garganta de soldadura se determina de acuerdo a ecuación 6.16.2 Libro Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD (Vinnakota, 2006).

$$t_e = w * \text{sen } 45^\circ = 0.707 * w$$

$$t_e = 14.14 \text{ mm}$$

De acuerdo al Art. 6.13.3.5 (AASHTO LRFD, 2014) la mínima longitud efectiva de una soldadura de filete L_w será igual o cuatro veces su tamaño y en ningún caso será menor que 40 mm.

$$L_w = 4 * w$$

$$L_w = 80 \text{ mm}$$

$$L_w = 80 \text{ mm} > 40 \text{ mm} \quad \text{Cumple}$$

El área efectiva A_w deberá ser la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por la garganta efectiva Art. 6.13.3.3 (AASHTO LRFD, 2014).

$$A_w = L_w * t_e$$

$$A_w = 1131.2 \text{ mm}^2$$

La resistencia de soldadura de filete sujetas a corte se tomará como el producto entre área efectiva especificada en Art. 6.13.3.3 y la resistencia mayorada del metal de soldadura especificada en Art. 6.13.3.2.4b (AASHTO LRFD, 2014).

$$R_{\text{soldadura corte}} = A_w R_r$$

$$R_{\text{soldadura corte}} = 262257.408 \text{ N}$$

$$R_{\text{soldadura corte}} = 262257.408 \text{ N} < R_{\text{factorada}} = 1306432.322 \text{ N OK!}$$

4.1.6. Diseño de apoyos

4.1.6.1. Apoyos de elastómeros

Propiedades de apoyo

Tabla 51: Propiedades geométricas y de material de apoyo

Configuración de la almohadilla del apoyo	
Longitud del Apoyo en Planta (L)	600 mm
Ancho del Apoyo en Planta (W)	700 mm
Espesor de cada capa de Elastómero (h_{recI})	15 mm
Espesor del Zuncho o Acero de Refuerzo (h_s)	5 mm
Número de Capas de Refuerzo	8
Recubrimiento Superior, inferior y lateral (h_{recC})	2.5 mm
Número de Capas de Elastómeros interiores (n)	7
Propiedades del material	
Módulo de Corte Elastomérico (G) =	0.66
Rigidez Nominal ($H_{\text{Shore A}}$)	50
Fluencia del Acero para refuerzo	250 N/mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Cargas actuantes en apoyo

Las siguientes cargas en los apoyos se obtienen para el estado límite de Servicio I:

$$\text{SERVICIO I: } 1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)$$

Carga (P_{DC}) =	361559.5	N
Carga (P_{DW}) =	30684.31	N
Carga Viva (P_{LL+IM}) =	427397.3	N

Factor de forma

Para dispositivos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} \quad \rightarrow \text{Ecuación 14.7.5.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

$$S_{\text{cubierta}} = 64.62$$

$$S_{\text{interior}} = 10.77$$

De acuerdo al Art. 14.7.6.1 (AASHTO LRFD, 2014) todas las capas interiores tendrán el mismo grosor y las capas exteriores no tendrán más del 70% del grosor de una capa interior.

$$h_{recC} \leq 70\%h_{recl}$$

$$h_{recC} = 2.5 \text{ mm} \leq 70\%*h_{recl} = 10.5 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

En dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero el Método A es aplicable cuando $S^2/n < 22$

$$\frac{S_i^2}{n} < 22 =$$

$$\frac{S_i}{n} = \frac{10.77}{7} \quad S_i^2/n = 16.57 < 22 \quad \mathbf{OK!}$$

Verificación de los esfuerzos compresivos

Según el Art 14.7.6.3.2 (AASHTO LRFD, 2014) en el estado límite de Servicio el esfuerzo en compresión promedio para dispositivos de elastómero rectangulares reforzados con acero cumplirá:

$$\sigma_s \leq 1.25GS_i \quad \sigma_s \leq 8.6\text{MPa}$$

Área en planta de elastómero (Área = L x W)

$$\text{Área} = 420000 \text{ mm}^2$$

Esfuerzo de compresión (σ_s)

$$\sigma_s = \frac{CM + CV}{L * W} \quad \sigma_s = 1.95 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 1.95 \quad \text{N/mm}^2 \leq 1.25 * G * S_i = 8.88 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_s = 1.95 \quad \text{N/mm}^2 \leq 8.60 \quad \text{N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

Esfuerzo compresivo debido a la carga muerta y carga viva

$$\sigma_s = \frac{CM}{L * W} \quad \sigma_s = \frac{CV}{L * W}$$

Esfuerzo debido a la carga muerta: $\sigma_{s-CM} = 0.93 \quad \text{N/mm}^2$
 Esfuerzo debido a la carga viva: $\sigma_{s-CV} = 1.02 \quad \text{N/mm}^2$

Verificación de las deflexiones compresivas

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri} \quad \delta_d = \sum \varepsilon_{di} h_{ri}$$

Según el gráfico del C14.7.6.3.3 y teniendo los datos del esfuerzo compresivo y el factor de forma para una Dureza de 50 se encuentra la deformación unitaria de compresión (Anexo, Figura 45).

Datos

$$\begin{aligned} S_{cubierta} &= 64.62 \\ S_{interior} &= 10.77 \\ \sigma_{s-CM} &= 0.93 \quad \text{N/mm}^2 \\ \sigma_{s-CV} &= 1.02 \quad \text{N/mm}^2 \\ h_{recl} &= 15 \\ h_{recC} &= 2.5 \\ n &= 7 \end{aligned}$$

Resultados

$$\begin{aligned} \varepsilon_{di} (\sigma_{CM} \text{ y } S_{interior}) &= 0.0050 \\ \varepsilon_{Li} (\sigma_{CV} \text{ y } S_{interior}) &= 0.0090 \\ \varepsilon_{di} (\sigma_{CM} \text{ y } S_{cubierta}) &= 0.0012 \\ \varepsilon_{Li} (\sigma_{CV} \text{ y } S_{cubierta}) &= 0.0050 \end{aligned}$$

La deflexión instantánea es entonces:

$$\delta_{inst} = 2(\varepsilon_{di} + \varepsilon_{Li})h_{recC} + No \cdot capasInt. (\varepsilon_{di} + \varepsilon_{Li})h_{recl}$$

$$\delta_{inst} = 1.501 \text{ mm}$$

Efectos de Flujo Plástico

$$\delta_{Flujo Plástico} = Cd * \delta_{inst}$$

T14.7.6.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

$$Cd = 0.25$$

$$\delta_{flujo plástico} = 0.375 \text{ mm}$$

La deflexión total es:

$$\delta_{total} = 1.876 \text{ mm}$$

Según el Art. 14.7.5.3.6-1 (AASHTO LRFD, 2014) la deflexión debida a carga viva se toma como sigue:

$$\delta_L = \sum \varepsilon_{Li} h_{ri}$$

Datos

$$\varepsilon_{Li}(\sigma_{CV} \text{ y } S_{interior}) = 0.0090$$

$$\varepsilon_{Li}(\sigma_{CV} \text{ y } S_{cubierta}) = 0.0050$$

$$\text{Espesor de cada capa de Elastómero } (h_{recI}) = 15 \text{ mm}$$

$$\text{Número de Capas de Elastómeros exteriores} = 2$$

$$\text{Recubrimiento Superior, inferior y lateral } (h_{recC}) = 2.5 \text{ mm}$$

$$\text{Número de Capas de Elastómeros interiores } (n) = 7$$

$$\delta_L = 0.97 \text{ mm}$$

La deflexión total debida a la carga viva más flujo plástico no debe ser mayor que 3 mm

$$\delta_L + \delta_{Flujo Plástico} \leq 3 \text{ mm}$$

$$\delta_L + \delta_{flujo plástico} = 1.345 \text{ Mm} \leq 3 \text{ Mm} \quad \text{OK!}$$

La deflexión por compresión debido a carga muerta inicial y carga viva instantánea en una cara interna de un dispositivo de elastómero reforzado con acero en el

estado límite de servicio y sin impacto no excederá $0.09h_{ri}$, siendo h_{ri} el espesor de una capa interna del dispositivo.

$$\delta_{int(1capa)} = \varepsilon_i * h_{interior} \leq 0.09 * h_{ri}$$

$\varepsilon_{di}(\sigma_{CM} \text{ y } S_{interior}) =$	0.0050	
$\varepsilon_{Li}(\sigma_{CV} \text{ y } S_{interior}) =$	0.0090	
Espesor de cada capa de Elastómero (h_{recl}) =	15	mm

$$\bar{\delta}_{int(1capa)} = 0.21 \text{ Mm}$$

$$0.09 h_{ri} = 1.35 \text{ Mm}$$

$$\bar{\delta}_{int(1capa)} = 0.21 \text{ mm} \leq 0.09 h_{ri} = 1.35 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Verificación de la deformación por corte

Según Art 14.7.6.3.4 (AASHTO LRFD, 2014) La deformación máxima por corte del dispositivo en estado límite de Servicio, Δ_s , se tomará como el desplazamiento horizontal máximo de la superestructura, reducido al considerar la flexibilidad del pilar y modificado por procedimientos constructivos.

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

h_{ri} = Grosor de la capa considerada.

Δ_s = deformación por corte total máxima del apoyo debido a las cargas de servicio aplicables

Cálculo de contracción de acero

$$\Delta_{contr.} = \varepsilon * \Delta_t * L$$

$\Delta_t =$	21	°C
$L_{claro} =$	30000	mm
$\varepsilon =$	1.17E-05	mm/mm/°C
Factor de carga para temp. uniforme (γ_{tu}) =	1	
$\Delta_{contr} =$	7.40	mm
$\Delta_s =$	7.40	mm

$$h_{recl} = 15 \text{ mm} > 2*\Delta_s = 14.8 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Verificación de la rotación

Según Art. 14.7.6.3.5 y C14.7.6.1 (AASHTO LRFD, 2014) El diseño por rotación está implícito en geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A.

Verificación de la estabilidad

Altura total del dispositivo del elastómero reforzado (H)

$$H = (h_{recl} * N_{capas\ elastómero}) + (h_{rec_{zuncho}} * N_{capas_{zuncho}}) + (h_{recc} * N_{capasExt.})$$

$$H = 150 \text{ mm}$$

Para asegurar la estabilidad, el espesor total de la almohadilla no excederá el menor valor de L/3 y W/3 Art. 14.7.6.3.6 (AASHTO LRFD, 2014).

$$H = 150 \text{ mm} \leq \frac{L}{3} = 200 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$H = 150 \text{ mm} \leq \frac{W}{3} = 233 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Verificación del refuerzo

El refuerzo para los dispositivos de elastómero reforzados con acero estará en concordancia con los requerimientos del Art. 14.7.5.3.5 (AASHTO LRFD, 2014):

El grosor mínimo del refuerzo de acero, h, debe ser 1/16".

$$\begin{aligned} \text{Espesor del Zuncho o Acero de Refuerzo } (h_s) &= 5 \text{ mm} \\ h_{smin} &= 1.59 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$h_s = 5 \text{ mm} > h_{smin} = 1.59 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

El grosor mínimo también cumplirá:

- En el estado límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

$$\text{Espesor de cada capa de Elastómero } (h_{ri}) = 15 \text{ mm}$$

Fluencia del Acero para refuerzo (F_y) =	250	N/mm ²	
σ_s =	1.95	N/mm ²	
$h_s = 5 \text{ Mm}$	$\geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y} =$	0.351	mm OK!

- En el estado límite de Fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$F_{TH} = 165.474 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Tabla 6.6.1.2.5-3 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

La Categoría A corresponde a miembros planos laminados o de superficie limpia (excepto aquellos que muestran desgaste y no son recubiertos), con bordes cortados con llama de gas y un valor de rugosidad de 1000 μ -in o menos.

$\delta_L = 0.97 \text{ mm}$			
$h_s = 5 \text{ mm}$	$\geq \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} =$	0.176	mm OK!

4.1.6.2. Diseño de anclaje del apoyo

Todas las platinas de distribución de cargas y apoyos con platinas de acero externas serán positivamente aseguradas a sus soportes atornillando o soldando Art. 14.8.3.1 (AASHTO LRFD, 2014).

Fuerza Mínima Vertical

Si la fuerza de corte factorada sostenida por la almohadilla deformada en el Estado Límite de Resistencia excede 1/5 de la fuerza vertical mínima, P_{sd} , debido a cargas permanentes, la almohadilla debe ser asegurada contra el movimiento horizontal Art. 14.7.6.4 (AASHTO LRFD, 2014).

$$P_{sd} = 522875 \text{ N}$$

$$1/5 * P_{sd} = 104575 \text{ N}$$

Fuerza de corte debido a viento sobre la estructura

$$W_s = \text{Carga Lateral} * \text{Aviento}$$

Carga Lateral del Viento	0.00147	N/mm ²
--------------------------	---------	-------------------

Altura de la viga (d) =	1473.2	mm
Espesor de la Losa (t_{losa}) =	200	mm
Espesor de la acera (t_{acera}) =	200	mm
Altura del Poste (h_{poste}) =	1100	mm
Claro del puente (L) =	30000	mm

Altura de viento

$$D_{Total} = d + t_{losa} + t_{acera} + h_{poste}$$

$D_{total} = 2973.2$ mm

Longitud de viento

$$L_{viento} = \frac{L}{2}$$

$L_{viento} = 15000$ mm

Área de viento

$$A_{viento} = D_{Total} * L_{viento}$$

$A_{viento} = 44598000$ mm²

$W_s = 65704$ N

Fuerza de Corte debido al viento sobre la carga viva

$$W_{L(transv)} = L_{viento} * \text{Componente normal}$$

Componente normal = 0.05414 N/mm

$W_L = 812.1$ N

Fuerza de Corte por Resistencia III o Resistencia V

$$V_{viento} = \frac{\gamma_{ws} * W_s + \gamma_{wl} * W_l}{N^{\circ} \text{Apoyos}}$$

γ_{ws} (Resistencia III)	1.4		
γ_{wl} (Resistencia III)	0	$W_s =$	65704.02 N
γ_{ws} (Resistencia V)	0.4	$W_L =$	812.1 N
γ_{wl} (Resistencia V)	1		
Número de Apoyos	4		

Resistencia III $V_{viento} = 22996.41$ N

Resistencia V $V_{viento} = 6773.427 \text{ N}$

La Fuerza de Corte máxima es: 22996.41 N

$$\frac{1}{5} P_{sd} \geq \text{Fuerza de Corte Máxima}$$

$\frac{1}{5} P_{sd} = 104575 \text{ N} \geq V_{viento} = 22996.41 \text{ N}$ **OK!**

∴ La almohadilla no debe ser asegurada contra el movimiento horizontal.

Diseño de anclaje para apoyos fijos

Carga máxima transversal horizontal por apoyo:

$$H_{transv} = S * a_0 * CM$$

$a_0 = 0.18$

$S = 1.7$

$CM = 392244 \text{ N}$

$H_{transv.} = 120026.6 \text{ N}$

Resistencia al Corte

Según Art. 6.13.2.7 (AASHTO LRFD 2014) la resistencia nominal al corte de un perno de alta resistencia o un perno ASTM A 307 en estado límite de resistencia en conexiones cuya longitud entre los pasadores extremos medidos paralelos a la línea de acción de la fuerza está menos de 1,270 mm se tomará como:

$$R_n = 0.48 A_b * F_{ub} * N_s$$

$A_b =$ área del perno correspondiente al diámetro nominal (mm^2)

$F_{ub} =$ resistencia de tensión mínima del perno especificada en el Art. 6.4.3 (AASHTO LRFD 2014)

$N_s =$ Número de planos de corte por perno

Los pernos no serán menores que 16 mm de diámetro Art 6.13.2.5 (AASHTO LRFD, 2014).

Área del perno

$$A_b = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

Proponer \emptyset perno =	31.75	mm
F_{ub} =	414	N/mm ²
N_s =	2	
A_b =	791.73	mm ²
R_n =	314665.2	N

La resistencia al corte se debe calcular aplicando el factor de resistencia para pernos A 325 en corte especificada en la Tabla 6.5.4.2 (AASHTO LRFD, 2014).

$$R_r = \phi_s * R_n$$

Factor de Resistencia en Corte para Pernos (\emptyset_s) =	0.75
R_n =	314665.2 N
R_r =	235998.9 N

Se debe cumplir la siguiente condición: $R_r > H_{transv}$

R_r =	235999 N	>	$H_{transv.}$ =	120026.6 N	OK!
---------	----------	---	-----------------	------------	------------

Longitud de perno

Según Art. 5.7.5 (AASHTO LRFD, 2014) si no hay armadura de confinamiento en el hormigón que soporta el dispositivo de apoyo, la resistencia al aplastamiento mayorada se deberá tomar como:

$$P_r = \phi P_n \quad P_n = 0.85 * f'_c * A_1 * m$$

El área de perno de anclaje requerida para resistir carga horizontal transversal es:

$$A_1 = \frac{Carga_{a1perno}}{\frac{\sigma_{apoyo}}{N_s}}$$

Esfuerzo del Apoyo: $\sigma_{apoyo} = \phi_b * 0.85 * f'_c * m$

Factor de resistencia para apoyo (\emptyset_b) =	0.7
Resistencia a la compresión del concreto (f'_c) =	28 N/mm ²

Factor de modificación "m" (suposición conservadora) = 0.75

$$\sigma_{\text{apoyo}} = 12.495 \text{ N/mm}^2$$

Carga Transversal por Perno de anclaje

$$Carga_{a1perno} = \frac{H_{\text{transv}}}{N_s}$$

$$H_{\text{transv.}} = 120027 \text{ N}$$

$$N_s = 2$$

$$Carga_{a1perno} = 60013.31 \text{ N}$$

$$A_1 = 9605.972 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 171466.6 \text{ N}$$

$$P_r = 120026.6 \text{ N}$$

Longitud embebida

$$L_{\text{embebida}} = \frac{A_1}{\phi_{\text{perno}}}$$

$$L_{\text{embebida}} = 304 \text{ mm}$$

4.1.6.3. Diseño de Placa de apoyo

Longitud de placa de apoyo

Se proporcionará 1 in. En todos los lados para proveer espaciado adecuado para las conexiones de los pernos

$$L_{\text{placa}} = L_{\text{apoyo}} + 1'' + 1''$$

$$L_{\text{apoyo}} = 600 \text{ mm}$$

$$L_{\text{placa}} = 650.80 \text{ mm}$$

Ancho de la Placa de Apoyo

Se considera el diámetro del perno y la distancia libre del mismo hacia la cara de la almohadilla elastomérica y hacia el borde exterior de la placa en la dirección transversal, por lo tanto, se asume 2.25 in. Más el ancho de la placa

$$W_{\text{placa}} = W_{\text{apoyo}} + 1'' + 1'' + 2.25'' + 2.25''$$

$$W_{\text{apoyo}} = 700 \text{ mm}$$

$$W_{\text{placa}} = 865.1 \text{ mm}$$

Longitud de la placa en voladizo

$$L_{pv} = W_{\text{placa}} - W_{\text{apoyo}}$$

$$L_{pv} = 165.1 \text{ mm}$$

El momento en la placa en voladizo es:

$$M_{pv} = \sigma_s * \frac{L_{pv}^2}{2}$$

$$\begin{aligned}\sigma_s &= 1.95 & \text{N/mm}^2 \\ L_{pv} &= 165.1 & \text{mm} \\ M_{pv} &= 26576.56 & \text{N.mm/mm (ancho)}\end{aligned}$$

Espesor de la Placa del Apoyo
Módulo de Sección Requerido

$$S_{req} = \frac{M_{pv}}{f_s} \quad f_s = 0.55 * f_y$$

$$\begin{aligned}\text{Fluencia del Acero para refuerzo (Fy)} &= 250 & \text{N/mm}^2 \\ f_s &= 138 & \text{N/mm}^2 \\ S_{req} &= 193.28 & \text{mm}^3\end{aligned}$$

El espesor requerido para la placa es: $E_{req} = \sqrt{6 * S_{req}}$

El espesor mínimo para placas de apoyo es 38.1 mm (1 1/2")

$$E_{req} = 34.05 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Usar 40mm}$$

4.2. Diseño de subestructura

4.2.1. Consideraciones iniciales de diseño

El estribo a diseñar resiste un puente con un claro de 30 metros de longitud, altura de estribo de 6920 mm y longitud de 9300 mm. La resistencia a compresión de concreto utilizado en viga de asiento es de 21 MPa, el mortero utilizado para la construcción de muro de mampostería de concreto ciclópeo tendrá una resistencia a la compresión de 14 MPa según el Art. 1005.05 (Ministerio de Transporte e Infraestructura, 2008), acero de refuerzo ASTM A615M Grado 60 que es acero al carbono para diseño de elementos a flexión y cortante con una fluencia de 420 MPa según el Art. 20.2.2.4 (ACI-318, 2014)

4.2.2. Diseño de estribo

Norma de diseño: AASHTO LRFD 2014, Unidades de medida: SI.

Tabla 52: Datos Generales de subestructura

Propiedades de los materiales		
Peso específico del concreto	2,400 Kg/m ³	2.354E-05 N/mm ³

Peso específico Mampostería piedra bolón	2,200 Kg/m ³	2.157E-05	N/mm ³
Peso específico suelo	1,600 Kg/m ³	1.569E-05	N/mm ³
Resistencia del hormigón	210 kg/cm ²	21.00	N/mm ²
Fluencia del acero (Fy)	4200 kg/cm ²	420	N/mm ²
Dimensiones en superestructura			
Ancho total de cubierta		9300	mm
Número de vigas		4	Und.
Longitud de claro del puente		30000	mm
Longitud de viga de asiento		9000	mm
Altura de estribos y aletones			
Altura total de estribo		6920	mm
Altura de aletón parte baja		3440	mm
Longitud de estribos y aletones			
Longitud total de estribo		9300	mm
Longitud de aletón		5820	mm

Fuente: Elaboración Propia

4.2.2.1. Pre-dimensionamiento de estribo

La altura del muro se considera como la distancia entre la superficie del relleno y el fondo de la zapata a lo largo de la superficie de contacto considerada.

Elevación rasante =	1007	msnm	
Elevación fondo del cauce =	1002.4	msnm	
Nivel de desplante =	1000	msnm	
bombeo =	0.08	m	
Altura total de estribo (H) =	6920	mm	
Altura de cimientto (h) =	H/6 ~ H/8 =	865 mm ~ 1153 mm	→ 500 mm (Adoptado)
Ancho de cimientto (B) =	1/2H ~ 2/3H =	3460 mm ~ 4290 mm	→ 4300 mm (Adoptado)
longitud de punta (a) =	H/12 ~ H/6 =	577 mm ~ 1153 mm	→ 200 mm (Adoptado)
longitud de talón (b) =	H/12 ~ H/6 =	577 mm ~ 1153 mm	→ 200 mm (Adoptado)
Ancho corona estribo =	0.08* H ≥ 30=	554 mm	→ 300 mm (Adoptado)

Longitud mínima de cajuela

$$N_{min} = (200 + 0.0017L + (0.0067H)) * (1 + 0.000125S^2)$$

→ Ecuación 4.7.4.4-1 (AASHTO LRFD, 2014)

$$S = 8.31^\circ$$

$$N_{min} = 201.82 \text{ mm} \rightarrow 700 \text{ mm (Adoptado)}$$

La siguiente figura muestra el pre-dimensionamiento de estribo:

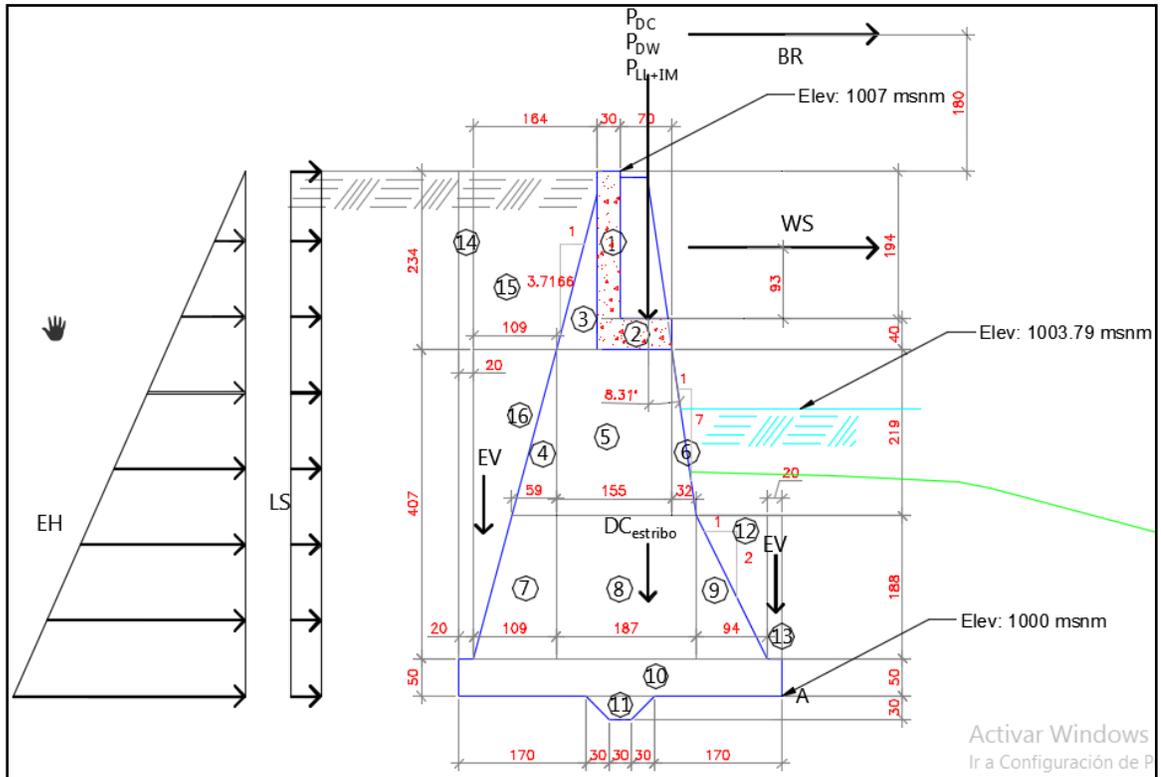


Figura 40: Pre-dimensionamiento de estribo

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2.2. Cargas verticales

Cargas debido al peso de la superficie de rodamiento: DW

$$R_{DW} = 30684.314 \text{ N}$$

$$R_{DW (TOTAL)} = 13.2 \text{ N/mm}$$

Cargas muertas: DC

Carga muerta de la superestructura del puente

$$R_{DC} = 361559.547 \text{ N}$$

$$R_{DC(TOTAL)} = 155.51 \text{ N/mm}$$

Peso propio del estribo de mampostería

Tabla 53: Peso propio estribo de mampostería

Elemento (Figura)	Dimensiones		Volumen (mm ³)	DC (N/mm)	X _A (mm)	X _A .DC (N- mm/mm)
	Base (mm)	Altura (mm)				
1 (Rectángulo)	300 mm	1940 mm	582000	13.70	2250	30820.01
2 (Rectángulo)	1000 mm	400 mm	400000	9.41	1930	18169.57
3 (Triángulo)	550 mm	2340 mm	643500	13.88	2603	36142.41
4 (Triángulo)	590 mm	2190 mm	646050	13.94	3787	52779.10
5 (Rectángulo)	2130 mm	2190 mm	4664700	100.64	2525	254111.22
6 (Triángulo)	320 mm	2190 mm	350400	7.56	1353	10230.75
7 (Trapezio)	840 mm	1880 mm	1579200	34.07	4347	148093.35
8 (Rectángulo)	1870 mm	1880 mm	3515600	75.85	2075	157382.45
9 (Triángulo)	940 mm	1880 mm	883600	19.06	827	15765.22
10 (Rectángulo)	4300 mm	500 mm	2150000	46.38	2150	99727.67
11 (Trapezio)	600 mm	300 mm	180000	3.88	2150	8349.29
Σ				338.38		831571.03

Fuente: Elaboración Propia.

$$DC_{estribo} = 338.38 \text{ N/mm}$$

$$X_A = 2457.51 \text{ mm}$$

Cargas de presión vertical por carga muerta del terreno: EV

Tabla 54: Cargas puertas debido a presión vertical de terreno

Elemento (Figura)	Dimensiones		Volumen (mm ³)	EV (N/mm)	X _A (mm)	X _A .EV (N- mm/mm)
	Base (mm)	Altura (mm)				
12 (Triángulo)	940 mm	1880 mm	883600	13.86	513	7116.91
13 (Rectángulo)	200 mm	1880 mm	376000	5.90	100	589.96

14 (Rectángulo)	200 mm	6410 mm	1282000	20.12	4200	84483.78
15 (Trapezio)	1365 mm	2340 mm	3194100	50.12	3083	154485.47
16 (Triángulo)	1090 mm	4070 mm	2218150	34.80	4317	150237.66
Σ				124.80		396913.79

Fuente: Elaboración Propia.

$$EV = 124.80 \quad \text{N/mm} \quad X_A = 3180.41 \quad \text{mm}$$

Carga viva de la superestructura del puente: LL + IM

La carga vertical LL + IM se encuentra en el diseño de viga de acero ya que se calcularon los efectos por carga viva para el estado Límite de Resistencia.

$$R_{LL+IM} = 426425.917 \quad \text{N} \quad R_{LL+IM(TOTAL)} = 183.41 \quad \text{N/mm}$$

Resumen cargas verticales

Tabla 55: Resumen cargas Verticales

Carga	Tipo	V (N/mm)	X_A (mm)	M_v (N-mm/mm)
R_{DC}	DC	155.51	1780.00	276807.8
$DC_{estribo}$	DC	338.38	2457.51	831571.22
R_{DW}	DW	13.20	1780.00	23496
EV	EV	124.80	3180.41	396913.75
R_{LL+IM}	LL + IM	183.41	1780.00	326469.8
Σ		815.30		1855258.57

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2.3. Cargas horizontales

Cargas Sísmicas: EQ

Nicaragua es un país con grado de sismicidad considerable debido a la aproximación de las placas tectónicas del Coco y del Caribe. El puente a diseñar está ubicado en la zona norte del país con baja frecuencia sísmica lo que no evita que el puente sea diseñado para resistir este tipo de cargas, para el cálculo del

coeficiente sísmico y la aceleración máxima del terreno del puente se hace uso del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC – 07).

Según el Art. 20 (RNC-07, 2007) esta estructura se clasifica como una estructura esencial (Grupo A) ya que tiene una importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso.

Factor de amplificación por tipo de suelo, S.

En la Tabla 2 (RNC-07, 2007) se presentan los factores de amplificación por tipo de suelo, este va en dependencia del tipo de suelo y de la zona sísmica en la cual se encuentra ubicada la estructura Figura 2: Zonificación sísmica de Nicaragua, (anexos, Figura 46).

El Art. 25 (RNC-07, 2007) establece que para tomar en cuenta los efectos de amplificación sísmica debido a las características del terreno, los suelos se dividirán en cuatro tipos, de acuerdo con las siguientes características:

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s

Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s < 750$ m/s

Tipo III: Suelo moderadamente blando, con $180 < V_s < 360$ m/s

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s

El cruce del río San Gabriel está ubicado en el departamento de Jinotega, a unos 15.5 Kilómetros al norte de la ciudad del mismo nombre por lo tanto se clasifica dentro de la zona sísmica B (Anexos, Figura 46); el tipo de suelo es Tipo II debido a que tiene resistencia y no se deshace en polvo o granos sueltos bajo ligera presión. Por lo dicho anteriormente el factor de amplificación por tipo de suelo es igual a 1.7 (anexos, Tabla 114).

El coeficiente a_0 para diseño sismo-resistente por el método estático equivalente se selecciona del MAPA DE ISOACELERACIONES del ANEXO C del RNC -07 (anexos, Figura 47).

El coeficiente de aceleración máxima sísmica del terreno para la estructura del puente de acuerdo a su ubicación es: $a_0 = 0.18$

Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior (RNC-07, 2007)

La reducción por sobrerresistencia está dada por $\Omega = 2$ Art. 22 (RNC-07, 2007).

Datos

$S =$	1.7
$a_0 =$	0.18
$Q' =$	1.5
$\Omega =$	2

Resultado

$$S * a_0 = 0.31 \quad C = 0.28 \quad \rightarrow \quad \text{Pero nunca menor que } (S)(a_0) \\ \rightarrow \quad \text{Por lo tanto} \quad C = 0.31$$

Empuje del Suelo: EH (Análisis de Mononobe - Okabe)

Según la Tabla 3.11.5.3-1 (AASHTO LRFD, 2014) el ángulo de fricción entre materiales (δ) tales como: hormigón masivo sobre arena limosa o arcillosa como material de fundación está entre 24° y 29° (Anexo, Tabla 115).

El ángulo de fricción interna se obtienen suelos se toma de acuerdo al tipo de suelo obtenido del estudio de suelos (Anexos, Tabla 116).

Según el Art. 27 (AASHTO LRFD, 2014) las estructuras se analizarán bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno, por lo tanto: $k_v = 0$.

El ángulo de inclinación del muro respecto a la horizontal se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) \quad \text{dónde:} \quad K_h = 1.66 A \left(\frac{A}{d} \right)^{2.55}$$

- $A =$ máxima aceleración sísmica (adimensional)
 $K_h =$ coeficiente de aceleración sísmica horizontal (adimensional)
 $d =$ desplazamiento lateral del muro (mm)

Los empujes del suelo utilizados para diseñar los estribos se deberían seleccionar de modo que sean consistentes con el requisito de que el estribo no debe moverse más que 38 mm en sentido lateral Art. C11.5.2 (AASHTO LRFD, 2014).

Datos

$K_v =$	0	
$\beta =$	0 °	0
$\phi =$	30 °	0.524
$\delta =$	24 °	0.419
$i =$	0 °	0
$d =$	38	mm
$A = C =$	0.31	
$\gamma =$	1600.00	Kg/m ³
aceleración de la gravedad (g) =	9.80	m/s ²
Altura total de estribo (H) =	6920	mm
$H_{(\text{muro de respaldo})} =$	2340	mm
$H_{(\text{cuerpo del estribo})} =$	4080.0	mm
$H_{(\text{base del estribo})} =$	500.0	mm

Resultados

coeficiente de empuje activo sísmico (K_{AE}) =	0.176	
Empuje de suelo ($E_{AE-\text{muro de respaldo}}$) =	7.548	N/mm
Empuje de suelo ($E_{AE-\text{cuerpo del estribo}}$) =	22.948	N/mm
Empuje de suelo ($E_{AE-\text{base del estribo}}$) =	0.345	N/mm

Carga lateral debido a la sobrecarga viva en el muro de respaldo

Datos

$H_{(\text{muro de respaldo})} =$	2340	Mm	Interpolación
-----------------------------------	------	----	----------------------

$\gamma_s =$	1600.00	Kg/m ³	Altura de muro (mm)	h_{eq} (mm)
$g =$	9.80	m/s ²	1524	1524
$h_{eq} =$	1279.20	Mm	2340	1279.2
$k = k_{AE} =$	0.176		3048	1066.8

Resultados

empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga uniforme (Δ_p respaldo) = 0.0035 MPa
 Altura de muro de respaldo ($H_{muro\ de\ respaldo}$) = 2340 mm
 Carga lateral debido a la sobrecarga ($R_{LS\ respaldo}$) = 8.26 N/mm

Carga lateral debido a la sobrecarga viva en el cuerpo del estribo

Datos

$H_{(cuerpo\ del\ estribo)} =$	4080.0	mm	Interpolación	
$\gamma_s =$	1600.00	Kg/m ³	Altura de cuerpo (mm)	h_{eq} (mm)
$g =$	9.80	m/s ²	3048	1066.8
$h_{eq} =$	912.00	mm	4080.0	912
$k = k_{AE} =$	0.176		6096	609.6

Resultados

empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga uniforme (Δ_p - cuerpo) = 0.0025 MPa
 Altura de muro de respaldo ($H_{cuerpo\ del\ estribo}$) = 4080 mm
 Carga lateral debido a la sobrecarga ($R_{LS\ cuerpo}$) = 10.241 N/mm

Carga lateral debido a la sobrecarga viva en la base del estribo

Datos

$H_{(base\ del\ estribo)} =$	500.0	mm	Interpolación	
$\gamma_s =$	1600.00	Kg/m ³	Altura de base (mm)	h_{eq} (mm)
$g =$	9.80	m/s ²	500.0	1831.2
$h_{eq} =$	1831.20	mm	1524.0	1524.0

$$k = k_{AE} = 0.176 \quad 3048 \quad 1066.8$$

Resultados

empuje horizontal constante del suelo debido a la sobrecarga uniforme ($\Delta p - base$) =	0.0051	MPa
Altura de base del estribo ($H_{base\ del\ estribo}$) =	500	mm
Carga lateral debido a la sobrecarga ($R_{LS\ base}$) =	2.525	N/mm

Cargas de viento sobre la estructura: WS

$D_{(total)}$ =	3023	mm
$LD_{(viento)}$ =	15000	mm

El área del viento es:

$$A_{viento} = 45348000 \text{ mm}^2$$

La presión horizontal del viento es:

$$P_D \text{ ó } P_Z = 1.47E-03 \text{ N/mm}^2$$

Resultados

$$WS = 4.45 \text{ N/mm}$$

Según el Art. 3.8.1.2.1 (AASHTO LRFD, 2014) establece que la carga de viento no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en el plano de cordón de barlovento.

$$WS = 4.45 \text{ N/mm} > 4.40 \text{ N/mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Fuerza de frenado: BR

Datos

Carga carril de diseño	9.30 N/mm
Carga de fatiga	Peso del eje delantero 35,585.8 N
camión HL - 93	Peso primer eje trasero 142,343.0 N
	Peso segundo eje trasero 142,343.0 N

Tándem de diseño	Eje 1 Eje 2	111,205.5 N 111,205.5 N	
BR _{camión} =	25% camión de diseño	BR _{camión} =	80,068.0 N
BR _{tandem} =	25% tandem de diseño	BR _{tandem} =	55,602.8 N
BR _{camión+carril} =	5% Camión diseño + carga carril	BR _{camión+carril} =	29,963.6 N
BR _{tandem+carril} =	5% tandem diseño + carga carril	BR _{tandem+carril} =	25,070.6 N
BR _{máx} =	80067.96	N	→ por apoyo

$$BR_{\text{máx TOTAL}} = 8.6 \text{ N/mm}$$

Cargas debido a la Temperatura: TU

De acuerdo al Art. 6.4.1 (AASHTO LRFD, 2014) el módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica para todos los grados de acero estructural se toman con 200000 MPa y 1.17E-5 mm/mm/°C, respectivamente. El clima predominante en la zona es de Sabana Tropical de Altura. La temperatura media oscila entre los 19° y 21° grados centígrados.

$$\varepsilon = 1.17\text{E-}05 \text{ mm/mm/}^\circ\text{C}$$

Cálculo de expansión de acero

$$\Delta_{exp.} = \varepsilon * \Delta_t * L$$

$$\Delta_t = 19 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$L_{claro} = 30000 \text{ mm}$$

$$\Delta_{exp} = 6.7 \text{ mm}$$

Cálculo de contracción de acero

$$\Delta_{contr.} = \varepsilon * \Delta_t * L$$

$$\Delta_t = 21 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$L_{claro} = 30000 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{contr}} = 7.4 \text{ mm}$$

Conocidas la expansión y contracción del acero las cargas debidas al aumento o disminución de temperatura de determinan mediante la siguiente ecuación:

$$H_u = G * A * \frac{\Delta U}{h_{rt}}$$

G = Módulo de corte Elastomérico

A = área de apoyo de neopreno

h_{rt} = Altura total de apoyo

Δ_u = Expansión o contracción de acero

G = 0.66

W = 700.0

L = 600.0

Área de apoyo (A) = 420000.0

h_{rt} = 150.0

Carga debida al aumento de temperatura:

h_u (aumento de temp.) = 12381.6 N → por apoyo

h_u (aumento de temp. TOTAL) = 5.3 N/mm

Carga debido a la disminución de temperatura:

h_u (disminución de temp.) = 13675.2 N → por apoyo

h_u (disminución de temp. TOTAL) = 5.9 N/mm

Resumen cargas horizontales

Tabla 56: Resumen cargas horizontales

Carga	Tipo	H (N/mm)	X_A (mm)	M_H (N-mm/mm)
EAE (muro de respaldo)	EH	7.550	5350	40392.5

E_{AE} (cuerpo del estribo)	EH	22.950	1856.67	42610.50
E_{AE} (base del estribo)	EH	0.35	166.67	58.33
R_{LS} respaldo	LS	8.26	5750	47495.00
R_{LS} cuerpo	LS	10.24	2540	26009.60
R_{LS} base	LS	2.53	250	632.50
WS	WS	4.45	5950	26477.50
$BR_{m\acute{a}x}$	BR	8.61	8720	75079.20
H_U (disminución de temp.)	TU	5.88	5950	34986.00
Σ		70.82		293741.13

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2.4. Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Se tomará en cuenta los Estados límites de Resistencia I y III aplicables en este caso y con un valor de $n = n_D n_{RNi} = 1$, existen numerosas combinaciones de factores de carga y para cada estado límite como se deduce de Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014). El diseñador debe seleccionar los factores de carga apropiados en cada tipo de carga. Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento, observando en el gráfico las cargas actuantes, se utilizarán los factores γ máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) las cuales generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH, LSy, WS, BR, CR+SH+TU). En cambio, para las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LS) se utilizaran factores de carga γ mínimos que se denominarán Ia y IIIa, respectivamente. Para el chequeo de presiones en base y diseño estructural se utilizan los factores γ máximos tanto en cargas verticales como horizontales que denominaremos Ib y IIIb, respectivamente (Serquén, 2017).

Factores de carga utilizados

Tabla 57: Factores de carga utilizados

--	--	--	--	--

Estado Límite	Resistencia I a	Resistencia I b	Resistencia III a	Resistencia III b
γ_{DC}	0.9	1.25	0.9	1.25
γ_{DW}	0.65	1.5	0.65	1.5
γ_{EV}	1	1.35	1	1.35
γ_{LL+IM}	0	1.75	0	0
γ_{EH}	1.5	1.5	1.5	1.5
γ_{LSx}	1.75	1.75	0	0
γ_{WS}	0	0	1.4	1.4
γ_{BR}	1.75	1.75	0	0
γ_{TU}	0.5	0.5	0.5	0.5
Aplicación	Deslizamiento y vuelco	Presiones y resistencia	Deslizamiento y vuelco	Presiones y resistencia

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

Cargas Verticales Factoradas V_u

Tabla 58: Cargas Verticales factoradas

Tipo	DC		DW	EV	LL + IM	
Carga	$R_{DC(TOTAL)}$	$DC_{estribo}$	$R_{DW(TOTAL)}$	EV	$R_{LL+IM(TOTAL)}$	$\sum V_u$
UM	N/mm	N/mm	N/mm	N/mm	N/mm	N/mm
V (N/mm)	155.51	338.38	13.20	124.80	183.41	
Resistencia I a	139.96	304.54	8.58	124.80	0.00	577.88
Resistencia I b	194.39	422.97	19.80	168.48	320.97	1126.61
Resistencia III a	139.96	304.54	8.58	124.80	0.00	577.88
Resistencia III b	194.39	422.97	19.80	168.48	0.00	805.64

Fuente: Elaboración Propia.

Momento estabilizador por cargas verticales Factoradas M_{vu}

Tabla 59: Momento estabilizador por cargas verticales factoradas

Tipo	DC		DW	EV	LL + IM	
Carga	$R_{DC(TOTAL)}$	$DC_{estribo}$	$R_{DW(TOTAL)}$	EV	$R_{LL+IM(TOTAL)}$	$\sum M_{vu}$

UM	N- mm/mm	N-mm/mm	N- mm/mm	N- mm/mm	N-mm/mm	N-mm/mm
M_v (N- mm/mm)	276807.8	831571.2	23496.0	396913.8	326469.8	
Resistencia I a	249127.0	748414.1	15272.4	396913.8	0	1409727.3
Resistencia I b	346009.8	1039464.0	35244.0	535833.6	571322.2	2527873.5
Resistencia III a	249127.0	748414.1	15272.4	396913.8	0	1409727.3
Resistencia III b	346009.8	1039464.0	35244.0	535833.6	0	1956551.3

Fuente: Elaboración Propia.

Cargas Horizontales Factoradas H_u

Tabla 60: Cargas horizontales factoradas

Tipo	Carga	H (N/mm)	Resistencia I a (N/mm)	Resistencia I b (N/mm)	Resistencia III a (N/mm)	Resistencia III b (N/mm)
EH	EAE (respaldo)	7.55	11.33	11.33	11.33	11.33
	EAE (cuerpo)	22.95	34.43	34.43	34.43	34.43
	EAE (base)	0.35	0.53	0.53	0.53	0.53
LS	R_{LS} respaldo	8.26	14.46	14.46	0	0
	R_{LS} cuerpo	10.24	17.92	17.92	0	0
	R_{LS} base	2.53	4.43	4.43	0	0
WS	WS	4.45	0	0	6.23	6.23
BR	$BR_{m\acute{a}x}$	8.61	15.0675	15.0675	0	0
TU	H_U (dism. de temp.)	5.88	2.94	2.94	2.94	2.94
ΣH_u	N/mm		101.09	101.09	55.45	55.45

Fuente: Elaboración Propia.

Momento de vuelco por cargas horizontales Factoradas M_{hu}

Tabla 61: Momento de vuelco por cargas horizontales

Tipo	Carga	M_H N.mm/mm	Resist. I a (N/mm)	Resist. I b (N/mm)	Resist. III a (N/mm)	Resist. III b (N/mm)
------	-------	------------------	-----------------------	-----------------------	-------------------------	-------------------------

EH	E _{AE} respaldo	40392.50	60588.75	60588.75	60588.75	60588.75
	E _{AE} (cuerpo)	42610.50	63915.75	63915.75	63915.75	63915.75
	E _{AE} (base)	58.33	87.50	87.50	87.50	87.50
LS	R _{LS} respaldo	47495.00	83116.25	83116.25	0	0
	R _{LS} cuerpo	26009.60	45516.80	45516.80	0	0
	R _{LS} base	632.50	1106.88	1106.88	0	0
WS	WS	26477.5	0	0	37068.5	37068.5
BR	BR _{máx}	75079.2	131388.6	131388.6	0	0
TU	H _U dism. temp	34986	17493	17493	17493	17493
Σ M _{HU}	N/mm		403213.52	403213.52	179153.50	179153.50

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2.5. Chequeo y estabilidad de esfuerzos

Vuelco alrededor del punto "A"

Excentricidad actuante

$$X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$$

$$e = \frac{B}{2} - X_0$$

Dónde: B =

Ancho del cimiento (mm)

Ancho del cimiento (B) = 4300 mm

e_{máx} =

1433 mm

Tabla 62: Revisión por vuelco de estribo

Estado	V _U	M _{VU}	M _{HU}	$X_0 = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - X_0$	e _{máx} = B/3
U/M	N/mm	N-mm/mm	N-mm/mm	mm	mm	mm
Resistencia I a	577.88	1409727.26	403213.52	1741.73	408.27	1433 OK!
Resistencia I b	1126.61	2527873.48	403213.52	1885.89	264.11	1433 OK!
Resistencia III a	577.88	1409727.26	179153.50	2129.46	20.54	1433 OK!
Resistencia III b	805.64	1956551.33	179153.50	2206.19	-56.19	1433 OK!

Fuente: Elaboración Propia.

4.2.2.6. Deslizamiento en base del estribo

$$R_R = \phi \tau R \tau + \phi_{ep} R_{ep}$$

Ecuación 10.6.3.4-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Dónde:

$R_\tau =$ Resistencia nominal al resbalamiento entre el suelo y fundación (N)

$$R_\tau = (Vu) \tan \delta$$

Y dónde:

$Vu =$ Fuerza vertical sobre el cimiento

$\delta =$ ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

Los valores ϕ_τ , ϕ_{ep} se determinan en las Tablas 11.5.7-1 y 10.5.5.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2014). Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $\phi_{ep} = 0$ para los estados límites de resistencia y evento extremo.

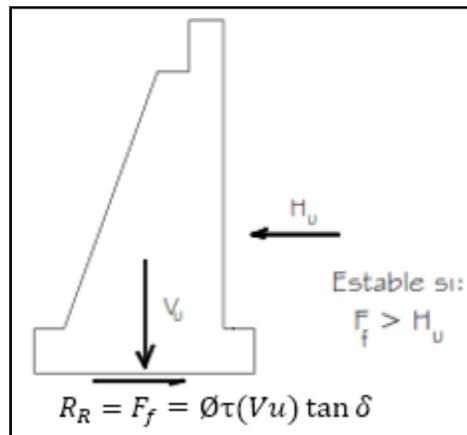


Figura 41: Resistencia al deslizamiento de muro

Fuente: (Serquén, 2017).

Datos

	Grados	Radianes
$\delta =$	24 °	0.419
$\phi_\tau =$	1	

Resultados

Tabla 63: Resistencia al deslizamiento

Estado	V_u	$R_R = F_f = \phi_\tau(V_u) \tan \delta$	H_u	

U/M	N/mm	N/mm	N/mm	Estable por deslizamiento
Resistencia I a	577.88	257.37	101.09	OK!
Resistencia I b	1126.61	501.76	101.09	OK!
Resistencia III a	577.88	257.37	55.45	OK!
Resistencia III b	805.64	358.81	55.45	OK!

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.7. Presiones actuantes en la base del estribo

Para el diseño para el estado límite de resistencia se calculan los esfuerzos en una distribución uniforme.

La excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas se encuentra de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$e = \frac{\sum \text{momentos factorados actuantes}}{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes}}$$

Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q se calcula mediante la ecuación 11.6.3.2-1 (AASHTO LRFD, 2014):

$$q = \frac{\sum \text{fuerzas verticales factoradas actuantes} / \text{unidad de longitud}}{B - 2e}$$

Dónde:

$B =$ ancho del cimiento (mm)

$B - 2e =$ ancho efectivo del cimiento (mm)

$V_u =$ suma de las fuerzas verticales factoradas

Se compara q ó $q_{m\acute{a}x}$, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado (anexo, Figura 50):

$$q_R \leq \phi_b * q_n$$

Ecuación 10.6.3.1.1-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Dónde:

$q_n = q_u =$ capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado

$\phi_b =$ factor de resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1, 11.5.7-1 y Art. 11.5.8)

Ancho del cimiento (B) = 4300 mm

Con el propósito de determinar los parámetros de suelo necesario para el dimensionamiento de fundaciones se realizó el estudio de suelos el cual dio como resultado una capacidad de soporte de 3 kg/cm² para ambos sondeos

$q_u = 3$ kg/cm² → Obtenido de estudio de suelos

$\phi_b = 1$ → Obtenido de Tabla 10.5.5.2.2-1 (AASHTO LRFD, 2014)

$q_R = 3$ kg/cm² → 0.30 N/mm²

Tabla 64: Resultados de capacidad resistente del suelo

Estado	V_u	M_{vu}	M_{Hu}	$X_0 = \frac{M_{vu} - M_{Hu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - X_0$	$q = \frac{V_u}{B - 2e}$	q_R
U/M	N/mm	N-mm/mm	N-mm/mm	mm	mm	N/mm ²	N/mm ²
Resistencia I a	577.88	1409727.26	403213.52	1741.73	408.27	0.166	0.3 OK!
Resistencia I b	1126.61	2527873.48	403213.52	1885.89	264.11	0.30	0.3 OK!
Resistencia III a	577.88	1409727.26	179153.50	2129.46	20.54	0.136	0.3 OK!
Resistencia III b	805.64	1956551.33	179153.50	2206.19	-56.19	0.187	0.3 OK!

Fuente: Elaboración propia.

4.2.3. Diseño de muro de respaldo

4.2.3.1. Efectos de fuerzas en muro de respaldo

Se utiliza el método convencional basado en la resistencia de materiales para diseñar el muro de respaldo.

Para la combinación y análisis de los efectos de fuerza en muro de respaldo, son necesarias sus dimensiones, las cargas apropiadas y la ubicación de la aplicación de las cargas.

Los efectos de fuerzas en el muro de respaldo del estribo son los siguientes:

- La fuerza vertical factorada en la base del muro de respaldo: $F_{v(muro)}$.
- La fuerza cortante longitudinal factorada en la base del muro de respaldo: $V_{u(muro)}$.
- El momento factorado en la base del muro de respaldo: $M_{u(muro)}$.

Los siguientes estados límites son analizados para el caso del muro de respaldo:

	γ_{DC}	γ_{LL}	γ_{EH}	γ_{LSx}
• Estado Límite de resistencia I	1.25	1.75	1.35	1.75
• Estado Límite de resistencia III	1.25	0	1.35	0
• Estado Límite de resistencia V	1.25	1.35	1.35	1.35
• Estado Límite de servicio I	1	1	1	1

Las cargas actuantes en el muro de respaldo son: Carga muerta del muro CM_{muro} , Reacción de la carga viva R_{LL} , Empuje horizontal de suelo E_{AE} , Sobre carga lateral R_{LS} , (Anexo, Figura 38).

Altura de pared trasera o muro de respaldo (H) =	1940 mm	
CM_{MURO} =	13.70	N/mm
R_{LL} =	183.41	N/mm
Empuje de suelo ($E_{AE-muro\ de\ respaldo}$) =	7.548	N/mm
Carga lateral de sobrecarga ($R_{LS\ respaldo}$) =	8.26	N/mm

Tabla 65: Efectos de fuerzas en muro de respaldo

ESTADO	F_v (muro)	V_u (muro)	M_u (muro)
U/M	N/mm	N/mm	N-mm/mm
• Estado Límite de resistencia I	338.09	24.64	23900.8

• Estado Límite de resistencia III	17.13	10.19	9884.3
• Estado Límite de resistencia V	264.73	21.34	20699.8
• Estado Límite de servicio I	197.11	15.81	15335.7

Fuente: Elaboración propia.

La máxima fuerza vertical factorada en el muro de respaldo, fuerza cortante y momento es para el estado límite de Resistencia I:

$$\begin{aligned} Fv_{(muro)} &= \mathbf{338.09} \quad \mathbf{N/mm} \\ Vu_{(muro)} &= \mathbf{24.64} \quad \mathbf{N/mm} \\ Mu_{(muro)} &= \mathbf{23900.80} \quad \mathbf{N-mm/mm} \end{aligned}$$

4.2.3.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizan los requisitos de refuerzo mínimo de acuerdo al Art. 5.7.3.3.2 (AASHTO LRFD, 2014).

El Art. 5.7.3.3.2 establece que el momento de fisuración se toma como el menor valor de las siguientes condiciones:

- 1.22 veces el momento de fisuración (M_{cr})
- 1.33 veces el momento último (M_u)

Cálculo de momento de fisuración:

$$M_{cr} = f_r * \frac{I_g}{y_t}$$

Dónde:

M_{cr} = momento de fisuración (N.mm)

f_r = módulo de rotura del hormigón como se especifica en Art. 5.4.2.6 (MPa).

I_g = momento de inercia bruto (mm^4)

y_t = distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada (mm)

Según el Art. 5.4.2.6 el módulo de ruptura (f_r) en MPa para concretos de densidad normal se toma de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$$

$$f_r = 2.89 \text{ N/mm}^2$$

Cálculo del momento de Inercia (I_g):

$$H_{\text{respaldo}} = 1940 \text{ mm}$$

$$b = 1 \text{ mm}$$

$$I_g = 608448667 \text{ mm}^4$$

Distancia entre el eje neutro y la fibra extrema traccionada

$$y_t = H_{\text{respaldo}}/2 = 970 \text{ mm}$$

$$M_{cr} = 1810933 \text{ N.mm/mm}$$

Los valores obtenidos son:

$$1.22 M_{cr} = 2209338.4 \text{ N.mm/mm}$$

$$1.33 M_u = 31788.06 \text{ N.mm/mm}$$

Se utiliza el menor momento para el chequeo de requisitos mínimos de acero de refuerzo.

$$M_u = 31788.1 \text{ N.mm/mm}$$

Cantidad requerida de acero:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi * b * d_e^2}$$

dónde:

d_e = Profundidad efectiva del elemento

Art. 5.5.4.2.1 establece los factores de resistencia en este caso para diseño por flexión se utiliza $\phi = 0.9$

$$\text{Diámetro de varilla} = 1/2 \quad 12.700 \text{ mm}$$

$$\text{Espesor de muro} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 60 \text{ mm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$d_e = 234 \text{ mm}$$

$$R_n = 0.647 \text{ N/mm}^2$$

Cuantía de acero:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right)$$

$$f'_c = 21.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$F_y = 420.00 \quad \text{N/mm}^2$$

$$\rho = 0.0015695$$

Área de acero

$$A_s = \rho * b * d_e$$

$$A_s = 0.367 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Se proponen varilla de acero No. 4

$$\text{Diámetro de varilla} = 1/2 \quad 12.700 \text{ mm}$$

$$\text{área de varilla (A}_v\text{)} = 126.68 \quad \text{mm}^2$$

Separación requerida para varilla de acero No. 4: 345.170 mm

Utilizar con una separación @ 300 mm para mayor precisión constructivamente: 300 mm.

$$A_s = 0.42 \quad \text{mm}^2/\text{mm}$$

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm.

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} > 300 \text{ mm} \quad S_{\text{req}} < S_{\text{min}} \quad \text{OK!}$$

Usar	Varillas	1/2 in	@	300 mm	→ Refuerzo vertical
					→ Para ambas caras frontal y trasera

El (ACI-318, 2014) establece en Art. 7.7.6. que el refuerzo de retracción y temperatura debe colocarse en forma perpendicular al refuerzo a flexión.

En el Art. 5.10.8.2 (AASHTO LRFD, 2014) se especifica se debe colocar refuerzo perpendicular al refuerzo a flexión para resistir los esfuerzos de retracción y temperatura este acero puede proveer en forma de barras de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$A_s \geq \frac{0.75 * b * h}{2(b + h) * f_y} \quad \text{Ecuación 5.10.8-1 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

Esta ecuación deberá satisfacer lo siguiente:

$$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq A_s \leq 1.270 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{Ecuación 5.10.8-2 (AASHTO LRFD, 2014)}$$

$b =$	1940	mm
Fluencia del acero (F_y) =	420	N/mm²
$h =$	300	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.2400	mm²/mm

Verificando si cumple con ecuación 5.10.8-2 (AASHTO LRFD, 2014)

$$0.233 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0.2400 < 1.27 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad \text{OK!}$$

Ancho de faja equivalente =	1940	mm
área de acero (A_s) =	465.60	mm²
Diámetro de varilla =	1/2	12.700 mm
área de varilla (A_v) =	126.68	mm²
Cantidad de Varillas =	4	
Separación requerida (S_{req}) =	485.00	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm.

$$S_{m\acute{a}x} = 450 \text{ mm} > 485 \text{ mm} \quad S_{req} < S_{min} \quad \text{No cumple}$$

Proponer una separación @ 200 mm para mayor precisión constructivamente y para cumplir requisito de separación mínima

Separación requerida (S_{req}) =	200	mm
área de acero por mm (A_s) =	0.633	mm²/mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero

$$\text{área de acero } (A_s) = 1228.77 \text{ mm}^2$$

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la cantidad mínima de acero a utilizar es 0.57 mm²/mm

$$\text{área de acero mínima } (A_{s \text{ min}}) = 0.57 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$\text{área de acero mínima total } (A_{s \text{ min}}) = 1106 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1228.7685 \text{ mm}^2 > 1106 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK!}$$

Usar 4 varillas 1/2 in @ 200 mm

→ Refuerzo horizontal

→ Para ambas caras frontal y trasera

4.2.3.3. Diseño por cortante

Se verifica el diseño por cortante del muro de respaldo el cuál debe resistir a la fuerza cortante longitudinal factorada:

$$V_u \text{ (muro)} = 24.64 \text{ N/mm}$$

La resistencia al corte mayorada, V_r , se toma a como se especifica en el Art. 5.8.2.1 (AASHTO LRFD, 2014).

$$V_r = \phi * V_n$$

Dónde:

V_n = resistencia nominal al corte especificada en el Art. 5.8.3.3 (AASHTO LRFD, 2014)

ϕ = factor de resistencia especificado en el Art. 5.5.4.2 (AASHTO LRFD, 2014)

El factor de resistencia ϕ para corte y torsión se considera como:

$$\text{Hormigón de densidad normal: } 0.9$$

Hormigón de baja densidad: 0.7

La resistencia nominal al corte se deberá tomar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{y} \quad V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v$$

Dónde: Sí $\alpha = 90^\circ$ Vs se calcula como sigue:

$$V_c = 0.0083\beta\sqrt{f'c} * b_v * d_v \quad V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{S}$$

Dónde:

b_v = ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v

d_v = altura de corte efectiva

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Art. 5.8.3.4

Datos

$b_v = 1$ mm

$d_v = 233.65$ mm

$\beta = 2$

$\theta = 45^\circ$

$A_v = 126.68$ mm²

$S = 300$ mm

Resultados

$V_c = 17.774$ N/mm

$V_s = 25582.74$ N/mm

$V_{n1} = 25600.5$ N/mm

$V_{n2} = 1226.7$ N/mm

la resistencia nominal al corte es: $V_n = 1226.7$ N/mm

$V_r = 858.69$ N/mm

$$V_u \text{ (muro)} = 24.64 \quad \text{N/mm} \quad \leq \quad V_r = 858.69 \quad \text{N/mm}$$

4.2.4. Diseño de viga de asiento

4.2.4.1. Efectos de fuerzas en viga de asiento

La viga de asiento soporta las cargas de la superestructura a través de las vigas longitudinales, para determinar el acero de refuerzo se consideran: la carga muerta de la superestructura, el peso propio de la viga de asiento y la carga viva producto de las reacciones del camión de diseño HL-93.

El máximo momento y la fuerza cortante factorado producido por las cargas muertas en superestructura, carga viva de camión HL-93 es:

La sollicitación mayorada es:

$$M_u = 85953568.7 \quad \text{N.mm}$$

La sollicitación mayorada es:

$$V_u = 1306432.32 \quad \text{N}$$

Carga muerta en viga de asiento

$CM_{\text{viga-asiento}} = \gamma_c * H * A$	<i>Peso específico concreto (γ_c)</i> =	2.354E-05	N/mm³
	<i>Alto de la viga (H)</i> =	400	mm
	<i>Ancho de la viga (A)</i> =	1000	mm

$$CM_{\text{viga de asiento}} = 9.4 \quad \text{N/mm}$$

Momento producido en viga de asiento:

$$M_{cm} = \frac{W * l^2}{8}$$

Largo de la viga (L) = 9000 mm

$M_{\text{viga de asiento}} = 95319625.3 \text{ N/mm}$

La sollicitación mayorada es:

$M = 125107008 \text{ N.mm}$

Cortante producido en viga de asiento

$$V = \frac{W * L}{2}$$

$V_{\text{viga de asiento}} = 42364.3 \text{ N}$

La sollicitación mayorada es:

$V = 55603.11 \text{ N}$

Momento y cortante último de diseño total ya factorados es:

$M_u = 211060577 \text{ N.mm}$

$V_u = 1362035.43 \text{ N}$

4.2.4.2. Acero por flexión en viga de asiento

Datos

Diámetro de varilla = 5/8 15.875 mm

$\emptyset = 0.9$

J (asumido) = 0.9

Alto de la viga (H) = 400 Mm

$F_y = 420 \text{ N/mm}^2$

recubrimiento (r) = 50 Mm

$z = 57.94 \text{ Mm}$

$d = 342 \text{ Mm}$

Momento último (M^+) = 211060577 N.mm

Resistencia comp. concreto ($f'c$) =	21	N/mm²
Ancho de la viga (b)=	1000	Mm

Ecuaciones

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * Fy * J * d} \qquad Jd = d - \frac{a}{2}$$

$$a = \frac{A_s * Fy}{0.85 * f'c * b} \qquad J = \frac{Jd}{d}$$

Resultados primera iteración

área de acero (A_s) =	1813.71	mm²
a =	42.675	mm

Resultados segunda iteración

Jd =	320.72	mm
J =	0.938	
área de acero (A_s) =	1740.94	mm²
a =	40.963	mm

Resistencia a la flexión

Según lo especificado en Art. 5.7.3.2.1 la resistencia a la flexión mayorada de tomará de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Mr = \phi * Mn$$

Mn = Resistencia nominal a la flexión

ϕ = Factor de resistencia debido a flexión

Para el diseño de elementos sometidos a flexión se realiza mediante la Ecuación 3.3 libro de Diseño de estructuras de concreto Arthur Nilson deducida de ACI 318 (Nilson, 2001).

$$Mn = A_s * Fy \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

Resistencia nominal a flexión (M_n) = 235137755 N.mm
 Resistencia a flexión mayorada (M_r) = 211623979 N.mm

$M_r = 211623979$ N.mm > 211060577 N.mm $M_r > M_u$ **OK!**

Armadura Mínima

Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta en la cual las cargas aplicadas externamente provocan tensión de tracción (mm^3):

$$S_c = \frac{b * d^2}{6}$$

$S_c = 19501125.7$ mm^3

Según el Art. 5.4.2.6 el módulo de ruptura (f_r) en MPa para concretos de densidad normal se toma de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$$

$f_r = 2.89$ N/mm^2

Momento de fisuración

$$M_{cr} = S_c * f_r$$

$M_{cr} = 56300192.2$ N.mm

El Art. 5.7.3.3.2 establece que el momento de fisuración se toma como el menor valor de las siguientes condiciones:

✓ 1.22 veces el momento de fisuración (M_{cr})

$1.22 M_{cr} = 68686234.5$ N.mm

✓ 1.33 veces el momento último (M_u)

$1.33 M_u = 280710567$ N.mm

Utilizamos el menor valor de las condiciones

Para este caso 68686234.5 N.mm

$M_r = 211623979$ N.mm > 68686234.5 N.mm $M_r > 1.22 M_{cr}$ **OK!**

Cálculo de acero perpendicular al tráfico en la parte inferior de la losa (dirección primaria)

área de acero (A_s) =	1740.94	mm^2
Diámetro de varilla =	5/8	15.875 mm
área de varilla (A_v) =	197.93	mm^2
Cantidad de Varillas =	10	
Ancho la viga =	1000	mm
Separación requerida (S_{req}) =	90.00	mm

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la separación máxima a utilizar es 450 mm

$$S_{\text{máx}} = 450 \text{ mm} > 90 \text{ mm} \quad S_{\text{req}} < S_{\text{máx}} \quad \text{OK!}$$

Utilizar con una separación @ 180 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) =	180	mm
área de acero por mm (A_s) =	1.100	mm^2/mm

Debido a la disminución de la separación entre barras de acero habrá un aumento en el área de acero

área de acero (A_s) =	1099.63	mm^2
---------------------------	---------	---------------

Según el Art. 9.7.2.5 (AASHTO LRFD, 2014) la cantidad mínima de acero a utilizar es 0.57 mm^2/mm

área de acero mínima ($A_{s \text{ min}}$) =	0.57	mm^2/mm
área de acero mínima en faja equivalente ($A_{s \text{ min}}$) =	570	mm^2

$$A_s = 1099.63 \text{ mm}^2 > 570 \text{ mm}^2 \quad A_s > A_{s \text{ min}} \quad \text{OK!}$$

<p>Usar 10 varillas 5/8 in @ 180 mm</p>	<p>→ Refuerzo por flexión</p> <p>→ Ambas caras superior e inferior</p>
--	--

4.2.4.3. Acero por cortante en viga de asiento

Se determina el área de acero a utilizar por cortante a partir del cortante último de diseño.

$$V_u = 1362035.43 \quad \text{N}$$

$$A_{v.min} = \frac{0.35 * b_w * S}{F_{yt}} \quad \text{Sección 18.12.7.6 (b) (ACI-318, 2014)}$$

Dónde:

S = Separación propuesta (mm)

b_w = Ancho de la viga

F_{yt} = Fluencia del acero de refuerzo (N/mm²)

Datos

S = 250 mm

b_w = 1000 mm

F_{yt} = 420 N/mm²

Resultados

$A_{v.min}$ = 208.33333 mm²

La resistencia al corte mayorada, V_r , se toma a como se especifica en el Art. 5.8.2.1 (AASHTO LRFD, 2014).

$$V_r = \phi * V_n$$

Dónde:

V_n = resistencia nominal al corte Art. 5.8.3.3 (AASHTO LRFD, 2014)

ϕ = factor de resistencia Art. 5.5.4.2 (AASHTO LRFD, 2014)

El factor de resistencia ϕ para corte y torsión se considera como:

Hormigón de densidad normal: 0.9

Hormigón de baja densidad: 0.7

La resistencia nominal al corte se deberá tomar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{y} \quad V_n = 0.25 * f'c * b_v * d_v$$

Dónde:

Sí $\alpha = 90^\circ$ Vs se calcula como sigue:

$$V_c = 0.0083\beta\sqrt{f'c} * b_v * d_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{S}$$

Dónde:

b_v = ancho del alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v

d_v = altura de corte efectiva

β = factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción según se especifica en el Art. 5.8.3.4

Datos

$$b_v = 1000 \quad \text{mm}$$

$$d_v = 342 \quad \text{mm}$$

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$A_v = 208.33 \quad \text{mm}^2$$

$$S = 250 \quad \text{mm}$$

Resultados

$$V_c = 26020.953 \quad \text{N/mm}$$

$$V_s = 73912.65 \quad \text{N/mm}$$

$$V_{n1} = 99933.6 \quad \text{N/mm}$$

$$V_{n2} = 1795828.1 \quad \text{N/mm}$$

la resistencia nominal al corte es:

$$V_n = 1795828 \quad \text{N/mm}$$

$$V_r = 1616245.29 \quad \text{N/mm}$$

$$V_u (\text{muro}) = 1362035.43 \quad \text{N/mm}$$

$$\leq V_r = 1616245.29 \quad \text{N/mm}$$

Se propone utilizar varilla de acero No. 4 y se procede a realizar el cálculo de separación:

$$S = \frac{A_v \cdot F_y \cdot d}{V_s}$$

Diámetro de varilla = 1/2 12.700 mm

área de varilla (A_v) = 126.68 mm²

F_{yt} = 420 N/mm²

d_v = 342 mm

S = 246 mm

Utilizar con una separación @ 250 mm para mayor precisión constructivamente

Separación requerida (S_{req}) = 250 mm

Usar	Varillas	1/2 in	@	250 mm	→ Refuerzo por cortante
-------------	----------	--------	---	--------	--------------------------------

V. Planos estructurales

Los planos estructurales se realizan de acuerdo al uso del software de diseño AutoCAD 2017, en el cuál se presenta el dimensionamiento de elementos de superestructura y subestructura tomando en cuenta las recomendaciones obtenidas del estudio de suelos y el estudio hidrológico e Hidrotécnico.

Los planos contienen la información de diseño de puente para la construcción del mismo, tomando en cuenta las Normas nicaragüenses NIC – 2000, para caminos, calles y puentes; éstos contienen la siguiente información:

ES 01: Plano de obras proyectadas

ES 02: Detalle de losa, junta de expansión, postes y barandas.

ES 03: Detalle de estribo, viga de asiento y aletones.

ES 04: Planta General

ES 05: Detalles de dispositivos de apoyo y anclajes

ES 06: Detalles de vigas y elementos de acero

ES 07: Secciones Transversales de cauce

Los planos están contenidos en los anexos.

VI. Presupuesto de puente

El presupuesto de puente “San Gabriel” ubicado en el tramo: Las cruces – San Gabriel se realiza haciendo uso de software Microsoft Excel 2016, para ello fue necesario la aplicación de las normas NIC-2000 en la cual se detallan las diferentes actividades realizadas en la construcción de puentes, así como también las unidades de medida para pago de dichas actividades de construcción.

Tabla 66: Presupuesto de Obra “Puente San Gabriel”

		Plazo de Ejecucion:		5 Meses	
Código	Concepto de Obra	Unidad de Medida	Cantidad	Costo Directo	
				Unitario, C\$	Total, C\$
201 (1)	Limpieza Inicial	m ²	720.00	168.17	121,082.54
203(1)	Excavación en la vía	m ³	1,867.31	161.09	300,808.13
203(3)	Préstamo Selecto	m ³	2,483.52	438.59	1089,237.12
207(2)	Excavación para Puentes (Drenaje Mayor)	m ³	988.30	392.77	388,174.94
207(3)	Relleno para Cimentación	m ³	237.20	1,916.37	454,563.59
402(1)	Riego de liga con Asfalto RC-250	Gln.	40.50	356.87	14,454.13
406(1)	Carpeta de Mezcla Asfáltica en Frío, Graducación Cerrada	m ³	10.95	6,296.27	68,944.16
602(1)	Concreto Estructural Clase "A", f'c = 3500 Psi	m ³	17.64	4,117.35	72,613.53
602(1A)	Concreto Clase "D" Colado In Situ 4000 psi	m ³	76.50	6,352.47	485,963.81
604(1)	Acero de Refuerzo Grado 60	Kg	6,025.33	46.34	279,228.46
605(1)	Suministro, Fabricación y Montaje de Acero	Kg	82,885.29	167.46	13879,832.63
605(2A)	Sumi., Fabricación y Montaje de Acero(Pernos de Anclaje)	c/u	16.00	992.45	15,879.25
605(2B)	Angulares de Acero Estructural, Juntas de Expansión	c/u	4.00	29,964.60	119,858.41
606(3)	Baranda metálica	ml	180.00	425.95	76,670.13
608(1)	Mampostería Clase "A"	m ³	488.74	1,573.55	769,060.06
611(1)	Dispositivo de apoyo	c/u	8.00	30,160.24	241,281.93
704(6A)	Drenes de PVC de 100mm de diámetro	ml	33.60	247.48	8,315.26
704(6B)	Drenes de Hierro Galvanizado de 100mm Ø x 350 mm	ml	10.50	148.80	1,562.38
801(3A)	Señales, Tablero de 61 x 61 cm, Tipo P-1-4	c/u	2.00	2,114.04	4,228.08
801(3B)	Señales, Tablero de 2.4 m x 40 cm, Tipo IG-1-2	c/u	2.00	4,514.78	9,029.56
801(3C)	Señales, Tablero de 30 cm x 90 cm, Tipo P-12-4a	c/u	4.00	1,797.74	7,190.96
802(1)	Marcas de pavimento	ml	120.00	39.06	4,687.20
924(1)	Relleno Permeable	m ³	24.00	1,028.91	24,693.91
			Total Costo Directo =		18437,360.2
			Total Costo Indirecto =		3469,321.33
			CD + CI =		21906,681.51
			Utilidad 10.0 % =		2190,668.15
			CD + CI + Utilidad =		24097,349.66
			10% CD Escalamiento =		1843,736.02
			Sub Total =		25941,085.67
			Impuesto Municipal 1% =		259,410.86
			IVA 15% =		3891,162.85
			Total =		30091,659.38

Fuente: Elaboración propia.

El presupuesto estimado del puente “San Gabriel” ubicado en el tramo: Las cruces – San Gabriel tiene un costo estimado de 30,091,659.38 córdobas y una utilidad de 2,190,668.15 córdobas (Tabla 66).

Se realiza una investigación preliminar de los precios de los diferentes materiales de construcción, renta horaria de maquinaria pesada y equipos livianos, salarios de personal que se necesita para proyecto de puente, prestaciones sociales, viáticos, gastos de alquiler de vivienda, pago de luz, agua, contratos los cuales

serán de utilidad para el cálculo de costo directos e indirectos (Anexos, Tabla 67 - 69)

Tabla 67: Lista de precios de materiales para presupuesto de Puente “San Gabriel”

					33.13 TC	jul-19
No.	Nombre del Material	Unidad	Fecha	Proveedor	Precio Unitario C\$	Precio Unitario US\$
1	Cemento Portland Tipo I	Bolsa	26-jun-19	HOLCIM NICARAGUA S.A.	228.26	6.891
2	Arena Motastepe	m ³	26-jun-19	ARENAS NACIONALES S.A.	215.12	6.494
3	Material Selecto	m ³	26-jun-19		130.43	3.937
4	Asfalto RC-250	Gln	26-jun-19	JAMAR, S.A. de C.V	315.51	9.524
5	Asfalto AC-20	Gln	26-jun-19	JAMAR, S.A. de C.V	92.36	2.788
6	Diesel	Gln	26-jun-19	SHELL NICARAGUA	110.31	5.522
7	Gasolina	Gln	26-jun-19	SHELL NICARAGUA	140.89	7.053
8	Madera de Pino	Plg2-vr	26-jun-19	EI SOCORRO	7.36	0.222
9	Material Cero	m ³	26-jun-19	PROINCO	507.71	15.326
10	Piedra Triturada	m ³	26-jun-19	PROINCO	507.71	15.326
11	Grava 3/4"	m ³	26-jun-19	AGRENIC	468.41	14.140
12	Señales, Tablero de 61 x 61 cm, Tipo P-1-5	c/u	26-jun-19	ECONS - 3	2,114.04	105.829
13	Señales, Tablero de 30 cm x 90 cm, Tipo P-12-4a	c/u	26-jun-19	ECONS - 3	1,797.74	89.995
14	Señales, Tablero de 2.4 m x 40 cm, Tipo IG-1-2	c/u	26-jun-19	ECONS - 3	4,514.78	226.011
15	Línea Continua Amarilla y Blanca	ml	26-jun-19	ECONS - 3	39.06	1.179
16	Línea Discontinua Amarilla y Blanca	ml	26-jun-19	ECONS - 3	31.26	0.944
17	Tubería de P.V.C de 4" de Diametro	c/u	26-jun-19	FERRETERÍA PALACE	921.74	27.825
18	Clavos Corrientes	lbs	26-jun-19	FERRETERÍA EPCA	22.13	0.668
19	Acero de Refuerzo GRADO 60	Kg.	26-jun-19	INDENICSA	31.91	0.963
20	Alambre de amarre calibre 18	Lbs.	26-jun-19	FERRETERÍA EPCA	26.00	0.785
21	Acero Estructural	Kg.	26-jun-19	INDENICSA	125.72	3.795
22	Pernos de 7/8" de Ø x 3" de largo con T y A	C/U	26-jun-19	INDENICSA	183.22	5.531
23	Electrodo 7018 1/8"	lbs	28-jun-19	FERRETERÍA PALACE	91.30	2.756
24	Tubo Galvanizado de 5" de diámetro	C/u	26-jun-19		1,310.00	39.545
25	Pintura Anticorrosiva	Gln	26-jun-19		407.15	12.291
26	Tubo de Hierro Galvanizado de 10cm de diam.	c/u	26-jun-19	FERRETERÍA EPCA	1,130.00	34.111
27	Pernos de 1 1/4" Diámetro por 45 cm + Tuer. y A.	C/u	26-jun-19	INDENICSA	907.00	27.380
28	Apoyos de neopreno con Refuerzo 0.7m x 0.6m x 0.15 m	C/u	26-jun-19		6,630.09	200.143

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 68: Salario por Hora para personal de costo Indirecto

SALARIO POR HORA			
No.	CARGO	DOLARES	CORDOBAS
1	GERENTE GENERAL	2.50	76.98
2	GERENTE DE OPERACIONES	2.00	61.58
3	ADMINISTRADOR	1.14	35.10
4	SECRETARIA	5.87	180.74
5	CONTADOR	8.15	250.95
6	CONDUCTOR	3.26	100.38

7	MENSAJERO	2.75	84.67
8	CONSERJE	2.75	84.67
9	VIGILANTE	2.75	84.67
10	SUPERINTENDENTE	1.50	46.19
11	INGENIERO ASISTENTE	7.00	215.54
12	INGENIERO AMBIENTAL	7.00	215.54
13	ADMINISTRADOR	1.14	35.10
14	ENCARGADO DE EQUIPO	5.00	153.95
15	DIBUJANTE CALCULISTA	5.00	153.95
16	BODEGUERO	3.50	107.77
17	CONTADOR	8.15	250.95
18	MAESTRO DE OBRA DRENAJE MENOR	4.50	138.56
19	MAESTRO DE OBRA DRENAJE MAYOR	4.50	138.56
20	MAESTRO DE OBRA MOVIMIENTO DE TIERRA	4.50	138.56
21	MAESTRO DE OBRA BASE GRANULAR	4.50	138.56
22	MAESTRO DE OBRA ASFALTO	4.50	138.56
23	TOPOGRAFO	3.50	107.77
24	AYUDANTE DE TOPOGRAFIA	2.75	84.67
25	LABORATORISTA	3.50	107.77
26	AYUDANTE DE LABORATORIO	2.75	84.67

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 69: Salario por hora en mano de obra

SALARIO POR HORA			
No.	CARGO	DOLARES	CORDOBAS
1	OPERADOR DE TRACTOR SOBRE ORUGAS	2.50	82.96
2	OPERADOR DE EXCAVADORA SOBRE ORUGAS	2.50	82.96
3	OPERADOR DE CARGADORA FRONTAL	2.09	69.13
4	OPERADOR DE MOTONIVELADORA	2.92	96.78
5	OPERADOR DE MOTOTRAILLA	2.92	96.78

6	OPERADOR DE RETROEXCAVADORA	2.09	69.13
7	OPERADOR DE VIBROCOMPACTADOR	1.88	62.21
8	OPERADOR DE COMPACTADORA DE RODILLOS	1.88	62.21
9	OPERADOR DE COMPACTADORA NEUMATICA	1.88	62.21
10	OPERADOR DE MINICARGADOR	1.88	62.21
11	OPERADOR DE CAMION VOLQUETE	1.88	62.21
12	OPERADOR DE CAMION PLATAFORMA	1.88	62.21
13	OPERADOR DE CAMION CONCRETERO	2.09	69.13
14	OPERADOR DE CISTERNA DE AGUA	1.88	62.21
15	OPERADOR DE CISTERNA DE COMBUSTIBLE	1.88	62.21
16	OPERADOR DE GRUA	2.09	69.13
17	OPERADOR DE REGADORA DE PIEDRIN	1.88	62.21
18	OPERADOR DE FINISHER	1.67	55.33
19	OPERADOR DE EQUIPOS MENORES	1.67	55.33
20	OFICIAL DE CONSTRUCCION	1.67	55.33
21	AYUDANTE DE CONSTRUCCION	1.56	51.56
22	Viáticos por día	5.28	175.00
23	PRESTACIONES SOCIALES		7%

Fuente: Elaboración propia.

Se estima las cantidades de obra que involucra los costos de determinada obra, dichas cantidades están medidas en unidades tales como: metros cúbicos, metros lineales, metros cuadrados, quintales, libras, kilogramos, etc. (Anexos, Tabla 70 - 74)

Tabla 70: Cantidades de Obra en Subestructura (1)

Limpieza Inicial						
Longitud de Limpieza Inicial	80.00	m				
Ancho de Limpieza Inicial	9.00	m				
Área de Limpieza Inicial	720.00	m ²				
Cálculo de volumen de excavación en la vía						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área de sección transversal de excavación 1	24.40	m ²	23.95	m ²		
Área de sección transversal de excavación 2	50.52	m ²	50.52	m ²		
Longitud excavación	25.00	m	25.00	m		
	936.48	m ³	930.83	m ³	1867.31	m ³
Préstamo Selecto						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área de sección transversal de Relleno 1	24.40	m ²	23.95	m ²		
Área de sección transversal de Relleno 2	50.52	m ²	50.52	m ²		
Longitud Relleno	25.00	m	25.00	m		
Factor de abundamiento	1.33		1.33			
	1245.52	m ³	1238.00	m ³	2483.52	m ³
Cálculo de volumen de excavación en base						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área de excavación	98.83	m ²	98.83	m ²		
Altura	5.00	m	5.00	m		
Volumen de Excavación	494.15	m ³	494.15	m ³	988.30	m ³
Relleno para cimentación						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área de Relleno	98.83	m ²	98.83	m ²		
Altura	1.20	m	1.20	m		
Volumen de Relleno	118.60	m ³	118.60	m ³	237.20	m ³

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 71: Cantidades de Obra en Subestructura 2

Mampostería clase "A" para puentes						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área parte baja aletón	4.37	m ²	4.37	m ²		
Área de parte alta de aletón	14.94	m ²	14.94	m ²		
Longitud aletón	5.85	m	5.85	m		
Volumen en aletones	112.96	m ³	112.96	m ³	225.93	m ³
Área en estribo	13.24	m ²	13.24	m ²		
Longitud de estribo	9.925	m	9.925	m		
Volumen en estribo	131.41	m ³	131.41	m ³	262.81	m ³
Volumen de mampostería	244.37	m ³	244.37	m ³	488.74	m ³
Capa de piedra triturada						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Área de piedra triturada	0.60	m ²	0.60	m ²		
Longitud de piedra triturada	19.66	m	19.66	m		
Volumen de piedra triturada	12.00	m ³	12.00	m ³	24.00	m ³
Pernos de anclaje 31.75 mm de Ø × 45 cm de largo						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Cantidad de apoyos	4	Und	4	Und		
Cantidad de pernos por apoyo	2	Und	2	Und		
Cantidad total de pernos	8	Und	8	Und	16.00	Und
Drenes de PVC 10 cm de Ø × 2.4 metros de largo						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Cantidad de Drenes	7	Und	7	Und	14	Und

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 72: Cantidades de Obra en Subestructura 3

Concreto clase "A" 3500 psi							
		Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Muro de respaldo	Largo	9	m	9	m		
	Ancho	0.3	m	0.3	m		
	Alto	1.94	m	1.94	m		
	Volumen	5.22	m ³	5.218	m ³	10.44	m ³
Viga de asiento	Largo	9	m	9	m		
	Alto	0.4	m	0.4	m		
	Ancho	1	m	1	m		
	Volumen	3.60	m ³	3.60	m ³	7.20	m ³
Volumen total de concreto		8.82	m ³	8.82	m ³	17.64	m ³
Acero de refuerzo para una viga de asiento							
Varilla	No.	Cantidad	Longitud		Detalle	Peso	
V-1	4	20	8.9 m		Recta	176.75	Kg
V-2	4	60	2.24 m		Recta	133.59	Kg
V-3	4	36	2.76 m		A	98.66	Kg
V-4	5	10	8.90 m		Recta	138.13	Kg
V-5	4	30	0.95 m		B	28.30	Kg
Total						575.44	Kg
		Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Acero de Refuerzo Total		575.44	Kg	575.44	Kg	1150.88	Kg

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 73: Cantidades de Obra en Superestructura 1

Concreto estructural 4000 psi para losa							
Superestructura							
Tablero de Hormigón	Largo	30	m	Vuelo de Tablero	Largo	30	m
	Ancho	6.6	m		Ancho	1.4	m
	Alto	0.20	m		Alto	0.20	m
	Volumen	39.60	m ³		Volumen	16.20	m ³
Acera	Largo	30	m	Postes	Largo	0.4	m
	Ancho	1.0	m		Ancho	0.3	m
	Alto	0.20	m		Alto	1.00	m
	Volumen	12.00	m ³		Volumen	3.84	m ³
Cartela de concreto	Largo	30	m				
	Ancho	0.4	m				
	Alto	0.05	m				
	Volumen	4.86	m ³				
Total						76.50	m³
Acero de refuerzo Grado 60 en superestructura							
Varilla	No.	Cantidad	Longitud		Detalle	Peso	
L-1	8	124	3.154	m	A	1553.82	Kg
L-2	6	19	9.200	m	Recta	390.68	Kg
L-3	5	29	30.000	m	Recta	1350.24	Kg
L-4	6	19	9.200	m	Recta	390.68	Kg
L-5	5	20	30.000	m	Recta	931.20	Kg
L-6	4	93	0.652	m	B	60.25	Kg
L-7	6	7	9.180	m	C	143.62	Kg
Total						4820.49	Kg
Acero de refuerzo Grado 60 en junta de expansión							
Varilla	No.	Cantidad	Longitud		Detalle	Peso	
A-1	3	146	0.660	m	A	53.96	Kg
Total						53.96	Kg
Acero Estructural ASTM A36 en superestructura							
Identific.	Desc.	Espesor	Ancho	Longitud	Volumen (cm3)	Cantidad	Peso
A	PL	5 cm	40.5 cm	3040.0 cm	615600	4	19329.84 Kg
B	PL	5 cm	40.5 cm	3040.0 cm	615600	4	19329.84 Kg
C	PL	2.5 cm	137.32 cm	3040.0 cm	1043632	4	32770.04 Kg
D	PL	2.5 cm	26.67 cm	31 cm	2067	4	64.90 Kg
E	TRIANG.	1.59 cm	50.00 cm	50 cm	1988	4	62.41 Kg
F	C	0.9525 cm	20.32 cm	20.32 cm	360	62	173.48 Kg
G	PL	2 cm	19 cm	137.32 cm	5218	32	1310.80 Kg
H	PL	2.54 cm	26.67 cm	217 cm	29400	30	6923.69 Kg
I	PL	1.59 cm	71.88 cm	217 cm	24801	15	2920.29 Kg
TOTAL							82885.29 Kg

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 74: Cantidades de obra en Superestructura 2

Pernos de 7/8" de Ø x 3" de largo con tuercas y arandelas						
Cantidad	248	Und				
Acero Estructural ASTM A36 (Angulares)						
Concepto	Longitud	Volumen (cm ³)	Cantidad	Detalle	Peso	
LS de 15.24 cm x 15.24 cm x 1.27 cm	730 cm	28258.01	4	D	888 Kg	
TOTAL					888 Kg	
Dispositivos de apoyos elásticos con capa de neopreno y lámina de acero						
	Estribo No. 1		Estribo No. 2		Total	
Dispositivo de apoyo	4	Und	4	Und	8	Und
TOTAL					8	Und
Carpeta asfáltica						
	Ancho	Longitud	Espeor	Área	Volumen	
Carpeta asfáltica	7.30 m	30.00 m	0.05 m	219	m ²	10.95 m ³
TOTAL					10.95	m ³
Riego de liga con asfalto RC-250						
Concepto	Cantidad	Volumen (Lts)		Volumen (GLNS)		
Liga con asfalto RC-250	0.70	Lts x m ²	153.30	Lts	40.50	GLNS
TOTAL			153.30	Lts	40.50	GLNS
Tubos galvanizados 5 pulgadas de diámetro x 6 mts largo para barandas						
Concepto	Longitud	Cantidad	Total metros lineales			
Tubos galvanizados 5"	30 m	6 Und	180.00	m		
Cantidad de tubos a utilizar (UND 6mts)			30	Unidades		
Drenes de Hierro Galvanizado de 100mm Ø x 350 mm						
Concepto	Separación	Cantidad	TOTAL (UND 350 mm)			
Drenes Hierro Galvanizado	2 m	30 Und	30	Und		
Cantidad de tubos a utilizar (UND 6mts)			2	Unidades		
Marcas de Pavimento						
Concepto	TOTAL					
LINEA CONTINUA CON PINTURA DE TRAFICO	30 m					
LINEA CONTINUA PARALELA CON PINTURA DE TRAFICO	30 m					
LINEA DISCONTINUA A LOS LADOS CON PINTURA DE TRAFICO	60 m					
TOTAL	120 m					

Fuente: Elaboración propia.

Se hace un cálculo de costos directos que contempla materiales, mano de obra, maquinaria y equipos que quedan físicamente incorporados a la obra terminada; igualmente costos indirectos los cuales son aquellas erogaciones que generalmente se hacen para llevar a cabo la obra tales como: salarios, prestaciones sociales, seguros, gastos administrativos, legales, fianzas, depreciación de vehículos. Imprevistos, entre otros. (Anexos Tabla 75 - 100)

Tabla 75: Costos directos limpieza Inicial

Concepto de Obra:	LIMPIEZA INICIAL				
Código:	201 (01)				
Cantidad:	720.00				
Unid/Med:	m2				
MATERIALES	C\$0.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
			TOTAL MATERIAL:		-
		Entre:	720.00	m2	C\$ -
EQUIPO	C\$158.39	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTOR D6		2.62	Hrs	2,465.19	6,454.32
CAMION VOLQUETE		62.40	Hrs	1,333.64	83,219.14
CARGADOR FRONTAL		13.37	Hrs	1,822.19	24,365.28
		TOTAL EQUIPO:			114,038.74
		ENTRE:	720.00	m2	C\$ 158.4
MANO DE OBRA	C\$ 9.78	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTORISTA		2.62	Hrs	82.96	217.20
CONDUCTOR VOLQUETE		62.40	Hrs	62.21	3,881.90
CARGADORISTA		13.37	Hrs	69.13	924.38
AYUDANTE		2.62	Hrs	51.56	134.99
			Sub Total		5,158.47
Prest. Sociales				7%	361.09
Viaticos		8.71	dias	175.00	1,524.24
			Total		7,043.81
		Entre:	720.00	m2	C\$ 9.78

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 76: Costos directos excavación en la vía

Concepto de Obra:	EXCAVACION EN LA VIA				
Código:	203 (01)				
Cantidad:	1,867.31				
Unid/Med:	m3				
EQUIPO	C\$149.17	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTOR D6		21.71	Hrs	2,465.19	53,526.37
CAMION VOLQUETE		80.92	Hrs	1,333.64	107,913.69
CARGADOR FRONTAL		17.34	Hrs	1,810.45	31,391.91
MOTONIVELADORA		18.67	Hrs	1,592.13	29,729.96
VIBROCOMPACTADORA		18.67	Hrs	1,264.54	23,612.85
CAMION PIPA		22.06	Hrs	1,415.10	31,210.84
BOMBA DE SUCCION		11.03	Hrs	105.87	1,167.51
		TOTAL EQUIPO:			278,553.13
		ENTRE:	1,867.31	m3	C\$ 149.2
MANO DE OBRA	C\$ 11.92	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTORISTA		21.71	Hrs	82.96	1,801.24
CONDUCTOR VOLQUETE		80.92	Hrs	62.21	5,033.83
CARGADORISTA		17.34	Hrs	69.13	1,198.68
PATROLERO		18.67	Hrs	96.78	1,807.24
COMPRACTADORISTA		18.67	Hrs	62.21	1,161.65
CONDUCTOR PIPA		22.06	Hrs	62.21	1,372.08
BOMBERO		11.03	Hrs	55.33	610.17
AYUDANTE		62.44	Hrs	51.56	3,219.48
			Sub Total		16,204.37
Prest. Sociales				7%	1,134.31
Viaticos		28.09	dias	175.00	4,916.33
			Total		22,255.00
		Entre:	1,867.31	m3	C\$ 11.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77: Costos directos préstamo de selecto

Concepto de Obra:	PRÉSTAMO SELECTO				
Código:	203 (02)				
Cantidad:	2,483.52				
Unid/Med:	m3				
MATERIALES	C\$130.43	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Material de Banco		2,483.52	m3	130.43	323,937.26
			TOTAL MATERIAL:		323,937.26
		Entre:	2,483.52	m3	C\$ 130.4
EQUIPO	C\$285.86	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTOR D6		177.39	Hrs	2,465.19	437,310.44
CAMION VOLQUETE		107.62	Hrs	1,333.64	143,525.21
CARGADOR FRONTAL KOMATSU W - 90		8.28	Hrs	1,822.19	15,084.81
MOTONIVELADORA		24.84	Hrs	1,592.13	39,540.85
VIBROCOMPACTADORA		24.84	Hrs	1,264.54	31,405.09
CAMION PIPA		29.33	Hrs	1,415.10	41,510.41
BOMBA DE SUCCION		14.67	Hrs	105.87	1,552.79
		TOTAL EQUIPO:			709,929.60
		ENTRE:	2,483.52	m3	C\$ 285.9
MANO DE OBRA	C\$ 22.30	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTORISTA		177.39	Hrs	82.96	14,716.11
CONDUCTOR VOLQUETE		107.62	Hrs	62.21	6,694.99
CARGADORISTA		8.28	Hrs	69.13	572.29
PATROLERO		24.84	Hrs	96.78	2,403.63
COMPACTADORISTA		24.84	Hrs	62.21	1,545.00
CONDUCTOR PIPA		29.33	Hrs	62.21	1,824.86
BOMBERO		14.67	Hrs	55.33	811.52
AYUDANTE		231.56	Hrs	51.56	11,939.40
			Sub Total		40,507.81
Prest. Sociales				7%	2,835.55
Viaticos		68.73	dias	175.00	12,026.90
			Total		55,370.26
		Entre:	2,483.52	m3	C\$ 22.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78: Costos directo excavación en base de estribo

Concepto de Obra:	EXCAVACIÓN PARA PUENTES (DRENAJE MAYOR)				
Código:	207 (02)				
Cantidad:	988.30				
Unid/Med:	m3				
EQUIPO	C\$375.97	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
EXCAVADORA		89.85	Hrs	3,500.00	314,459.1
CAMION VOLQUETE		42.83	Hrs	1,333.64	57,114.91
		TOTAL EQUIPO:			371,574.0
		ENTRE:	988.30	m3	C\$ 376.0
MANO DE OBRA	C\$ 16.80	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
EXCAVADORISTA		89.85	Hrs	82.96	7,453.32
CONDUCTOR VOLQUETE		42.83	Hrs	62.21	2,664.23
AYUDANTE		42.83	Hrs	51.56	2,208.13
			Sub Total		12,325.67
Prest. Sociales				7%	862.80
Viaticos		19.50	dias	175.00	3,412.46
			Total		16,600.93
		Entre:	988.30	m3	C\$ 16.80

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79: Costo directo relleno en cimentación

Concepto de Obra:	RELLENO PARA CIMENTACIÓN				
Código:	207 (03)				
Cantidad:	237.20				
Unid/Med:	m3				
MATERIALES	C\$1,428.9	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Cemento Holcim tipo G.U.		1,304.60	Bolsas	228.26	297,787.9
Material de Banco		315.48	m3	130.43	41,149.03
			TOTAL MATERIAL:		338,936.9
		Entre:	237.20	m3	C\$ 1,428.9
EQUIPO	C\$295.07	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTOR D6H (acopio)		3.83	Hrs	2,465.19	9,431.3
CARGADOR FRONTAL KOMATSU W90		0.88	Hrs	1,810.45	1,590.51
CAMION VOLQUETE HINO		15.77	Hrs	1,333.64	21,036.56
TRANSPORTE CEMENTO		1,304.60	Bolsa	29.08	37,932.22
		TOTAL EQUIPO:			69,990.6
		ENTRE:	237.20	m3	C\$ 295.1
MANO DE OBRA	C\$ 192.39	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRACTORISTA		3.83	Hrs	82.96	317.38
CARGADORISTA		0.88	Hrs	69.13	60.73
CONDUCTOR VOLQUETE		15.77	Hrs	62.21	981.29
CAPATAZ		47.44	Hrs	55.33	2,624.85
ALBAÑIL		94.88	Hrs	55.33	5,249.71
AYUDANTES-HACER SUELO CEMENTO		379.52	Hrs	51.56	19,568.04
AYUDANTES-FUNDIR SUELO CEMENTO		47.44	Hrs	51.56	2,446.01
AYUDANTE-CURAR SUELO CEMENTO		6.00	Hrs	51.56	309.36
AYUDANTE-EQUIPOS		3.83	Hrs	51.56	197.26
			Sub Total		31,754.63
Prest. Sociales				7%	2,222.82
Viaticos		66.62	dias	175.00	11,658.57
			Total		45,636.03
		Entre:	237.20	m3	C\$ 192.39

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80: Costo directo riego de liga con asfalto

Concepto de Obra:	RIEGO DE LIGA CON ASFALTO RC-250				
Código:	402 (01)				
Cantidad:	40.50				
Unid/Med:	GLNS				
MATERIALES	C\$315.51	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ASFALTO RC-250		40.50	GLNS	315.51	12,778.68
			TOTAL MATERIAL:		12,778.68
		Entre:	40.50	GLNS	C\$ 315.5
EQUIPO	C\$36.83	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
CAMION ASFALTADOR		0.34	Hrs	2,352.00	793.8
TRANSPORTE DE ASFALTO		40.50	GLNS	17.23	697.85
		TOTAL EQUIPO:			1,491.7
		ENTRE:	40.50	GLNS	C\$ 36.8
MANO DE OBRA	C\$ 4.54	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
CONDUCTOR ASFALTADORA		0.34	Hrs	96.78	32.67
OPERADRO ASFALTADORA		0.34	Hrs	96.78	32.67
AYUDANTES		1.35	Hrs	51.56	69.61
			Sub Total		134.94
Prest. Sociales				7%	9.45
Viaticos		0.23	dias	175.00	39.38
			Total		183.76
		Entre:	40.50	GLNS	C\$ 4.54

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81: Costo directo pavimento de concreto bituminoso en frío

Concepto de Obra:	PAVIMENTO DE CONCRETO BITUMINOSO EN FRÍO				
Código:	406 (01)				
Cantidad:	10.95				
Unid/Med:	m ³				
MATERIALES	C\$4,110.1	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Voladura		14.78	m ³	507.71	7,505.2
ASFALTO AC-20 (6%)		406.03	GLN	92.36	37,500.56
			TOTAL MATERIAL:		45,005.8
		Entre:	10.95	m3	C\$ 4,110.1
EQUIPO	C\$2,137.49	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
PLANTA DE ASFALTO		0.22	Hrs	7,055.99	1,569.0
CARGADOR FRONTAL KOMATSU W90		0.04	Hrs	1,822.19	67.53
CAMION VOLQUETE		1.88	Hrs	1,333.64	2,503.43
PAVIMENTADORA		0.80	Hrs	3,677.06	2,952.68
VIBROCOMPACTADORA		0.68	Hrs	1,264.54	863.11
COMPACTADORA NEUMATICA		0.68	Hrs	1,080.05	737.19
TRACTOR D6H		0.11	Hrs	2,465.19	269.94
PLANTA TRITURADORA		0.30	Hrs	7,055.99	2,124.73
TRANSPORTE DE ASFALTO		406.03	GL	17.23	6,995.83
TRANSPORTE MEZCLA ASFÁLTICA		6.00	Hrs	887.01	5,322.06
		TOTAL EQUIPO:			23,405.5
		ENTRE:	10.95	m3	C\$ 2,137.5
MANO DE OBRA	C\$ 48.66	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
OPERADOR PLANTA ASFALTO		0.22	Hrs	96.78	21.52
CARGADORISTA		0.04	Hrs	69.13	2.56
CONDUCTOR VOLQUETE		1.88	Hrs	62.21	116.78
OPERADOR PAVIMENTADORA		0.80	Hrs	55.33	44.43
COMPACTADORISTA DE RODO		0.68	Hrs	62.21	42.46
COMPACTADORISTA NEUMÁTICA		0.68	Hrs	62.21	42.46
TRACTORISTA		0.11	Hrs	82.96	9.08
OPERADOR TRITURADORA (4)		1.20	Hrs	96.78	116.58
			Sub Total		395.87
Prest. Sociales				7%	27.71
Viaticos		0.62	dias	175.00	109.25
			Total		532.84
		Entre:	10.95	m3	C\$ 48.66

Fuente: Elaboración propia

Tabla 82: Costo directo concreto clase "A" 3500 psi

Concepto de Obra:	CONCRETO CLASE "A" DE 3500 psi				
Código:	602 (01)				
Cantidad:	17.64	Proporción 1:	1 1/2:	2 1/2	
Unid/Med:	m ³				
MATERIALES	C\$2,857.37	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
CEMENTO GRIS		176.36	Bolsas	228.26	40,255.93
ARENA		7.39	m ³	215.12	1,589.63
GRAVA '3/4"		12.31	m ³	468.41	5,766.12
MADERA DE PINO		176.36	PLG2-VR	7.36	1,298.46
CLAVOS CTES.		67.00	LBS	22.13	1,482.44
			TOTAL MATERIAL:		50,392.58
		Entre:	17.64	m3	C\$ 2,857.4
EQUIPO	C\$558.84	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRANSPORTE CEMENTO		176.36	Bolsas	29.08	5,127.8
TRANSPORTE ARENA		7.39	m ³	240.00	1,773.48
TRANSPORTE GRAVA 3/4"		12.31	m ³	240.00	2,954.38
			TOTAL EQUIPO:		9,855.7
		ENTRE:	17.64	m3	C\$ 558.8
MANO DE OBRA	C\$ 701.14	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBANIL		43.21	Hrs	55.33	2,390.75
AYUDANTE -HACER CONCRETO		40.06	Hrs	51.56	2,065.48
AYUDANTE -FUNDIR CONCRETO		40.06	Hrs	51.56	2,065.48
AYUDANTE -CURAR CONCRETO		40.06	Hrs	51.56	2,065.48
			Sub Total		8,587.19
Prest. Sociales				7%	601.10
Viaticos		18.15	días	175.00	3,176.99
			Total		12,365.29
		Entre:	17.64	m3	C\$ 701.14

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 83: Costo directo concreto clase "D" colado in situ 4000 psi

Concepto de Obra:	CONCRETO CLASE "D" colado in situ de 4000 psi				
Código:	602 (1A)				
Cantidad:	76.50	Proporción 1:	1 1/2:	1 1/2	
Unid/Med:	m ³				
MATERIALES	C\$3,604.74	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
CEMENTO GRIS		956.25	Bolsas	228.26	218,273.63
ARENA		40.32	m ³	215.12	8,672.67
GRAVA '3/4"		40.32	m ³	468.41	18,884.26
MADERA DE PINO		3,825.00	PLG2-VR	7.36	28,161.88
CLAVOS CTES.		80.00	LBS	22.13	1,770.08
			TOTAL MATERIAL:		275,762.51
		Entre:	76.50	m3	C\$ 3,604.7
EQUIPO	C\$616.41	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRANSPORTE CEMENTO		956.25	Bolsas	29.08	27,803.7
TRANSPORTE ARENA		40.32	m ³	240.00	9,675.72
TRANSPORTE GRAVA 3/4"		40.32	m ³	240.00	9,675.72
			TOTAL EQUIPO:		47,155.1
		ENTRE:	76.50	m3	C\$ 616.4
MANO DE OBRA	C\$2,131.32	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBANIL		549.13	Hrs	55.33	30,383.09
AYUDANTE -HACER CONCRETO		535.46	Hrs	51.56	27,608.54
AYUDANTE -FUNDIR CONCRETO		535.46	Hrs	51.56	27,608.54
AYUDANTE -CURAR CONCRETO		535.46	Hrs	51.56	27,608.54
			Sub Total		113,208.70
Prest. Sociales				7%	7,924.61
Viaticos		239.50	días	175.00	41,912.85
			Total		163,046.16
		Entre:	76.50	m3	C\$ 2,131.32

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 84: Costo directo acero de refuerzo grado 60

Concepto de Obra:	ACERO DE REFUERZO GRADO 60				
Código:	604 (1)				
Cantidad:	6025.33				
Unid/Med:	KG				
MATERIALES	C\$35.20	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Acero de Refuerzo GRADO 60		6,025.33	KG	31.91	192,244.27
Alambre de amarre calibre 18		762.20	Lbs	26.00	19,817.32
			TOTAL MATERIAL:		212,061.59
		Entre:	6,025.33	KG	C\$ 35.2
EQUIPO	C\$0.93	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRANSPORTE ACERO		6,025.33	KG	0.93	5,603.6
			TOTAL EQUIPO:		5,603.6
		ENTRE:	6,025.33	KG	C\$ 0.93
MANO DE OBRA	C\$ 10.22	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ARMADOR -ALISTAR		133.90	Hrs	55.33	7,408.48
ARMADOR -ARMAR		133.90	Hrs	55.33	7,408.48
ARMADOR -COLOCAR		133.90	Hrs	55.33	7,408.48
AYUDANTE		401.69	Hrs	51.56	20,711.08
			Sub Total		42,936.52
Prest. Sociales				7%	3,005.56
Viaticos		89.26	dias	175.00	15,621.23
			Total		61,563.31
		Entre:	6,025.33	KG	C\$ 10.22

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 85: Costo directo suministro, fabricación y montaje de acero estructural

Concepto de Obra:	SUMINISTRO, FABRICACIÓN Y MONTAJE DE ACERO ESTRUCTURAL				
Código:	605 (1)				
Cantidad:	82885.29				
Unid/Med:	KG				
MATERIALES	C\$131.60	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ACERO ESTRUCTURAL		82,885.29	KG	125.72	10420,338.85
ELECTRODOS		4,765.90	Lbs	91.30	435,146.12
PINTURA ANTICORROSIVA		15.88	GLNS	407.15	6,466.39
PERNOS DE 7/8" X3" CON T YA		248.00	UND	183.22	45,438.56
			TOTAL MATERIAL:		10907,389.93
		Entre:	82,885.29	KG	C\$ 131.6
EQUIPO	C\$23.95	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRANSPORTE ACERO		95,318.09	KG	0.93	88,645.8
GENERADOR WELDER Lincoln		3,729.84	Hrs	430.65	1606,244.0
EXCAVADORA		82.89	Hrs	3,500.00	290,098.5
			TOTAL EQUIPO:		1984,988.3
		ENTRE:	82,885.29	KG	C\$ 23.95
MANO DE OBRA	C\$ 11.91	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
FABRICADOR Y MONTAJE		7,459.68	Hrs	55.33	412,743.89
OPERADORES EXCAVADORAS		82.89	Hrs	82.96	6,875.93
AYUDANTE		4,973.12	Hrs	51.56	256,413.94
AYUDANTE PINTURA		277.94	Hrs	51.56	14,330.40
			Sub Total		690,364.15
Prest. Sociales				7%	48,325.49
Viaticos		1,421.51	dias	175.00	248,764.75
			Total		987,454.39
		Entre:	82,885.29	KG	C\$ 11.91

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 86: Costo directo pernos de 1 1/4" X 18" de Acero con tornillo y arandela

Concepto de Obra:	PERNOS DE 1 1/4" X 18" DE ACERO CON A y T				
Código:	605 (2A)				
Cantidad:	16.00				
Unid/Med:	C/U				
MATERIALES	C\$907.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
PERNOS DE 1 1/4" X 18" DE ACERO CON		16.00	C/U	907.00	14,512.00
			TOTAL MATERIAL:		14,512.00
		Entre:	16.00	C/U	C\$ 907.0
EQUIPO	C\$0.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
		TOTAL EQUIPO:			-
		ENTRE:	16.00	C/U	C\$ -
MANO DE OBRA	C\$ 85.45	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBAÑIL		6.00	Hrs	55.33	331.98
AYUDANTE		12.00	Hrs	51.56	618.72
			Sub Total		950.70
Prest. Sociales				7%	66.55
Viaticos		2.00	dias	175.00	350.00
			Total		1,367.25
		Entre:	16.00	C/U	C\$ 85.45

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 87: Costo directo angulares de acero estructural, juntas de expansión

Concepto de Obra:	Angulares de acero estructural, Juntas de expansión				
Código:	605 (2B)				
Cantidad:	4.00				
Unid/Med:	C/U				
MATERIALES	C\$28,796.78	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Angulares de acero estructural		888.00	Kg	125.72	111,639.36
Acero de Refuerzo Grado 60		53.96	Kg	31.91	1,721.70
ELECTRODOS Ex 70		20.00	Lbs	91.30	1,826.08
			TOTAL MATERIAL:		115,187.14
		Entre:	4.00	C/U	C\$ 28,796.8
EQUIPO	C\$861.29	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
WELDER LINCOLN		8.00	Hrs	430.65	3,445.2
		TOTAL EQUIPO:			3,445.2
		ENTRE:	4.00	C/U	C\$ 861.29
MANO DE OBRA	C\$ 306.52	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
SOLDADOR		8.00	Hrs	55.33	442.64
AYUDANTE		8.00	Hrs	51.56	412.48
			Sub Total		855.12
Prest. Sociales				7%	59.86
Viaticos		1.78	dias	175.00	311.11
			Total		1,226.09
		Entre:	4.00	C/U	C\$ 306.52

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 88: Costo directo baranda metálica

Concepto de Obra:	Baranda metálica				
Código:	606 (3)				
Cantidad:	180.00				
Unid/Med:	m				
MATERIALES	C\$218.33	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Tubo Galvanizado de 5" Ø		30	c/u	1,310.00	39,300.00
				TOTAL MATERIAL:	39,300.00
		Entre:	180.00	m	C\$ 218.3
EQUIPO	C\$153.12	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
WELDER LINCOLN		64.00	Hrs	430.65	27,561.4
				TOTAL EQUIPO:	27,561.4
		ENTRE:	180.00	m	C\$ 153.12
MANO DE OBRA	C\$ 54.49	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
SOLDADOR		64.00	Hrs	55.33	3,541.12
AYUDANTE		64.00	Hrs	51.56	3,299.84
				Sub Total	6,840.96
Prest. Sociales				7%	478.87
Viaticos		14.22	dias	175.00	2,488.89
				Total	9,808.72
		Entre:	180.00	m	C\$ 54.49

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 89: Costo directo mampostería Clase "A"

Concepto de Obra:	Mampostería Clase "A" para puentes				
Código:	608 (01)				
Cantidad:	488.74				
Unid/Med:	m3				
MATERIALES	C\$1,178.5	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Piedra bolón		293.24	m3	468.41	137,359.3
Cemento holcim tipo G.U.		1,724.65	Bolsas	228.26	393,668.0
Arena motastepe		195.50	m3	215.12	42,055.19
MADERA DE PINO		350.00	Plg ² *V	7.36	2,576.90
CLAVOS CTES.		15.00	LBS	22.13	331.89
				TOTAL MATERIAL:	575,991.3
		Entre:	488.74	m3	C\$ 1,178.5
EQUIPO	C\$342.60	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
TRANSPORTE CEMENTO		1,724.65	Bolsa	29.08	50,145.4
TRANSPORTE ARENA		195.50	m ³	240.00	46,919.14
TRANSPORTE PIEDRA BOLON		293.24	m ³	240.00	70,378.70
				TOTAL EQUIPO:	167,443.3
		ENTRE:	488.74	m ³	C\$ 342.6
MANO DE OBRA	C\$ 52.43	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBAÑIL		244.37	Hrs	55.33	13,521.02
AYUDANTES		81.46	Hrs	55.33	4,507.01
				Sub Total	18,028.03
Prest. Sociales				7%	1,261.96
Viaticos		36.20	dias	175.00	6,335.53
				Total	25,625.52
		Entre:	488.74	m ³	C\$ 52.4

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 90: Costo directo dispositivo de apoyo

Concepto de Obra:	DISPOSITIVO DE APOYO				
Código:	611 (1)				
Cantidad:	8.00				
Unid/Med:	C/U				
MATERIALES	C\$29,783.52	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Neopreno		8	c/u	6,630.09	53,040.72
Placa de apoyo		1,414	Kg	125.72	177,802.50
Electrodo		81	Lbs	91.30	7,424.91
			TOTAL MATERIAL:		238,268.13
		Entre:	8.00	C/U	C\$ 29,783.5
EQUIPO	C\$215.32	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
WELDER LINCOLN		4.00	Hrs	430.65	1,722.6
			TOTAL EQUIPO:		1,722.6
		ENTRE:	8.00	C/U	C\$ 215.32
MANO DE OBRA	C\$ 161.40	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
SOLDADOR		4.00	Hrs	55.33	221.32
AYUDANTE		4.00	Hrs	51.56	206.24
OFICIAL PARA INSTALAR APOYOS		4.00	Hrs	55.33	221.32
AYUDANTE PARA INSTALAR APOYOS		8.00	Hrs	51.56	412.48
			Sub Total		1,061.36
Prest. Sociales				7%	74.30
Viaticos		0.89	dias	175.00	155.56
			Total		1,291.21
		Entre:	8.00	C/U	C\$ 161.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 91: Drenes PVC 10 cm diámetro x 2.4 metros de largo

Concepto de Obra:	DRENES PVC 10 cm de Ø x 2.4 metros de largo				
Código:	704 (6A)				
Cantidad:	33.60				
Unid/Med:	m				
MATERIALES	C\$164.60	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Tubos PVC 4" Diámetro		6	c/u	921.74	5,530.43
			TOTAL MATERIAL:		5,530.43
		Entre:	33.60	m	C\$ 164.6
EQUIPO	C\$0.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
			TOTAL EQUIPO:		-
		ENTRE:	33.60	m	C\$ -
MANO DE OBRA	C\$ 82.88	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBAÑIL		6.72	Hrs	55.33	371.82
AYUDANTE		30.24	Hrs	51.56	1,559.17
			Sub Total		1,930.99
Prest. Sociales				7%	135.17
Viaticos		4.11	dias	175.00	718.67
			Total		2,784.83
		Entre:	33.60	m	C\$ 82.88

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 92: Costos directos drenes de Hierro Galvanizado

Concepto de Obra:	Drenes de Hierro Galvanizado de 100 mm Ø x 350 mm				
Código:	704 (6B)				
Cantidad:	10.50				
Unid/Med:	m				
MATERIALES	C\$65.92	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Tubos de hierro galvanizado 4"		1	c/u	1,130.00	692.13
			TOTAL MATERIAL:		692.13
		Entre:	10.50	m	C\$ 65.9
EQUIPO	C\$0.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
		TOTAL EQUIPO:			-
		Entre:	10.50	m	C\$ -
MANO DE OBRA	C\$ 82.88	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
ALBANIL		2.10	Hrs	55.33	116.19
AYUDANTE		9.45	Hrs	51.56	487.24
			Sub Total		603.44
Prest. Sociales				7%	42.24
Viaticos		1.28	dias	175.00	224.58
			Total		870.26
		Entre:	10.50	m	C\$ 82.88

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 93: Costo directo Señales 61 x 61 cm, Tipo P-1-4

Concepto de Obra:	Señales, Tablero 61 x 61 cm, Tipo P-1-4				
Código:	801 (3A)				
Cantidad:	2.00				
Unid/Med:	c/u				
MATERIALES	C\$2,114.04	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Señal Tablero 61 cm x 61 cm		2	c/u	2,114.04	4,228.08
			TOTAL MATERIAL:		4,228.08
		Entre:	2.00	c/u	C\$ 2,114.0

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 94: Costo directo Señales 2.4 m x 40 cm, Tipo IG-1-2

Concepto de Obra:	Señales, Tablero 2.4 m x 40 cm, Tipo IG-1-2				
Código:	801 (3B)				
Cantidad:	2.00				
Unid/Med:	c/u				
MATERIALES	C\$4,514.78	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Señal Tablero 2.4 m x 40 cm		2	c/u	4,514.78	9,029.56
			TOTAL MATERIAL:		9,029.56
		Entre:	2.00	c/u	C\$ 4,514.8

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 95: Costo directo, Señales 30 x 90 cm. Tipo P-12-4A

Concepto de Obra:	Señales, Tablero 30 cm x 90 cm, Tipo P-12-4A				
Código:	801 (3C)				
Cantidad:	4.00				
Unid/Med:	c/u				
MATERIALES	C\$1,797.74	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Señal Tablero 2.4 m x 40 cm		4	c/u	1,797.74	7,190.96
			TOTAL MATERIAL:		7,190.96
		Entre:	4.00	c/u	C\$ 1,797.7

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 96: Costo directo Relleno permeable

Concepto de Obra:	Relleno permeable				
Código:	924 (1)				
Cantidad:	24.00				
Unid/Med:	m3				
MATERIALES	C\$634.64	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Piedra triturada		30	m3	507.71	15,231.30
			TOTAL MATERIAL:		15,231.30
		Entre:	24.00	m3	C\$ 634.6
EQUIPO	C\$300.00	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
Transporte de piedra triturada		30	m3	240.00	7,200.00
			TOTAL EQUIPO:		7,200.0
		ENTRE:	24.00	m3	C\$ 300.00
MANO DE OBRA	C\$ 94.28	CANT	UNID	C.UNIT	C.TOTAL
OFICIAL DE CONSTRUCCIÓN		6	Hrs	55.33	331.98
AYUDANTE		24.00	Hrs	51.56	1,237.44
			Sub Total		1,569.42
Prest. Sociales				7%	109.86
Viaticos		3.33	dias	175.00	583.33
			Total		2,262.61
		Entre:	24.00	m3	C\$ 94.28

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 97: Costos Indirectos 1

Proyecto:	Puente San Gabriel				
Plazo:	5.00	Meses			
Fecha del Presupuesto::	28-jun-19			Cambio: C\$ 33.1200	xUS\$ 1.00
100.-RESUMEN DE COSTOS INDIRECTOS					
					TOTAL
	Preliminares y gastos de plantel			C\$	373,532.40
	Salario del personal indirecto			C\$	769,160.00
	Horas extras, transporte de personal y gastos de equipos de apoyo			C\$	520,319.81
	Movilización y desmovilización de equipos y viáticos de personal			C\$	1710,209.12
	Beneficios Sociales, limpieza periódica, imprevistos			C\$	96,100.00
			Total Indirectos	C\$	3469,321.33
			Indirectos por mes :		693,864.27
101.- PRELIMINARES				C\$	171,782.40
		Cant/Monto	Unidad	P.Unit.	Precio Total
01.-Champas y Campamentos		100	M2	600.00	C\$ 60,000.00
02.-Catres y colchones		50	c/u	180.00	C\$ 9,000.00
03.-Instalaciones Provisionales		1.00	Gbl	15,000.00	C\$ 15,000.00
04.-Poliza de Proteccion mat.		-		0.10%	C\$ -
05.-Protocolización del Contrato		10,000.00		100.00%	C\$ 10,000.00
06.- Seguro daños a equipos		-		0.50%	C\$ -
07.-Seguro Accidentes		1656,000.00		2.04%	C\$ 33,782.40
08.-Seguro Resp. Civil					
09.-Camara Nic. de la Const.				0.03%	C\$ -
10.-Fianza de Manto. Oferta	2%	160,000.00		0.75%	C\$ 1,200.00
11.-Fianza de Cumplimiento	30%	2400,000.00		2.30%	C\$ 27,600.00
12.-Fianza de Adelanto	10%	800,000.00		2.30%	C\$ 9,200.00
13.-Fianza de Proyecto		-		0.10%	C\$ -
14.-Fianza de Vicios Ocultos	5%	400,000.00	un año	1.50%	C\$ 6,000.00
15.-Fianza de Vicios O.Civiles	0%	-		2.50%	C\$ -
102.-GASTOS DE PLANTEL					C\$ 201,750.00
		Cant/Monto	Unidad	P.Unit.	Precio Total
01.-Botiquin		5.00	mes	700	C\$ 3,500.00
02.-Utiles y Equipo de Oficina		5.00	mes	1500	C\$ 7,500.00
03.-Papelería		5.00	mes	800	C\$ 4,000.00
04.-Fotocopias		5.00	mes	750	C\$ 3,750.00
05.-Servicio Computación		5.00	mes	1800	C\$ 9,000.00
06.-Servicio de Vigilancia		5.00	mes	2000	C\$ 10,000.00
07.-Consumo de Agua		5.00	mes	1500	C\$ 7,500.00
08.-Consumo de Luz		5.00	mes	2000	C\$ 10,000.00
09.-Alquiler de casa		5.00	mes	21800	C\$ 109,000.00
10.-Comunicación		5.00	mes	2500	C\$ 12,500.00
11.-Laboratorio		2.50	mes	10000	C\$ 25,000.00
			Total esta Hoja Nº 1:	C\$	373,532.40

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 98: Costos Indirectos 2

103.-SALARIOS DEL PERSONAL INDIRECTO					C\$	769,160.00
	Cant. de Person.	Cant/Monto	Unidad	P.Unit.	Precio Total	
01.-Gerente de Proyecto	1	3	mes	C\$ 18,000.00	C\$	45,000.00
02.-Ingeniero Residente	1	5	mes	C\$ 24,000.00	C\$	120,000.00
03.-Administrador de Proyecto	1	3	mes	C\$ 10,000.00	C\$	25,000.00
04.-Ingeniero Asistente	0	5	mes	C\$ 21,000.00	C\$	-
05.-Maestro de Obras "A"	1	5	mes	C\$ 9,854.00	C\$	49,270.00
06.-Maestro de Obras "B"	1	5	mes	C\$ 9,854.00	C\$	49,270.00
07.-Operador de computadora	1	5	mes	C\$ 12,000.00	C\$	60,000.00
08.-Fiscal de Equipos	0	0	mes	C\$ 10,000.00	C\$	-
09.-Jefe de Bodega	1	5	mes	C\$ 10,000.00	C\$	50,000.00
10.-Asist. De Bodega	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
11.-Fiscal de Seguridad	0	0	mes	C\$ 10,000.00	C\$	-
12.-Secretarias	1	5.0	mes	C\$ 9,854.00	C\$	49,270.00
13.-Contador	1	1.3	mes	C\$ 12,000.00	C\$	15,000.00
14.-Jefe de Compras	0	0	mes	C\$ 12,000.00	C\$	-
15.-Mecanico	1	5.0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	44,270.00
16.-Soldador	1	1.7	mes	C\$ 8,854.00	C\$	14,756.67
17.-Electricista	1	1.7	mes	C\$ 8,854.00	C\$	14,756.67
18.-Llantero	1	1.7	mes	C\$ 8,854.00	C\$	14,756.67
19.-Aydte. de Mecánica	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
20.-Aydte.de Soldador	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
21.-Aydte.de Electricista	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
22.-Chofer Eq. Liviano	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
23.-Chofer Mantenimiento	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
24.-Dibujante Calculista	1	5	mes	C\$ 15,000.00	C\$	75,000.00
25.-Topografo	1	5.0	mes	C\$ 9,854.00	C\$	49,270.00
26.-Cuadrilla de Topografia	1	5.0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	44,270.00
27.-Celadores	1	5	mes	C\$ 9,854.00	C\$	49,270.00
28.-Aydte. patio/bodega/comidero	0	0	mes	C\$ 8,854.00	C\$	-
	17	hombres		71		
Total esta Hoja N° 2:					C\$	769,160.00

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 99: Costos indirectos 3 y 4

104.-SALARIO EXTRA PERSONAL INDIRECTO					C\$	76,916.00
01.-Total Extras		C\$ 769,160.00		10.00%	C\$	76,916.00
105.-SALARIO EXTRA PERSONAL DIRECTO					C\$	-
		5.00	mes			
106.-PRESTACIONES SOCIALES					C\$	55,171.20
	SALARIOS	EXTRAS	S/TOTAL	PREST/SOC.		
01.-Administracion	C\$ 190,000.00	19,000.00	C\$209,000.00	7%	C\$	14,630.00
02.-Resto	C\$ 579,160.00	-	C\$579,160.00	7%	C\$	40,541.20
107.-TRANSPORTE DEL PERSONAL (Conductor)					C\$	80,553.61
01.-Esteli-Alojam-Esteli		600.00	horas	C\$ 107.40	C\$	64,442.89
02.-Alojam-Proyecto-Alojam		150.00	horas	C\$ 107.40	C\$	16,110.72
108.-EQUIPOS DE APOYO:					C\$	307,679.00
	Cantidad	Tiempo	u/m	c/unit		C/total
01.-Camionetas	1	5.00	mes	C\$ 250,179.00	C\$	250,179.00
02.-Camion Mantenimiento	0	-	mes	C\$ 12,000.00	C\$	-
03.-Compactador manual	0	-	mes	C\$ 1,000.00	C\$	-
04.-Tanque Almacen.Agua	0	-	mes	C\$ 500.00	C\$	-
05.-Boogie	0	-	mes	C\$ 3,500.00	C\$	-
06.-Bomba de Succion	0	-	mes	C\$ 1,000.00	C\$	-
07.-Transp. Tanques asfalto	0	-	viajes	C\$ 7,410.00	C\$	-
08.-Herramientas Varias	1	5.00	mes	C\$ 6,000.00	C\$	30,000.00
09.-Señalización	1	5.00	Glb	C\$ 2,500.00	C\$	12,500.00
10.-Rotulos	2	3.00	c/u	C\$ 2,500.00	C\$	15,000.00
Total esta Hoja N° 3:					C\$	520,319.81
109.-MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO					C\$	113,852.87
	Descripcion	Cant. Equipos	No. de viajes	U/M	C/Unit	C/Total
01.-Tractor de Orugas D155		0	2	c/u	C\$ -	C\$ -
02.-Tractor de Orugas D85 o D6		1	2	c/u	C\$ 6,325.16	C\$ 12,650.32
03.-Traslado Nicaragua		0	2	c/u	C\$ -	C\$ -
04.-Cargador Frontal		1	2	c/u	C\$ 6,325.16	C\$ 12,650.32
05.-Motoniveladora		1	2	c/u	C\$ 6,325.16	C\$ 12,650.32
06.-Compactadoras		1	2	c/u	C\$ 6,325.16	C\$ 12,650.32
07.-Camion Volquete		2	2	hrs	C\$ 6,325.16	C\$ 25,300.64
08.-Camion Cisterna		1	2	hrs	C\$ 6,325.16	C\$ 12,650.32
09.-Excavadora		2	2	c/u	C\$ 6,325.16	C\$ 25,300.64
10.-Camion Mantenimiento		0	2	hrs		C\$ -
11.-Camion Plataforma		0	2	c/u		C\$ -
111.- VIATICOS DEL PERSONAL:					C\$	1596,356.25
	71	Homb. Indirecto x	5.00	meses x	C\$ 22,405.00	C\$ 1596,356.25
Total esta Hoja N° 4:					C\$	1710,209.12

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 100: Costos Indirectos 5

114.-BENEFICIOS SOCIALES					C\$	56,100.00
Descripcion		Cantidad	U/M	C/Unit		C/Total
01.-Cascos		50.00	c/u	185.00	C\$	9,250.00
02.-Alonam/Comida Ing.	3 personas	15.00	mes	0.00	C\$	-
03.-Capotes		50.00	c/u	150.00	C\$	7,500.00
04.-Botas de Hule		50.00	par	210.00	C\$	10,500.00
05.-Mosquiteros		100.00	c/u	220.00	C\$	22,000.00
06.-Guantes		50.00	par	80.00	C\$	4,000.00
07.-Lamparas de Mano		30.00	c/u	95.00	C\$	2,850.00
115.- LIMPIEZA PERIODICA		5.00	mes	2,000.00	C\$	10,000.00
116.- IMPREVISTOS		1.00	global	15,000.00	C\$	15,000.00
117.- ACCESORIOS PARA PRUEBAS		0.00	mes	5,000.00	C\$	-
118.- MULTA		0.00	días	6,000.00	C\$	-
119.- SALARIOS POR LLUVIA		1.00	mes	15,000.00	C\$	15,000.00
Total esta Hoja Nº 5:					C\$	96,100.00

Fuente: Elaboración propia.

Conclusiones

La norma de diseño para puentes AASHTO LRFD 2014, toma en cuenta factores de seguridad para las construcciones de puentes. La losa y vuelo de tablero con espesor de 200 mm, cumplen con los requisitos de diseño por flexión establecidos en AASHTO LRFD 2014 y ACI 318 2014. La viga propuesta de placas soldadas para formar una viga I cumple con los requisitos de Resistencia a la flexión para el estado límite de resistencia, fatiga y servicio además de que es adecuada por cortante y cumple por deflexión; la viga es compacta; los elementos de acero cumplen con los requisitos establecidos en la norma AASHTO LRFD 2014.

Los apoyos con dimensiones de 600 mm x 700 mm x 150 mm cumplen con las condiciones de verificación de esfuerzos compresivos, deflexiones compresivas, deformación por corte, rotación, estabilidad y por refuerzo establecidas en la norma AASHTO LRFD 2014.

El estribo propuesto se realizó con criterios de diseño de muros de gravedad de acuerdo al capítulo V de libro de diseño de puentes con AASHTO LRFD 2014, el cuál cumple con los requisitos de vuelco, deslizamiento en base del estribo y por capacidad resistente del suelo.

Para el diseño estructural de puente fue necesario utilizar el Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) que es una norma que rige en Nicaragua en esta se contemplan consideraciones para cargas sísmicas y de viento. Los resultados de los diseños estructurales dieron como resultado las dimensiones de superestructura y subestructura de puentes las cuales fueron de utilidad para la elaboración de los planos estructurales.

El presupuesto de puente San Gabriel ubicado en el tramo: Las cruces – San Gabriel se realizó en base a rendimientos de maquinaria, costo de materiales y salarios proporcionados por EMCOSE y rendimientos de mano de obra encontrados en el manual del FISE, éste puente tiene un costo estimado de 30,091,659.38 córdobas y una utilidad de 2,190,668.15 córdobas.

Recomendaciones

- El manual para diseño de puentes AASHTO LRFD 2014 contiene diseños los cuales toman en cuenta cargas sísmicas y cargas de vientos se recomienda utilizar el Reglamento Nacional de la construcción (RNC – 07) para la consideración de las mismas para adecuarse a la realidad del país.
- Utilizar el libro Diseño de puentes por el método AASHTO LRFD 2014 del autor Msc. Arturo Rodríguez, ya que con este libro se obtiene una mejor comprensión para los pre-dimensionamientos de superestructura y subestructura.
- Proponer para el diseño de viga de acero una sección combinadas con dos perfiles diferentes, ya que resulta más económico con respecto a una sección de placas soldadas para formar una viga I de alto peralte.
- Utilizar costos de materiales, salarios, prestaciones sociales, alquileres, renta de equipos y costo de mano de obra lo más actualizados posibles para un resultado más verás en el presupuesto de la obra y obtener una utilidad estimada que sea lo más acertada a la realidad.
- Se plantea la necesidad de tener una norma nacional para el diseño estructural de puentes, ya que Nicaragua es un país con grado de sismicidad considerable debido a la aproximación de las placas Tectónicas Coco y caribe.

Bibliografía

- AASHTO LRFD. (2014). AASHTO LRFD BRIDGE SPECIFICATIONS. U.S.
- Aceros y Estructuras. (2015). *Aceros y estructuras*. Obtenido de Aceros y estructuras: <http://www.acerosyestructuras.com.co/las-barandas-metalicas-para-puentes-e-interiores/>
- ACI-318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural(ACI 318S-14) Y Comentario(ACI 318SR-14)*. Michigan.
- AISC. (2011). *Manual American Institute of steel construction*. Chicago, Illinois, U.S.A.
- Arq. Verónica Veas, A. J. (Julio de 2000). *Deformaciones en vigas*. Obtenido de https://www.google.com/search?q=vigas+simplemente+apoyadas&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwj80eHv0orjAhXMwVkkKHUd_DLwQ_AUIECgB&biw=1242&bih=597#imgrc=jEOzhx8YetJbDM:
- Civilgeeks. (03 de Noviembre de 2011). *Propiedades de los suelos*. Obtenido de Propiedades de los suelos: <https://civilgeeks.com/2011/11/30/valores-referenciales-sobre-diferentes-propiedades-de-los-suelos/>
- Corrales Alfaro, D. I., Gutiérrez Altamirano, L. A., & Zeledón García, C. J. (2012). *DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE EN EL SECTOR QUEBRADA GRANDE, ESTELÍ*. Estelí: Tesis de Ingeniería no publicada, Universidad Nacional de Ingeniería.
- EDICO, Estudios y Diseños consultores. (2008). *Estudios de Suelo para fundaciones de Puentes "Puente San Gabriel"*. Managua.
- EDICO, Estudios y Diseños Ingenieros Consultores. (2008). *Informe Final Hidrotécnico "Puente San Gabriel"*. Managua.
- Girón Andrade Melissa, Moreno Junior & Cortéz Paredes Irwin. (2015). *Deformaciones por Temperatura*. Chimbote, Perú: ULADECH.
- Harmesen, T. (2002). *Diseño de Estructuras de concreto Armado*. Lima, Perú: Fondo Editorial.
- Instituto Nacional de Tecnología Industrial. (12 de 03 de 2018). *Instituto Nacional de Tecnología Industrial*. Obtenido de https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom/04-Seccion_3.pdf

- Ministerio de Transporte e Infraestructura. (2008). *MANUAL PARA LA REVISIÓN DE DISEÑO DE PUENTES Y CAJAS*. Managua: Corea y Asociados S.A. (CORASCO).
- MTI. (2000). *Especificaciones Generales para la construcción de caminos, calles y puentes; NIC - 2000*. Managua.
- Nilson, A. H. (2001). *Diseño de Estructuras de Concreto*. Colombia: Mc Graw Hill.
- Ortíz Acuña, B. M., & Solís Escorcía, B. A. (2017). *DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SANTA ROSA – CAMINO EL POLLO SISLAO, MUNICIPIO DE MULUKUKÚ*. Managua: Tesis no publicada, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Presidencia de consejo de Ministros. (28 de Enero de 2014). *Presidencia de consejo de Ministros*. Obtenido de Presidencia de consejo de Ministros: <http://www.pcm.gob.pe/2014/01/mas-de-1400-familias-ex-cocaleras-se-benefician-con-nuevo-puente-vehicular-alto-huayhuante-huanuco/>
- Rivera, E. M. (2016). *Diagnóstico del puente paso caballos por capacidad sísmica no lineal*. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería.
- RNC-07, 01-2007 (La Gaceta Diario Oficial No. 45 5 de Marzo de 2007).
- Rosas, C. (9 de Octubre de 2014). *Puentes*. Obtenido de Puentes: <https://es.slideshare.net/rosascoria/puentes-40078638>
- Salmerón, J. E. (2013). *Propuesta de Diseño estructural de puente "Pasadizo de piedras", en el municipio de Telpaneca sobre el río como*. Managua.
- Serquén, M. I. (2017). *Puentes con AASHTO-LRFD 2014 (7th Edición)*. Lima: Ediciones Prometeo desencadenado.
- Urbina Henríquez, J. D. (2013). *"Procesos Constructivos de los puentes en Nicaragua: Vigas pretensadas-caso Momotombo"*. Managua: Tesis de Ingeniería no publicada, UNAN Managua.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. D.F., México: McGraw - INTERAMERICANA.

VII. Anexos

Tabla 101: Factores de carga y combinaciones de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-	
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Fuente: Tabla 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 102: Factores de carga para carga permanente γ_p

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

Fuente: Tabla 3.4.1-2 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 103: Factor de presencia múltiple por sobrecarga

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 (AASHTO LRFD, 2014)

Tabla 104: Recubrimientos de Hormigón

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta barras No. 36	40
• Barras No. 43 y No. 57	50
Fondo de losas hormigonadas in situ	
• Hasta barras No. 36	25
• Barras No. 43 y No. 57	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
- En general	75
- Armadura protegida	75
• Cáscaras	50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

Fuente: Tabla 5.12.3-1 (AASHTO LRFD, 2014).

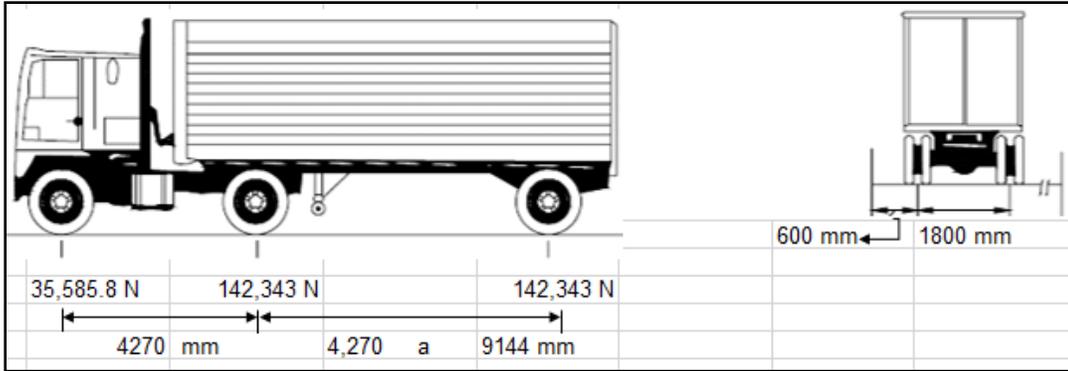


Figura 43: Camión de diseño HL - 93

Fuente: Art. 3.6.1.2.2 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 105: Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas de Tablero - Todos los estados Límites	75%
Estado límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás estados límites	33%

Fuente: Art. 3.6.2.1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 106: Fracción de tráfico de camiones en un único carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	P
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Fuente: Tabla 3.6.1.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 107: Máximos momentos por carga viva por unidad de ancho, (Kip.Ft/Ft)

S		Positive Moment	Negative Moment						
			Distance from CL. of Girder to Design Section for Negative Moment						
			0.0 in.	3 in.	6 in.	9 in.	12 in.	18 in.	24 in.
4'	-0"	4.68	2.68	2.07	1.74	1.60	1.50	1.34	1.25
4'	-3"	4.66	2.73	2.25	1.95	1.74	1.57	1.33	1.20
4'	-6"	4.63	3.00	2.58	2.19	1.90	1.65	1.32	1.18
4'	-9"	4.64	3.38	2.90	2.43	2.07	1.74	1.29	1.20
5'	-0"	4.65	3.74	3.20	2.66	2.24	1.83	1.26	1.12
5'	-3"	4.67	4.06	3.47	2.89	2.41	1.95	1.28	0.98
5'	-6"	4.71	4.36	3.73	3.11	2.58	2.07	1.30	0.99
5'	-9"	4.77	4.63	3.97	3.31	2.73	2.19	1.32	1.02
6'	-0"	4.83	4.88	4.19	3.50	2.88	2.31	1.39	1.07
6'	-3"	4.91	5.10	4.39	3.68	3.02	2.42	1.45	1.13
6'	-6"	5.00	5.31	4.57	3.84	3.15	2.53	1.50	1.20
6'	-9"	5.10	5.50	4.74	3.99	3.27	2.64	1.58	1.28
7'	-0"	5.21	5.98	5.17	4.36	3.56	2.84	1.63	1.37
7'	-3"	5.32	6.13	5.31	4.49	3.68	2.96	1.65	1.51
7'	-6"	5.44	6.26	5.43	4.61	3.78	3.15	1.88	1.72
7'	-9"	5.56	6.38	5.54	4.71	3.88	3.30	2.21	1.94
8'	-0"	5.69	6.48	5.65	4.81	3.98	3.43	2.49	2.16
8'	-3"	5.83	6.58	5.74	4.90	4.06	3.53	2.74	2.37
8'	-6"	5.99	6.66	5.82	4.98	4.14	3.61	2.96	2.58
8'	-9"	6.14	6.74	5.90	5.06	4.22	3.67	3.15	2.79
9'	-0"	6.29	6.81	5.97	5.13	4.28	3.71	3.31	3.00
9'	-3"	6.44	6.87	6.03	5.19	4.40	3.82	3.47	3.20
9'	-6"	6.59	7.15	6.31	5.46	4.66	4.04	3.68	3.39
9'	-9"	6.74	7.51	6.65	5.80	4.94	4.21	3.89	3.58
10'	-0"	6.89	7.85	6.99	6.13	5.26	4.41	4.09	3.77
10'	-3"	7.03	8.19	7.32	6.45	5.58	4.71	4.29	3.96
10'	-6"	7.17	8.52	7.64	6.77	5.89	5.02	4.48	4.15
10'	-9"	7.32	8.83	7.95	7.08	6.20	5.32	4.68	4.34
11'	-0"	7.46	9.14	8.26	7.38	6.50	5.62	4.86	4.52
11'	-3"	7.60	9.44	8.55	7.67	6.79	5.91	5.04	4.70
11'	-6"	7.74	9.72	8.84	7.96	7.07	6.19	5.22	4.87
11'	-9"	7.88	10.01	9.12	8.24	7.36	6.47	5.40	5.05
12'	-0"	8.01	10.28	9.40	8.51	7.63	6.74	5.56	5.21
12'	-3"	8.15	10.55	9.67	8.78	7.90	7.02	5.75	5.38
12'	-6"	8.28	10.81	9.93	9.04	8.16	7.28	5.97	5.54
12'	-9"	8.41	11.06	10.18	9.30	8.42	7.54	6.18	5.70
13'	-0"	8.54	11.31	10.43	9.55	8.67	7.79	6.38	5.86
13'	-3"	8.66	11.55	10.67	9.80	8.92	8.04	6.59	6.01
13'	-6"	8.78	11.79	10.91	10.03	9.16	8.28	6.79	6.16
13'	-9"	8.90	12.02	11.14	10.27	9.40	8.52	6.99	6.30
14'	-0"	9.02	12.24	11.37	10.50	9.63	8.76	7.18	6.45
14'	-3"	9.14	12.46	11.59	10.72	9.85	8.99	7.38	6.58
14'	-6"	9.25	12.67	11.81	10.94	10.08	9.21	7.57	6.72
14'	-9"	9.36	12.88	12.02	11.16	10.30	9.44	7.76	6.86
15'	-0"	9.47	13.09	12.23	11.37	10.51	9.65	7.94	7.02

Fuente: Tabla A4-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 108: Constante A según la categoría para diseño a fatiga

Categoría	Constante A (MPa ³)	
A	8.2E+12	MPa ³
B	3.93E+12	MPa ³
B'	2.00E+12	MPa ³
C	1.44E+12	MPa ³
C'	1.44E+12	MPa ³
D	7.21E+11	MPa ³
E	3.60E+11	MPa ³
E'	1.28E+11	MPa ³
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	5.61E+11	MPa ³
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	1.03E+12	MPa ³

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-1 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 109: Ciclos por pasada de camión, n

Elementos longitudinales	Longitud de tramo	
	> 12192 mm	≤ 12192 mm
Vigas de un solo tramo	1	2
Vigas continuas		
1) cerca de un apoyo interior	1.5	2
2) otras ubicaciones	1	2
Vigas voladizo	5	
Conexiones de placas de cubierta ortotrópica sometidas a ciclos de carga de rueda	5	
Cerchas	1	
Miembros transversales	espaciado	
	> 6096 mm	≤ 6096 mm
	1	2

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-2 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 110: Umbrales de fatiga para amplitud constante

Categoría	Umbral (MPa)
A	165.5 N/mm ²
B	110.3 N/mm ²
B'	82.7 N/mm ²
C	68.9 N/mm ²
C'	82.7 N/mm ²
D	48.3 N/mm ²
E	31.0 N/mm ²
E'	17.9 N/mm ²
Bulones M 164M (A 325M) en tracción axial	213.7 N/mm ²
Bulones M 253M (A 490M) en tracción axial	262.0 N/mm ²

Fuente: Tabla 6.6.1.2.5-3 (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla III: Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial

Placas apoyadas a lo largo de un borde	k	b
Alas y ramas salientes o placas	0.56	En las secciones doble Te laminadas, semiancho del ala
		En las secciones tipo canal, ancho total del ala
		En las placas, distancia entre el borde libre y la primera línea de bulones o
		Para los pares de perfiles tipo ángulo simple en contacto continuo, ancho total de una rama saliente
Almas de las secciones Te laminadas	0.75	Profundidad total de la Te
Otros elementos salientes	0.45	En los puntales compuestos por un único perfil tipo ángulo simple o por dos perfiles tipo ángulo simple con separador, ancho total de la rama saliente
		Para otros elementos, totalidad del ancho saliente
Placas apoyadas a lo largo de dos bordes	k	b
Alas de secciones tipo cajón y cubrejuntas	1.4	Para las alas de secciones tipo cajón, distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interna a cada lado
		Para los cubrejuntas en alas, distancia entre líneas de soldaduras o bulones
Almas y otros elementos tipo placa	1.49	Para las almas de las vigas laminadas, distancia libre entre alas menos los radios de los chaflanes
		Para todos los demás elementos, distancia libre entre apoyos de borde
Cubrejuntas perforados	1.86	Distancia libre entre apoyos de borde

Fuente: Tabla 6.9.4.2-1 (AASHTO LRFD, 2014).

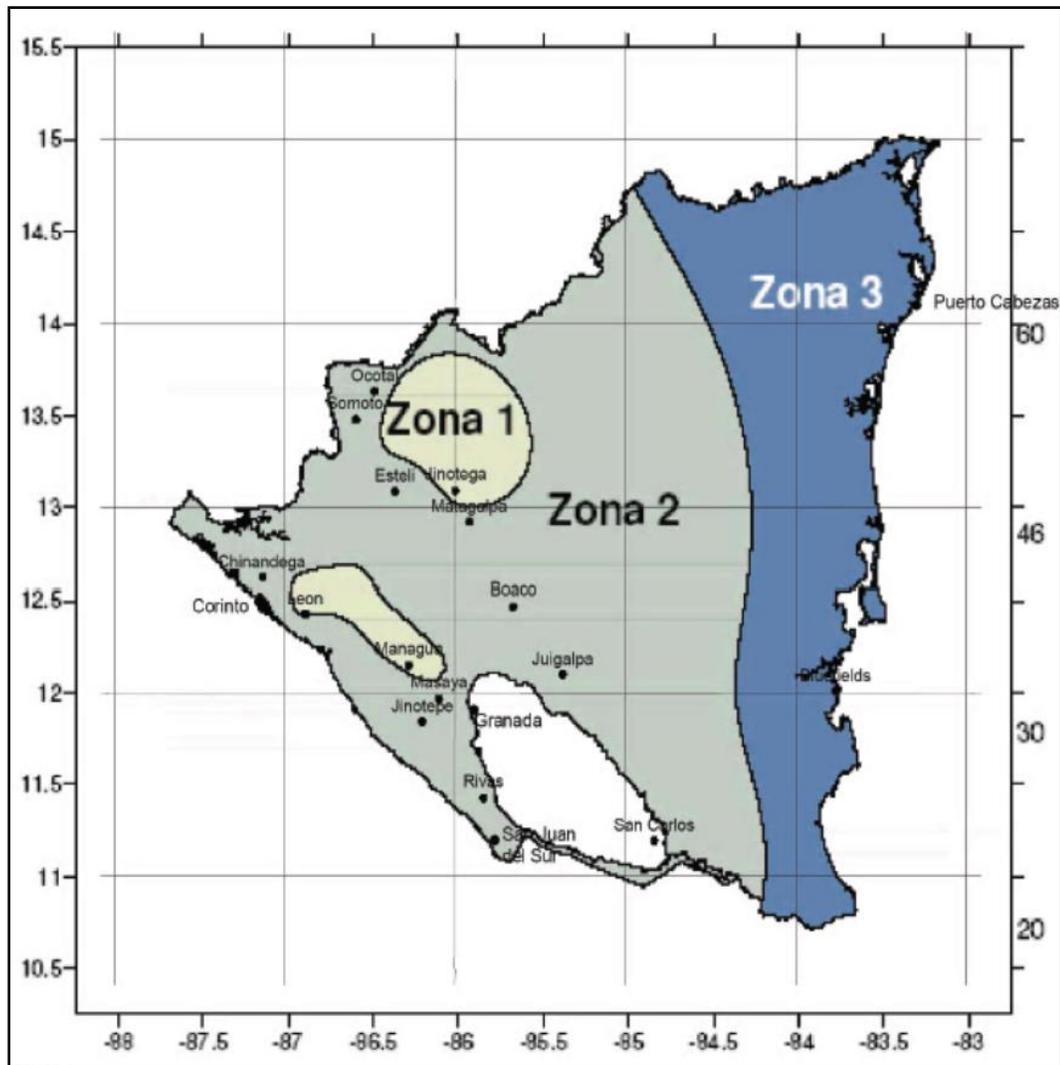


Figura 44: Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis de viento

Fuente: Figura 7 (RNC-07, 2007).

Tabla 112: Velocidades regionales, VR según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s

Zona	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Fuente: Tabla 5 (RNC-07, 2007).

Tabla 113: Factor F_{RT} (Factor de topografía y rugosidad del terreno)

Tipos de Topografía (Figura)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

Fuente: Tabla 7 (RNC-07, 2007).

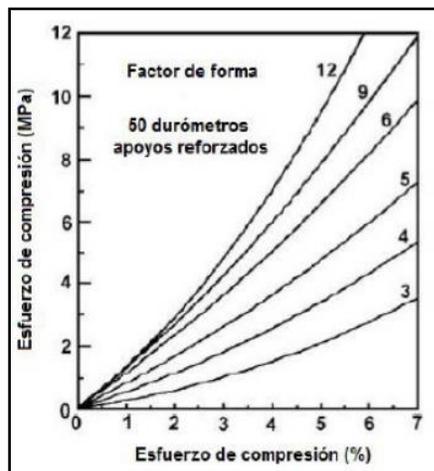


Figura 45: Deformación unitaria por compresión

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

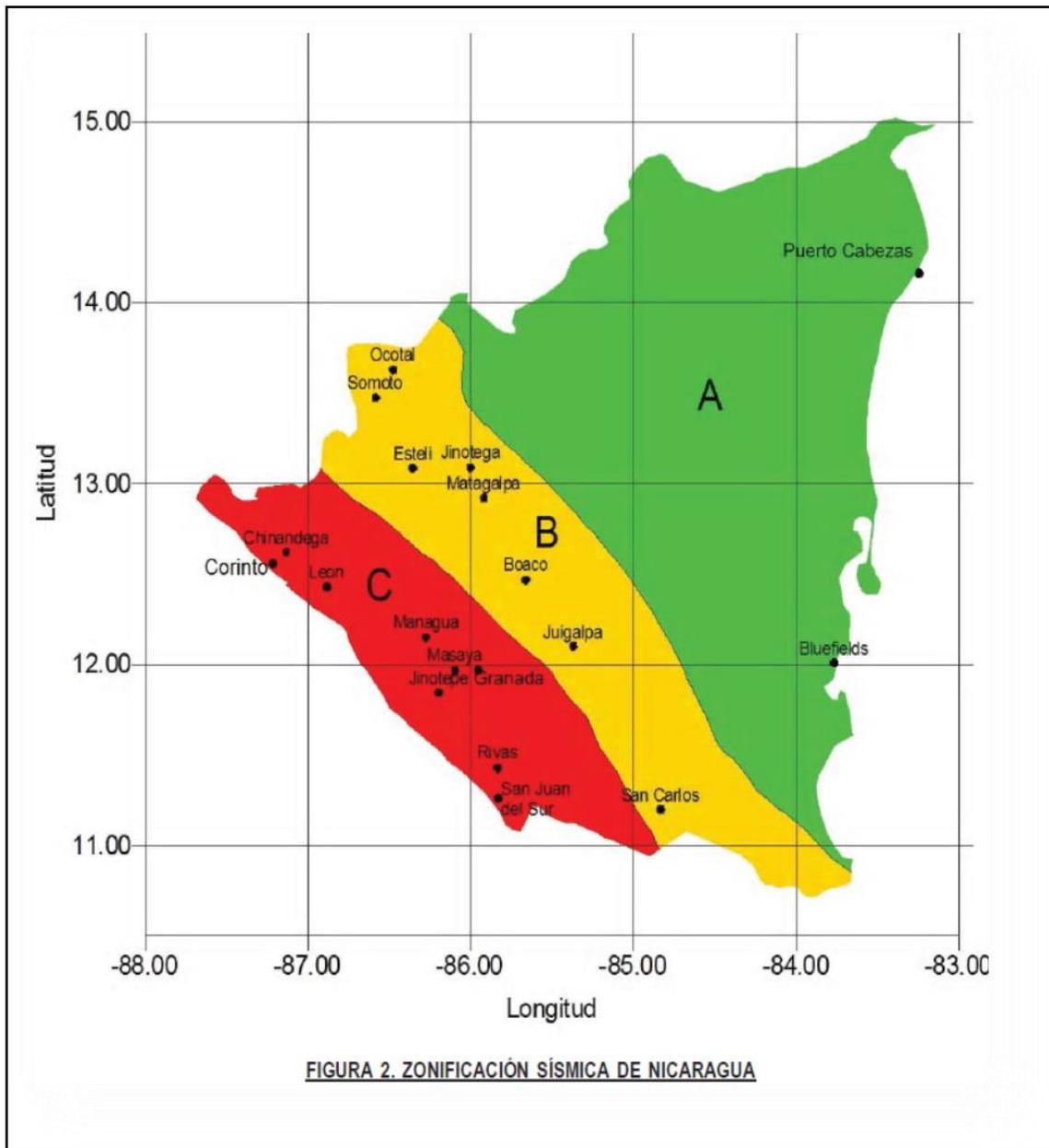


Figura 46: Zonificación sísmica de Nicaragua

Fuente: Figura 2 (RNC-07, 2007).

Tabla 114: Factores de Amplificación por tipo de suelo

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: (RNC-07, 2007).

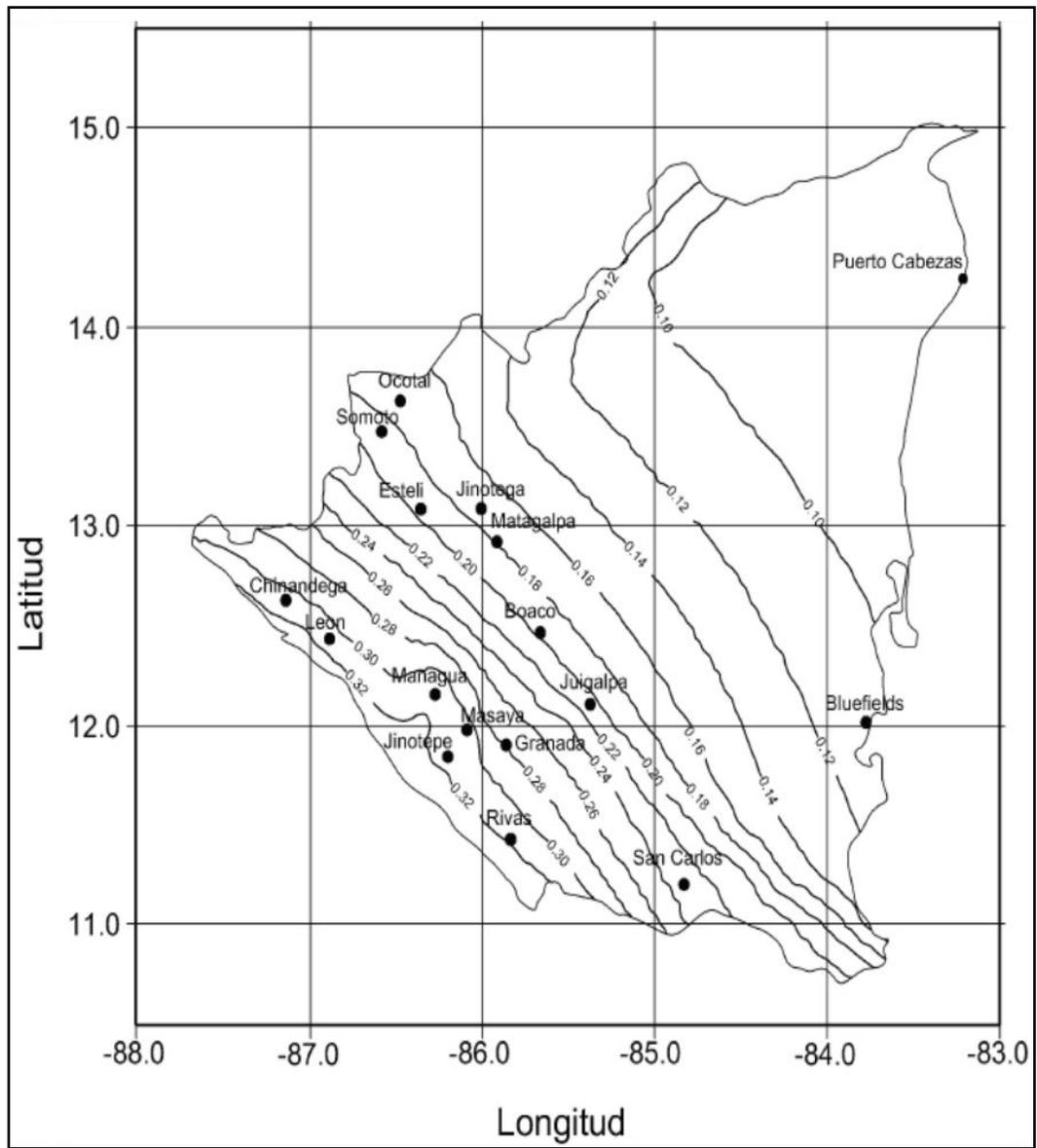


Figura 47: Mapa de Isoaceleraciones para diseño sismo – resistente por método estático equivalente

Fuente: Anexo C (RNC-07, 2007).

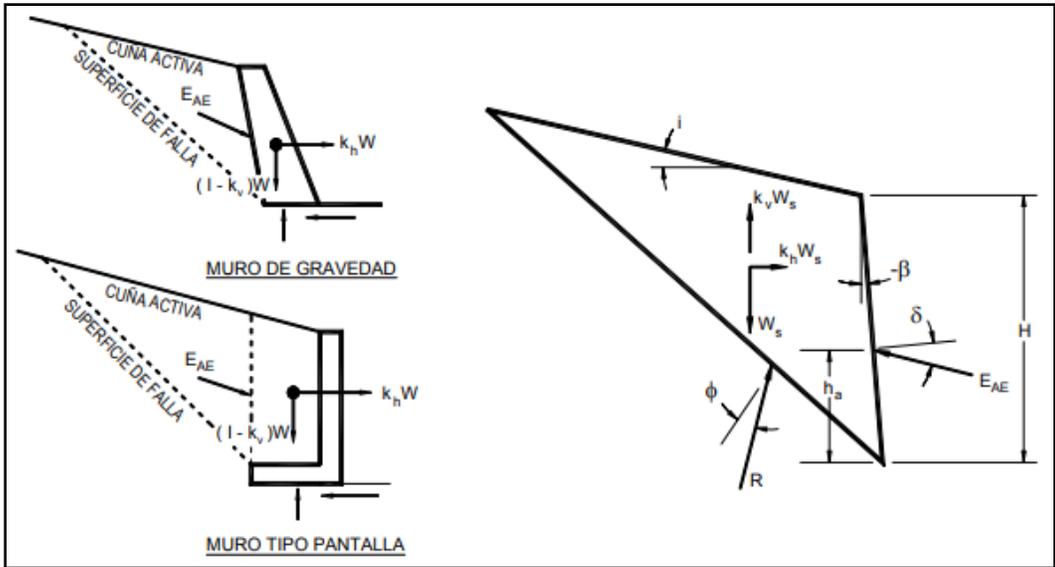


Figura 48: Diagrama de fuerzas de cuña activa

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 115: Ángulo de fricción entre materiales

Materiales en interface	ángulo de fricción, δ ($^{\circ}$)	coeficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0.7
• Grava limpia, mezcla de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0.55 a 0.6
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0.45 a 0.55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0.34 a 0.45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0.31 a 0.34
• Arena residual o pre-consolidada muy rígida y dura	22 a 26	0.40 a 0.49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0.31 a 0.34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción		

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

Tabla 116: Ángulo de fricción interna

Tipo de Suelo	Consistencia	Ángulo de fricción interna (ϕ)
Arena gruesa o arena con grava	Compacta	40 °
	Suelta	35 °
Arena media	Compacta	40 °
	Suelta	30 °
Arena limosa fina o limo arenoso	Compacta	30 °
	Suelta	25 °
Limo uniforme	Compacta	30 °
	Suelta	25 °
Arcilla - Limo	Suave	20 °
	mediana	
Arcilla limosa	Suave	15 °
	mediana	
Arcilla	Suave	0.1 °
	mediana	

Fuente: (Civilgeeks, 2011)

Tabla 117: Altura equivalente para carga vehicular en muros de contención

Altura del muro de contención (mm)	heq (mm) Distancia de la pared cara posterior al borde del tráfico	
	0 mm	304.8 mm o proponer
1524	1524	609.6
3048	1066.8	609.6
≥ 6096	609.6	609.6

Fuente: (AASHTO LRFD, 2014).

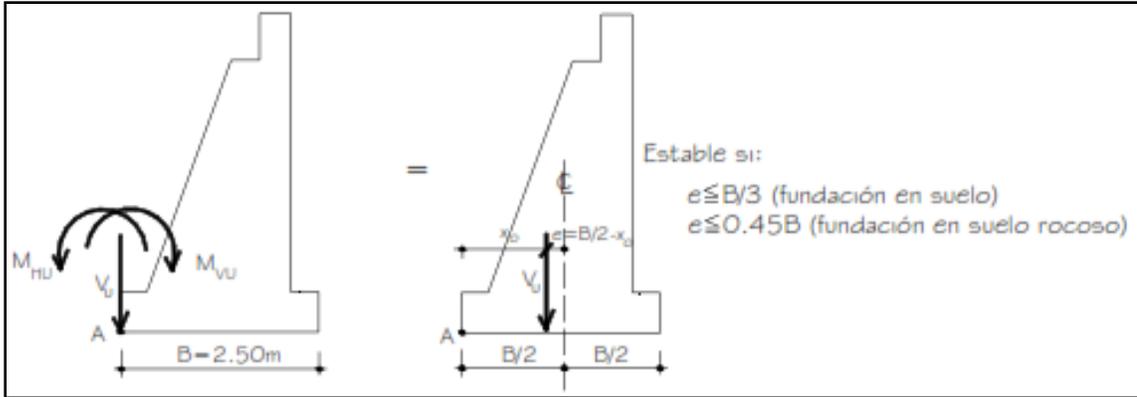


Figura 49: Chequeo y estabilidad de esfuerzos

Fuente: (Serquén, 2017).

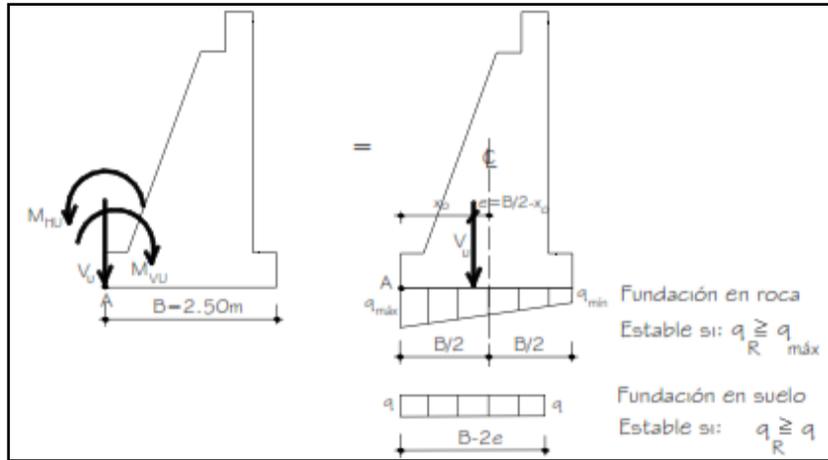


Figura 50: Presiones actuantes en la base del estribo

Fuente: (Serquén, 2017).

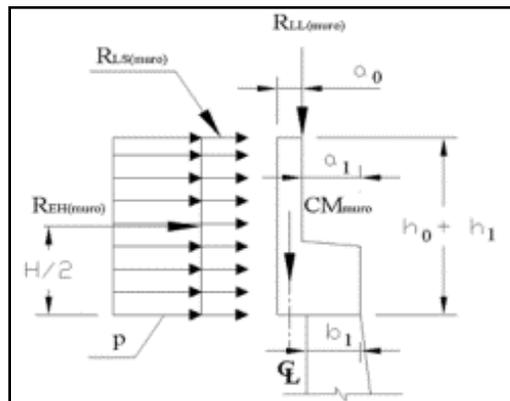


Figura 51: Cargas actuantes en muro de respaldo

Fuente: (Serquén, 2017).