



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN,
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS
DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A
DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2023



NOMBRE DEL TRABAJO

**ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS D
E CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANT
ENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS
DE S**

AUTOR

ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE

RECUENTO DE PALABRAS

69396 Words

RECUENTO DE CARACTERES

347590 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

349 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

12.3MB

FECHA DE ENTREGA

Aug 23, 2023 10:20 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Aug 23, 2023 10:24 AM GMT-5

● **11% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base c

- 10% Base de datos de Internet
- 1% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de Crossr
- 6% Base de datos de trabajos entregados

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)

Vº Bº

Ing. Emilio Castillo Aroni
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNA Nº 920514


JUEGESTOR ROCA SOCA
DIRECTOR

Resumen



DEDICATORIA

A mi madre Brenda, por su amor puro y apoyo incondicional. A Hever, quien representa el valor del trabajo duro y la lealtad

A mi padre Emilio, por sus consejos, sabiduría y soporte constante. A Olga, por el cariño y apoyo que me ha brindado en este proceso.

A mis hermanas Keith y Kajol, quienes son un gran motivo para que me esfuerce día a día. Las amo con todo mi ser.

ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE



AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional del Altiplano y a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por permitirme formarme en sus instalaciones, conocer a personas excepcionales, vivir experiencias invaluableles y ser un elemento esencial para alcanzar mis metas.

Al Dr. Ing. Néstor Leodan Suca Suca, quien con su sabiduría me ha asesorado de forma constante y amable durante el proceso de elaboración de este trabajo.

A los miembros del jurado: Mtr. Ing. Jaime Medina Leiva, Mg. Sc, Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille y Mtr. Ing. Fausto Ponciano Mamani Mamani, por su rigor, dedicación y comprensión durante la ejecución del presente trabajo.

A los profesores de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes han sido fundamentales en mi formación ética y profesional.

A mis amigos, Adan, Brayan, Ivan, Fidel, Miriam, Yareta, Willy, por su apoyo y por haber compartido gratas experiencias.

ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE



ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE FIGURAS

ÍNDICE DE TABLAS

ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

RESUMEN	23
ABSTRACT.....	24

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN	25
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	26
1.2.1 Descripción del problema	26
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	28
1.3.1 Elementos del problema.....	28
1.3.2 Problema principal	28
1.3.3 Problemas específicos.....	28
1.4 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN.....	29
1.4.1 Hipótesis general.....	29
1.4.2 Hipótesis específicas	29
1.5 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO	30
1.6 OBJETIVOS	32
1.6.1 Objetivo general.....	32
1.6.2 Objetivos específicos	32



1.7	VARIABLES	33
1.7.1	Variables independientes	33
1.7.2	Variables dependientes	33
1.7.3	Operacionalización de variables	33
1.8	MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	35

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1	ANTECEDENTES DEL PROYECTO.....	36
2.1.1	Antecedentes internacionales.....	42
2.1.2	Antecedentes nacionales	46
2.1.3	Antecedentes locales	48
2.2	MARCO TEÓRICO.....	51
2.2.1	Normas técnicas aplicables	51
2.2.2	Partes de un puente	52
2.2.3	Tipos de un puente	53
2.2.4	Sistema estructural para la superestructura.....	55
2.2.5	Superestructura viga-losa con vigas metálicas	58
2.2.6	Superestructura viga-losa con vigas postensadas	65
2.2.7	Costo de construcción	78
2.2.8	Costos de operación y mantenimiento	79
2.2.9	Peso de superestructura.....	82
2.3	MARCO METODOLÓGICO.....	82
2.3.1	Filosofía para el diseño de puentes	82
2.3.2	Estados límite, factores de carga y combinaciones de carga	83
2.3.3	Fórmula general de diseño según AASHTO LRFD	85



2.3.4	Factores de resistencia (\emptyset).....	86
2.3.5	Factores de modificación de cargas (n)	86
2.3.6	Factor de carga (γ_i)	88
2.3.7	Solicitaciones de carga (Q_i).....	88
2.3.8	Parámetros para el diseño de vigas postensadas	98
2.3.9	Parámetros para el diseño de vigas metálicas	124

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	136
3.1.1	Tipo de investigación.....	136
3.1.2	Nivel de investigación	136
3.1.3	Población y muestra de la investigación.....	137
3.2	ESTUDIOS BÁSICOS DEL PROYECTO.....	138
3.2.1	Estudio topográfico.....	138
3.2.2	Estudio de tráfico	143
3.2.3	Estudio de suelos	147
3.3	ESTADO ACTUAL DEL PROYECTO.....	157
3.3.1	Generalidades.....	157
3.3.2	Antecedentes	158
3.4	PROYECTO ESTRUCTURAL	167
3.4.1	Descripción del proyecto estructural	168
3.4.2	Normas y reglamentos	168
3.4.3	Cargas utilizadas:	168
3.5	SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS.....	169
3.5.1	Descripción de la solución estructural	169



3.5.2	Materiales.....	170
3.5.3	Predimensionamiento.....	172
3.5.4	Viga cajón abierta postensada o viga “U”	173
3.5.5	Vigas diafragma.....	208
3.5.6	Losa de concreto armado.	217
3.5.7	Dispositivos de apoyo de neopreno reforzado	222
3.5.8	Verificación de la capacidad admisible del terreno	229
3.5.9	Verificación del diseño de pilares.....	232
3.5.10	Verificación del diseño de la cimentación de los pilares.....	236
3.5.11	Verificación del diseño de estribos	244
3.6	SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS.....	255
3.6.1	Descripción de la solución estructural	255
3.6.2	Materiales.....	256
3.6.3	Análisis estructural	257
3.6.4	Predimensionamiento.....	257
3.6.5	Modelo estructural	258
3.6.6	Vigas de acero “I”	265
3.6.7	Losa de concreto armado.	281
3.6.8	Dispositivos de apoyo de neopreno reforzado	286
3.6.9	Verificación del diseño de pilares.....	290
3.6.10	Verificación del diseño de la cimentación de los estribos	293

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1	ANÁLISIS DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN.....	295
4.1.1	Costo para la subestructura construida	295



4.1.2	Costos para la superestructura con vigas postensadas	298
4.1.3	Costos para la superestructura con vigas metálicas	303
4.2	ANÁLISIS DE COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	308
4.2.1	Costos para la superestructura con vigas postensadas	308
4.2.2	Costos para la superestructura con vigas metálicas	313
4.3	ANÁLISIS DEL PESO DE LA SUPERESTRUCTURA	319
4.3.1	Peso para la superestructura con vigas postensadas	320
4.3.2	Peso para la superestructura con vigas metálicas.	321
4.4	ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.....	322
4.4.1	Desempeño estructural de superestructura con vigas postensadas	324
4.4.2	Desempeño estructural de superestructura con vigas metálicas	324
4.5	ANÁLISIS COMPARATIVO: PESO Y COSTOS DIRECTOS	325
4.5.1	Por el costo de construcción	325
4.5.2	Por el costo de operación y mantenimiento	326
4.5.3	Por el peso de la superestructura.....	327
4.5.4	Por el desempeño estructural	329
4.6	TOMA DE DECISIONES.....	329
4.7	CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS Y VALIDEZ DE HIPÓTESIS.....	330
4.7.1	De los objetivos e hipótesis específicas	330
4.7.2	Del objetivo y la hipótesis general.....	337
V.	CONCLUSIONES	339
VI.	RECOMENDACIONES.....	341
VII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	343
ANEXOS	349



ÁREA: Estructuras

TEMA: Diseño estructural de superestructura de intercambio a desnivel

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 29 de agosto del 2023



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Línea temporal de obras referentes al intercambio a desnivel	36
Figura 2 Vista longitudinal de un puente y sus componentes	53
Figura 3 Vista transversal típica de puente tipo viga losa	53
Figura 4 Superestructura de sección compuesta con vigas metálicas.....	58
Figura 5 Tipos de conectores de corte	60
Figura 6 Sección transversal y elevación de viga con rigidizadores transversales.....	61
Figura 7 Platabanda soldada en ala superior de viga I.....	62
Figura 8 Superestructura de sección compuesta con vigas “I” postensadas.....	66
Figura 9 Viga simplemente apoyada en concreto simple, reforzado y presforzado	67
Figura 10 Alambres(wire), torón (strand) y tendón (tendon)	69
Figura 11 Pérdidas de presfuerzo en estructuras presforzadas	71
Figura 12 Sistema constructivo apuntalado y no apuntalado	75
Figura 13 Horizonte de evaluación	81
Figura 14 Camión de diseño	93
Figura 15 Tándem de diseño.....	93
Figura 16 Carga distribuida sobre carril de diseño	94
Figura 17 Mapas de isoaceleraciones espectrales para el sur del Perú.....	97
Figura 18 Mapa eólico del Perú.....	98
Figura 19 Trayectoria de esfuerzos por flexión en regiones “B” y “D”	122
Figura 20 Región “D” de la zona de anclaje de una viga postensada.....	122
Figura 21 Área de intervención del proyecto	139
Figura 22 Imagen satelital de posición de BMs.....	141
Figura 23 Recorrido desde ingresos a ciudad hasta zona de proyecto	142
Figura 24 Pilares de concreto existentes (a diferentes alturas).....	160



Figura 25 Estribo sur existente	160
Figura 26 Esquema geométrico de cimentación existente.....	161
Figura 27 Elevación y secciones de superestructura con vigas metálicas	164
Figura 28 Elevación y secciones de superestructura con vigas postensadas	170
Figura 29 Armado de acero pasivo en viga postensada en región “B”	174
Figura 30 Propiedades geométricas de la losa de concreto armado	174
Figura 31 Propiedades geométricas de la viga postensada.....	175
Figura 32 Modelo estructural de la sección transversal.....	176
Figura 33 Línea de influencia para la reacción vertical en la viga (nudo 13)	177
Figura 34 Línea de influencia de reacción por torsión X-X en la viga (nudo 13).....	177
Figura 35 Reacción vertical más desfavorable en la viga – carga móvil.....	178
Figura 36 Reacción de torsión más desfavorable en la viga – carga móvil.....	178
Figura 37 Aplicación de cargas en modelo estructural longitudinal	179
Figura 38 Momento torsor longitudinal para la viga compuesta (DC).....	180
Figura 39 Fuerza cortante para caso de carga DC (1 viga compuesta)	181
Figura 40 Momento flector para caso de carga DC (1 viga compuesta)	181
Figura 41 Momento torsor longitudinal más desfavorable (carga móvil).....	182
Figura 42 Fuerza cortante más desfavorable (carga móvil).....	182
Figura 43 Momento flector más desfavorable (carga móvil)	183
Figura 44 Esfuerzos actuantes en fibra inferior – ELS III (MPa).....	184
Figura 45 Vista longitudinal y en planta de los tendones de presfuerzo	185
Figura 46 Secciones transversales de la viga con tendones de presfuerzo	186
Figura 47 Viga compuesta, geométrico del alma izquierda	189
Figura 48 Viga compuesta, detalle geométrico para verificar por torsión	191
Figura 49 Armado de acero pasivo en zona "B" de la viga postensada.....	193



Figura 50	Armado de acero pasivo para la viga postensada – Vista longitudinal.....	193
Figura 51	Verificación por cortante a lo largo de toda la viga	195
Figura 52	Verificación por torsión a lo largo de toda la viga	195
Figura 53	Verificación de acero transversal por cortante-torsión	196
Figura 54	Verificación de cortante horizontal a lo largo de toda la viga	197
Figura 55	Deflexión por camión de diseño con impacto	198
Figura 56	Deflexión por 25% de camión de diseño y sobrecarga distribuida	199
Figura 57	Esquema de región “D”	200
Figura 58	Esquema biela-tirante para la estimación inicial de fuerzas actuantes.....	202
Figura 59	Modelo estructural biela-tirante para región “D” o zona de anclaje	203
Figura 60	Fuerzas internas en el modelo biela-tirante de la zona de anclaje	203
Figura 61	Geométrica requerida en zona nodal “C”	206
Figura 62	Geométrica requerida en zona nodal “D”	206
Figura 63	Armado de acero pasivo en zona de anclaje	207
Figura 64	Modelo de elementos finitos (FEM) cualitativo de la zona de anclaje	208
Figura 65	Propiedades geométricas de la viga diafragma	209
Figura 66	Modelo estructural de la viga diafragma - ELR I.....	210
Figura 67	Envolvente de cortantes para la viga diafragma - ELR I	211
Figura 68	Envolvente de momentos flectores para la viga diafragma - ELR I	211
Figura 69	Modelo estructural de viga diafragma al reemplazar apoyos.....	212
Figura 70	Fuerzas cortantes en viga diafragma al reemplazar apoyos	212
Figura 71	Momentos flectores en viga diafragma al reemplazar apoyos	213
Figura 72	Secciones de diseño de la viga diafragma.....	213
Figura 73	Armadura pasiva de viga diafragma, embebida en viga postensada.....	216
Figura 74	Detalle de armadura pasiva para viga diafragma, sección central	216



Figura 75 Sección transversal típica de losa de superestructura.....	218
Figura 76 Cargas en losa – Peso propio, recapeo y barreras (tf)	218
Figura 77 Cargas móvil según AASHTO – Para 1 carril y para 2 carriles.....	219
Figura 78 Momentos flectores en losa – Peso propio, recapeo y barreras (tf*m)	219
Figura 79 Envolvente de momentos flectores en losa – Carga viva (tf-m)	220
Figura 80 Secciones de diseño para la losa de concreto armado	221
Figura 81 Detalle de armado de pre-losa – planta y secciones.....	223
Figura 82 Acero en losa – Vista en planta y sección transversal.....	224
Figura 83 Detalle de dispositivo de apoyo según catálogo Freyssinet	228
Figura 84 Ubicación de ensayos SPT	229
Figura 85 Sección transversal de pilar ejecutada.....	233
Figura 86 Sección de pilar en software de diseño	233
Figura 87 Modelo estructural de alternativa con vigas postensadas (1 sola vía).....	234
Figura 88 Verificación de pilar por flexo compresión.....	235
Figura 89 Modelo estructural de cimentación combinada.....	237
Figura 90 Presión actuante en suelo	238
Figura 91 Armado de cimentación de pilares según proyecto inicial.....	240
Figura 92 Momento flector actuante en cimentación (sentido largo).....	241
Figura 93 Momento flector actuante en cimentación (sentido largo).....	243
Figura 94 Armado de estribos según proyecto inicial	251
Figura 95 Elevación y secciones del tablero con vigas metálicas	256
Figura 96 Modelo estructural de una vía con vigas metálicas.....	259
Figura 97 Modelo estructural – 2 carriles de diseño y cargas aplicadas	259
Figura 98 Carga vehicular HL-93M en programa CSI Bridge v21	260
Figura 99 Carga vehicular HL-93K en programa CSI Bridge v21	260



Figura 100	Carga vehicular HL-93S en programa CSI Bridge v21	261
Figura 101	Espectro sísmico de diseño	263
Figura 102	Cargas horizontales en superestructura (1 vía)	264
Figura 103	Geometría de vigas y rigidizadores a lo largo de la viga	266
Figura 104	Momentos flectores – Carga muerta, barreras y encofrados	268
Figura 105	Envolvente de momentos flectores – Carga móvil.....	269
Figura 106	Geometría de sección de viga continua sobre apoyos.....	274
Figura 107	Envolvente de fuerzas cortantes – Estado límite de fatiga II	277
Figura 108	Deflexiones por carga viva a lo largo de la viga.	279
Figura 109	Deflexiones por carga muerta a lo largo de la viga.	280
Figura 110	Sección transversal de la losa para tablero con vigas metálicas	281
Figura 111	Cargas aplicadas en losa (tf) – Peso propio y barreras.....	281
Figura 112	Cargas móviles según AASHTO – Para 1 carril y 2 carriles	282
Figura 113	Momentos flectores en losa – Para peso propio y de barreras	282
Figura 114	Envolvente de momentos flectores en losa – Para sobrecarga móvil	282
Figura 115	Secciones de diseño en losa	283
Figura 116	Armado de acero en losa – Secciones transversales y elevación	285
Figura 117	Detalle de dispositivo de apoyo según diseño.....	290
Figura 118	Sección de pilar en software de diseño – CSI Bridge	291
Figura 119	Diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis	292
Figura 120	Presiones actuantes en el terreno bajo el estribo – ELR I.....	294
Figura 121	Fórmula polinómica – superestructura con vigas postensadas.....	302
Figura 122	Fórmula polinómica – superestructura con vigas metálicas.....	307
Figura 123	Costos de conservación rutinaria - vigas postensadas.....	310
Figura 124	Costos anuales de mantenimiento rutinario - vigas postensadas.....	311



Figura 125 Costos de conservación periódica - vigas postensadas	312
Figura 126 Costos anuales de mantenimiento periódico - vigas postensadas	313
Figura 127 Costos de conservación rutinaria - vigas metálicas.....	315
Figura 128 Costos anuales de mantenimiento rutinario - vigas metálicas.....	316
Figura 129 Costos de conservación periódica - vigas metálicas	318
Figura 130 Costos anuales de mantenimiento periódico - vigas metálicas	319
Figura 131 Vista 3D de superestructura, pilares y estribos	320
Figura 132 Vista 3D en perspectiva de superestructura con vigas postensadas	320
Figura 133 Vista 3D en perspectiva de superestructura con vigas metálicas	322
Figura 134 Comparación de costo directo de construcción de ambas alternativas	333
Figura 135 Comparación de costo directo de mantenimiento en 20 años	334
Figura 136 Comparación de pesos y reacciones críticas de ambas alternativas.....	336



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Variable independiente	33
Tabla 2 Variables dependientes	34
Tabla 3 Operacionalización de variables	34
Tabla 4 Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel.....	38
Tabla 5 Datos importantes del segundo proyecto del intercambio a desnivel.....	40
Tabla 6 Datos importantes del tercer proyecto del intercambio a desnivel	41
Tabla 7 Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura.....	55
Tabla 8 Superestructuras comunes de tableros	56
Tabla 9 Factores de resistencia (\emptyset).....	86
Tabla 10 Factor de ductilidad	87
Tabla 11 Factor de redundancia.....	87
Tabla 12 Factor de importancia operacional.....	87
Tabla 13 Combinaciones de carga y factores de carga	89
Tabla 14 Factores de carga para cargas permanentes	90
Tabla 15 Incremento de la carga viva por efectos dinámicos	95
Tabla 16 Factor de presencia múltiple	95
Tabla 17 Límites de esfuerzo en acero de presfuerzo – acero de baja relajación	99
Tabla 18 Límites de esfuerzo en el concreto	99
Tabla 19 Factor de corrección por cohesión y fricción.....	120
Tabla 20 Tipo de investigación.....	136
Tabla 21 Cuadro de coordenadas UTM de BMs	140
Tabla 22 Acceso al área del proyecto	141
Tabla 23 Conteo y clasificación vehicular.....	145
Tabla 24 Índice medio diario anual (IMD)	145



Tabla 25 Tasas de crecimiento de generación de tráfico	146
Tabla 26 Proyección del Tráfico Normal.....	146
Tabla 27 Cantidad de muestras extraídas por cada sondeo del SPT	148
Tabla 28 Tipos de ensayo realizados en laboratorio para cada sondeo de SPT.....	150
Tabla 29 Zonificación sísmica según norma E030. Diseño sismorresistente	151
Tabla 30 Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT.....	152
Tabla 31 Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT.....	152
Tabla 32 Capacidad última y permisible, sin considerar el nivel freático	153
Tabla 33 Capacidad última y permisible, considerando el nivel freático	153
Tabla 34 Módulo de elasticidad y módulo de poisson obtenidos de SPT	154
Tabla 35 Cálculo de asentamiento en cada punto de ensayo	155
Tabla 36 Recomendación del tipo de cemento a usarse por ataque de sulfatos	155
Tabla 37 Resultados de laboratorio del contenido de sulfatos y cloruros.....	156
Tabla 38 Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel.....	158
Tabla 39 Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel.....	162
Tabla 40 Propiedades del concreto de las vigas postensadas	171
Tabla 41 Propiedades del concreto de la losa, pre-losas y la infraestructura	171
Tabla 42 Propiedades de la armadura activa.....	171
Tabla 43 Propiedades de la armadura pasiva	172
Tabla 44 Peraltes mínimos sugeridos según la luz del puente.....	172
Tabla 45 Cálculo de propiedades elásticas de resorte para los apoyos.....	176
Tabla 46 Respuesta y momento torsor crítico – carga móvil.....	179
Tabla 47 Cargas transmitidas del modelo estructural transversal al longitudinal	180
Tabla 48 Esfuerzo actuante en un tendón y sus pérdidas de esfuerzo	186
Tabla 49 Detalle de armadura pasiva para la viga postensada.....	192



Tabla 50	Solicitaciones a lo largo de la viga para estado límite de resistencia I.....	194
Tabla 51	Verificaciones para ignorar la fuerza de reacción	201
Tabla 52	Fuerza actuante en las zonas nodales según tipo de nodo	204
Tabla 53	Fuerza actuante en las zonas nodales según tipo de nodo	204
Tabla 54	Diseño por flexión en viga diafragma.....	214
Tabla 55	Detalle de armado en viga diafragma	217
Tabla 56	Momentos actuantes en zonas críticas de losa por carga viva (tf-m)	221
Tabla 57	Momentos flectores en secciones de diseño (tf-m) – ELR I.....	221
Tabla 58	Diseño de acero para losa – ELR-I	222
Tabla 59	Detalle de acero para losa – ELR-I.....	222
Tabla 60	Cálculo de capacidades admisibles según especificaciones AASHTO	231
Tabla 61	Solicitaciones críticas en pilar central	234
Tabla 62	Proporciones demanda-capacidad para pilar central	235
Tabla 63	Geometría y material de cimentación de pilares.....	236
Tabla 64	Geometría y material de cimentación de pilares.....	244
Tabla 65	Resumen de cargas verticales	245
Tabla 66	Resumen de cargas horizontales	245
Tabla 67	Factores de carga utilizados	246
Tabla 68	Verificación por vuelvo – Estribo con puente	247
Tabla 69	Verificación por deslizamiento en la base – Estribo con puente	247
Tabla 70	Verificación por presión en la base – Estribo con puente.....	248
Tabla 71	Verificación por vuelvo – Estribo con puente	249
Tabla 72	Verificación por deslizamiento en la base – Estribo con puente	249
Tabla 73	Verificación por presión en la base – Estribo con puente.....	250
Tabla 74	Propiedades del concreto de la viga diafragma, losa e infraestructura.....	256



Tabla 75 Propiedades del acero estructural	257
Tabla 76 Propiedades de la armadura pasiva	257
Tabla 77 Parámetros para construir el espectro sísmico según AASHTO (2020).....	261
Tabla 78 Datos geométricos de la viga	265
Tabla 79 Propiedades geométricas de la sección no compuesta	266
Tabla 80 Propiedades geométricas de sección compuesta en el largo plazo (3n)	267
Tabla 81 Propiedades geométricas de sección compuesta en el corto plazo (n)	267
Tabla 82 Esfuerzos en la sección de la viga – ELR I.....	270
Tabla 83 Esfuerzos en la sección de la viga – ELR III	270
Tabla 84 Esfuerzos en la sección de la viga – ELR IV	270
Tabla 85 Esfuerzos en la sección de la viga – ELEE I	271
Tabla 86 Fracción de tráfico de camiones en un solo carril, p	276
Tabla 87 Diseño del espaciamiento de los conectores de corte	277
Tabla 88 Momentos actuantes en zonas críticas de losa por carga viva (tf-m)	284
Tabla 89 Momentos flectores en secciones de diseño en losa (tf-m) – ELR I.....	284
Tabla 90 Diseño de acero para losa – ELR-I	286
Tabla 91 Detalle de acero para losa –ELR-I.....	286
Tabla 92 Solicitaciones críticas en pilar central	291
Tabla 93 Reacciones verticales en servicio por sobrecarga móvil HL-93.....	293
Tabla 94 Metrados de la subestructura construida.....	296
Tabla 95 Costo directo de subestructura construida a fecha de marzo del 2013	297
Tabla 96 Metrados para la construcción tablero con vigas postensadas.....	299
Tabla 97 Costo directo de construcción del tablero con vigas postensadas	300
Tabla 98 Índices unificados de precios en meses de interés	302
Tabla 99 Costo directo de intercambio a desnivel con vigas postensadas.....	303



Tabla 100	Metrados para la construcción del tablero con vigas metálicas.....	304
Tabla 101	Costo directo de construcción del tablero con vigas metálicas	305
Tabla 102	Índices unificados de precios en meses de interés	306
Tabla 103	Costo directo de intercambio a desnivel con vigas metálicas.....	307
Tabla 104	Cronograma anual de conservación rutinaria - vigas postensadas	308
Tabla 105	Cronograma mensual de conservación rutinaria - vigas postensadas.....	309
Tabla 106	Presupuesto anual de mantenimiento rutinario - vigas postensadas	309
Tabla 107	Cronograma anual de conservación periódica - vigas postensadas	311
Tabla 108	Presupuesto de mantenimiento periódico - vigas postensadas	312
Tabla 109	Cronograma anual de conservación rutinaria - vigas metálicas	314
Tabla 110	Cronograma mensual de conservación rutinaria - vigas metálicas.....	314
Tabla 111	Presupuesto anual de mantenimiento rutinario - vigas metálicas	316
Tabla 112	Cronograma anual de conservación periódica - vigas metálicas	317
Tabla 113	Presupuesto de mantenimiento periódico - vigas metálicas	317
Tabla 114	Peso propio de tablero con vigas postensadas (1 sola vía)	321
Tabla 115	Reacciones verticales en servicio, caso de vigas postensadas	321
Tabla 116	Peso propio de tablero con vigas metálicas (una sola vía)	323
Tabla 117	Reacciones verticales en servicio, caso de vigas metálicas	323
Tabla 118	Cuadro comparativo de puente según costo de construcción	326
Tabla 119	Comparación de costos con antecedentes bibliográficos.....	326
Tabla 120	Comparación de costos de operación y mantenimiento.....	327
Tabla 121	Cuadro comparativo según peso de superestructura (1 vía)	328
Tabla 122	Cuadro comparativo de superestructura POR desempeño estructural.....	329
Tabla 123	Comparación entre alternativas de superestructura	330
Tabla 124	Valores de interés de las variables dependientes	339



ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	: American Concrete Institute
ASTM	: American Society for Testing and Materials
DG	: Diseño geométrico
EE	: Estado límite de Evento Extremo.
ELF	: Estado límite de Fatiga.
ELR	: Estado límite de Resistencia.
ELS	: Estado límite de Servicio.
IMDA	: Índice Medio Diario Anual
LRFD	: Load and Resistance Factor Design
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
NTE	: Norma Técnica de Edificación
PTI	: Post-Tensioning Institute
UNAP	: Universidad Nacional del Altiplano de Puno



RESUMEN

La presente investigación busca determinar la mejor alternativa entre dos sistemas estructurales de superestructura para el intercambio vial del saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación Norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”, bajo los criterios de comparación de costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, y el peso propio total. Los pilares y estribos del intercambio a desnivel mencionado ya fueron construidos en dos vías con seis tramos continuos de 30 metros cada una. La investigación es a nivel correlacional, donde se tiene como variable independiente al análisis comparativo del sistema estructural de dos alternativas, las cuales son sistema viga losa; la primera con vigas postensadas y la segunda con vigas metálicas, como variables dependientes se tienen el costo de construcción, costos de operación y mantenimiento y peso propio total, las cuales fueron determinadas en base al diseño estructural de ambas alternativas. El costo de construcción de la alternativa con vigas postensadas asciende a S/ 7'612,655.00, frente a S/ 9'472,149.38 para la otra alternativa, resultando un 19.63% más económico. La operación y mantenimiento de alternativa con vigas metálicas, en 20 años, cuesta S/ 1'845,930.49 frente a S/ 1'387,937.20 para la otra alternativa, resultado mayor en 24.81%. Un tramo de la alternativa con vigas postensadas resulta un 53.61% más pesado que un tramo equivalente de la otra alternativa. Finalmente se ha concluido que la alternativa con vigas postensadas resulta mejor bajo los criterios mencionados.

Palabras Clave: Diseño estructural, vigas metálicas, vigas postensadas, costo de construcción, costo de mantenimiento



ABSTRACT

The present investigation seeks to determine the best alternative between two structural superstructure systems for the road interchange of the work balance "Creation of an overpass road interchange at the intersection of Circunvalación Norte avenue and Independencia avenue, in the city of Juliaca, province of San Román - Puno", under the criteria of comparison of construction cost, operation and maintenance cost, and total own weight. The pillars and abutments of the above-mentioned interchange were already built in two lanes with six continuous sections of 30 meters each. The research is at a correlational level, where the independent variable is the comparative analysis of the structural system of two alternatives, the first with post-tensioned beams and the second with steel beams. The dependent variables are the construction cost, operation and maintenance costs and total dead weight, which were determined based on the structural design of both alternatives. The construction cost of the alternative with post-tensioned beams amounts to S/ 7'612,655.00, compared to S/ 9'472,149.38 for the other alternative, resulting in a 19.63% lower cost. The operation and maintenance of the alternative with steel beams, in 20 years, costs S/ 1'845,930.49 compared to S/ 1'387,937.20 for the other alternative, which is 24.81% higher. A section of the alternative with post-tensioned beams is 53.61% heavier than an equivalent section of the other alternative. Finally, it has been concluded that the alternative with post-tensioned beams is better under the above mentioned criteria.

Keywords: Structural design, steel beams, post-tensioned beams, construction cost, maintenance cost.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

El presente tema de investigación denominado “análisis comparativo de costos de construcción, operación y mantenimiento para dos alternativas de superestructura en un intercambio vial a desnivel en la ciudad de Juliaca”, busca determinar la mejor opción entre dos alternativas de superestructura para el intercambio a desnivel en la intersección de las av. Independencia y av. Circunvalación norte en la ciudad de Juliaca bajo los parámetros de comparación de costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, y peso propio total.

La organización de esta investigación es la siguiente:

En el capítulo I: Introducción, se describen la introducción de la investigación, la formulación, la justificación y el planteamiento del problema, la hipótesis, el objetivo general y los objetivos específicos de la investigación.

En el capítulo II: Revisión de literatura, además de los antecedentes bibliográficos de la investigación, se desarrolla el marco teórico y el marco metodológico que sustentan el tema en estudio. Se abordan los conceptos de sistema estructural para la superestructura, superestructura de sección compuesta con losa de concreto armado y vigas metálicas, superestructura de sección compuesta con losa de concreto armado y vigas postensadas, costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, y peso de la superestructura.



En el capítulo III: Materiales y métodos, se explica el tipo y el nivel de investigación que se ha desarrollado, el caso de estudio, los instrumentos utilizados, así como el diseño y verificación estructural de ambas alternativas.

En el capítulo IV: Resultados y discusión, se presentan los resultados obtenidos para cada parámetro de comparación de cada alternativa, así como el análisis comparativo de cada una, junto a su análisis e interpretación y el ponderado final para deliberar la mejor alternativa.

En el capítulo V: Conclusiones, se presentan las conclusiones del investigador a partir de los objetivos y los resultados del estudio.

En el capítulo VI: Recomendaciones, el autor expone sugerencias para futuras investigaciones basadas en la presente investigación.

En el capítulo VII: Referencias bibliográficas, se referencian a los autores cuyos trabajos se han utilizado en este estudio.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 Descripción del problema

De acuerdo al estudio de tráfico del expediente técnico del proyecto “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación Norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”; en la zona del proyecto, las vías son muy concurridas por vehículos de carga y pasajeros, por ende, se produce constantemente congestión vehicular en la zona de intersección de las avenidas Circunvalación e Independencia. (Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca, 2020)



Radio Programas del Perú (2016), en su nota periodística de su diario RPP informó que, en el año 2013, se aprobó el expediente técnico del componente obras complementarias del proyecto “Mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura vial de la avenida Independencia, tramo de la ciudad de Juliaca”, en el cual se contemplaba la construcción del *bypass*, obra que no llegó a culminarse y que según el consultor Tamayo Molinedo no se cuenta con expediente técnico y que la obra esta plagada de irregularidades.

A la fecha de la presentación del presente trabajo, se tiene aprobado y en ejecución el proyecto: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación Norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”, denominado en adelante como el proyecto vigente, el cual tiene la finalidad de culminar los trabajos abandonados en la superestructura, accesos y obras complementarias.

En el mencionado proyecto de saldo de obra, se contempla una reformulación a la superestructura proyectada en el expediente técnico anterior, donde básicamente se plantea una superestructura compuesta por vigas metálicas y losa de concreto armado. Por otro lado, el enfoque del presente proyecto de investigación es proponer la alternativa de superestructura compuesta de vigas de concreto postensado y losa de concreto armado. Esto se hace con el fin de realizar un análisis comparativo de ambas alternativas en términos de costos de construcción, costos de operación y mantenimiento y peso total de la superestructura. Se toman como condicionantes de diseño los pilares y estribos existentes, los cuales serán verificados estructuralmente, así como las luces libres entre ellos.



1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1 Elementos del problema

- Situación problemática: Elección de mejor superestructura para el intercambio a desnivel, considerando que la subestructura ya ha sido construida.
- Especificidad: Determinar cuál de las dos alternativas de superestructura planteadas resulta mejor según los parámetros de costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, y el peso de la misma.
- Ubicación espacial: Intercambio a desnivel en la intersección de la avenida Circunvalación y la avenida Independencia en la ciudad de Juliaca.
- Ubicación temporal: Año 2022.
- Unidad de estudio: La superestructura propuesta para el intercambio a desnivel.

1.3.2 Problema principal

¿Cuál es el resultado de comparar el sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” en cuanto a costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura?

1.3.3 Problemas específicos

- a) ¿Se puede diseñar estructuralmente una alternativa de superestructura con vigas de concreto postensado para el intercambio a desnivel en estudio, bajo la normativa de puentes vigente y a partir del diseño generar los planos de construcción y metrado de materiales?



- b) ¿Se puede cuantificar los costos de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones específicas del proyecto en estudio?
- c) ¿Cuál es la diferencia en cuanto a costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como en el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado propuesto, frente a lo propio de la superestructura con vigas metálicas vigente para su construcción?

1.4 HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 Hipótesis general

El análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” nos permitirá conocer cuál de las dos alternativas resulta mejor según los criterios de costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.

1.4.2 Hipótesis específicas

H1: Se puede diseñar estructuralmente una superestructura con vigas de concreto postensado y verificar la subestructura existente según los requerimientos de la normativa de puentes vigente, y a partir del diseño se pueden generar planos de construcción y metrado de materiales.

H2: Se puede cuantificar el costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, además del peso propio de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones específicas del proyecto en estudio



H3.1: En la etapa de construcción, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica que la superestructura con vigas metálicas.

H3.2: En la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta menos económica que la superestructura con vigas metálicas.

H3.3: El peso de la superestructura con vigas metálicas es menor al peso de la superestructura con vigas de concreto postensado.

1.5 JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Según el expediente técnico vigente del proyecto en estudio (saldo de obra), dada la problemática de constante congestión vehicular en la intersección de la av. Circunvalación y av. Independencia de la ciudad de Juliaca, surge la necesidad de construir un intercambio a desnivel en dicha intersección que permita integrar la vía que permite el tránsito entre los departamentos de Puno y Cusco. De esta forma la congestión vehicular se ve reducida en la zona del proyecto. Además, el expediente técnico vigente plantea la construcción de la superestructura con vigas continuas de acero estructural sobre el cual se apoya una losa de concreto armado. Esta superestructura será construida y apoyada sobre la subestructura existente, estribos y pilares construidos con el primer expediente técnico, cómo se indica en la línea de tiempo de la figura 1.

Según (Roque, 2021), para una luz libre de 30 metros de un puente simplemente apoyado, una superestructura con vigas postensadas resulta un 41.91% más económica que una superestructura con vigas metálicas, esto a nivel de costo directo de la superestructura. El presente trabajo no trata de un puente simplemente apoyado, sino, de un intercambio a desnivel que presenta seis tramos de 30 metros cada uno. Por esta razón surge la necesidad de investigar si, en este caso particular, el costo de construcción de una superestructura con vigas postensadas sigue siendo más económico a nivel de



construcción que el caso con vigas metálicas. Adicionalmente se ha decidido cuantificar el costo de mantenimiento y el peso de la superestructura, con el fin de que el análisis comparativo sea más completo. Durante el desarrollo de la investigación, se ha decidido incorporar también el análisis comparativo del desempeño estructural de la superestructura, así como la verificación estructural de la subestructura existente (pilares, estribos y sus cimentaciones) para el caso de la alternativa con vigas postensadas.

Por ende, la presente investigación está justificada y tiene como finalidad determinar cuál de las alternativas de superestructura resulta mejor bajo los criterios de comparación mencionados en el párrafo anterior.

La viabilidad del proyecto integral en estudio fue estudiada y aprobada en el perfil de inversión pública del proyecto formulado en el 2012: “Mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura vial de la av. Independencia tramo (av. Circunvalación - jr. Pojcraccasi) de la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”, cuyo código SNIP es 2216332; la fecha de declaración de viabilidad es el 17 de julio del 2012. Según el portal de seguimiento de inversiones del Ministerio de Economía y Finanzas, la población beneficiaria se estima en 2,308 personas a lo largo del horizonte del proyecto, las cuales habitan en las urbanizaciones aledañas, y también incluyen a la población estudiantil y a los comerciantes de la zona. Se presentó solo una alternativa, en la cual se indica como valor actual neto la suma de S/ 16'857,675.00 que corresponde a una tasa interna de retorno de 18.86%.

El último proyecto de saldo de obra para la construcción de la superestructura también fue declarado viable según el proyecto de inversión formulado en el 2017: “Creación del intercambio vial a desnivel de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”, cuyo código



CUI es 2381901. La fecha de declaración de viabilidad es el 10 de octubre del 2017. Según el portal de seguimiento de inversiones del Ministerio de Economía y Finanzas, la población beneficiaria se denomina como “los habitantes de la ciudad de Juliaca”, y el objetivo central es brindar adecuadas condiciones de transitabilidad vehicular y peatonal en la intersección de las avenidas mencionadas en el nombre del proyecto. En dicho perfil de inversión, se presentó solo una alternativa, en la cual se indica como valor actual neto la suma de S/ 9’638,922.65 que corresponde a una tasa interna de retorno de 13.44%.

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo general

Realizar un análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” en cuanto, a costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.

1.6.2 Objetivos específicos

- a) Diseñar la superestructura del proyecto de creación del intercambio a desnivel en la av. Circunvalación norte de la ciudad de Juliaca con vigas de concreto postensado, materializándolo en planos de construcción y metrados de materiales.
- b) Determinar los costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, así como el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones de diseño del proyecto en estudio.
- c) Determinar la diferencia en cuanto a costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como en el peso total de la superestructura con vigas de

concreto postensado propuesto, frente a lo propio de la superestructura con vigas metálicas vigente para su construcción.

1.7 VARIABLES

En el presente trabajo de investigación, se emplearon variables independientes y dependientes, asociados por una relación causal.

1.7.1 Variables independientes

En este caso, la variable independiente es el análisis comparativo del sistema estructural de dos alternativas de superestructura de un paso a desnivel, en base a esta se cuantifican las variables dependientes.

Tabla 1

Variable independiente

Variable independiente	Definición conceptual	Dimensión
Análisis comparativo del sistema estructural de dos alternativas de superestructura.	Configuración estructural, geometría y materiales que conforman los componentes de la superestructura en cada alternativa.	Superestructura de vigas de concreto postensado con tablero de concreto armado empleando pre-losas.
		Superestructura de sección compuesta con vigas de acero y tablero de concreto armado

Nota. Se considera una variable independiente.

1.7.2 Variables dependientes

Las variables dependientes en este caso son los costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, y el peso de la superestructura. Estas variables dependen directamente de la alternativa de superestructura elegida, que actúa como variable independiente. Estas variables se detallan en la tabla 2.

1.7.3 Operacionalización de variables

La operacionalización de las variables en estudio, se presenta en la tabla 3.

Tabla 2

Variables dependientes

Variable dependiente	Definición conceptual	Dimensión
Costos de construcción.	Costo directo a fecha determinada para construir la superestructura elegida	Costo directo de construcción (S/)
Costos de operación y mantenimiento.	Costo directo para la operación y mantenimiento de la superestructura elegida según un plan de mantenimiento durante el horizonte de duración del proyecto	Costo directo de operación y mantenimiento proyectado (S/)
Peso de la superestructura.	Peso propio de todos los componentes de la superestructura elegida	Peso (kg)

Nota. Se consideran tres variables dependientes

Tabla 3

Operacionalización de variables

VARIABLES	INDICADORES	TIPO DE VARIABLE	VALORES
<p><u>VARIABLE INDEPENDIENTE</u></p> <p>X1: Análisis del sistema estructural planteado para la superestructura de un paso a desnivel.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Configuración estructural, Materiales Dimensiones geométricas Método constructivo Plan de mantenimiento <ul style="list-style-type: none"> Peso propio 	Catagórica nominal	<p>X1a (propuesta) = Superestructura de vigas de concreto postensado con tablero de concreto armado empleando pre-losas.</p> <p>X1b (prefijada) = Superestructura de sección compuesta con vigas de acero y tablero de concreto armado</p>
<p><u>VARIABLES DEPENDIENTES</u></p> <p>Y1: Costos de construcción.</p>	<ul style="list-style-type: none"> Precios unitarios Costo directo 	Numérica continua	Costo directo de construcción (S/)
Y2: Costos de operación y mantenimiento.	<ul style="list-style-type: none"> Precios unitarios Costo directo 	Numérica continua	Costo directo de Operación y mantenimiento proyectado (S/)
Y3: Peso de la superestructura.	<ul style="list-style-type: none"> Peso 	Numérica continua	Peso (kg)

Nota. Variables en estudio analizadas y operacionalizadas



1.8 MATRIZ DE CONSISTENCIA

La matriz de consistencia para el presente trabajo, debido a su tamaño (hoja A3), se adjunta en el anexo T.

CAPÍTULO II

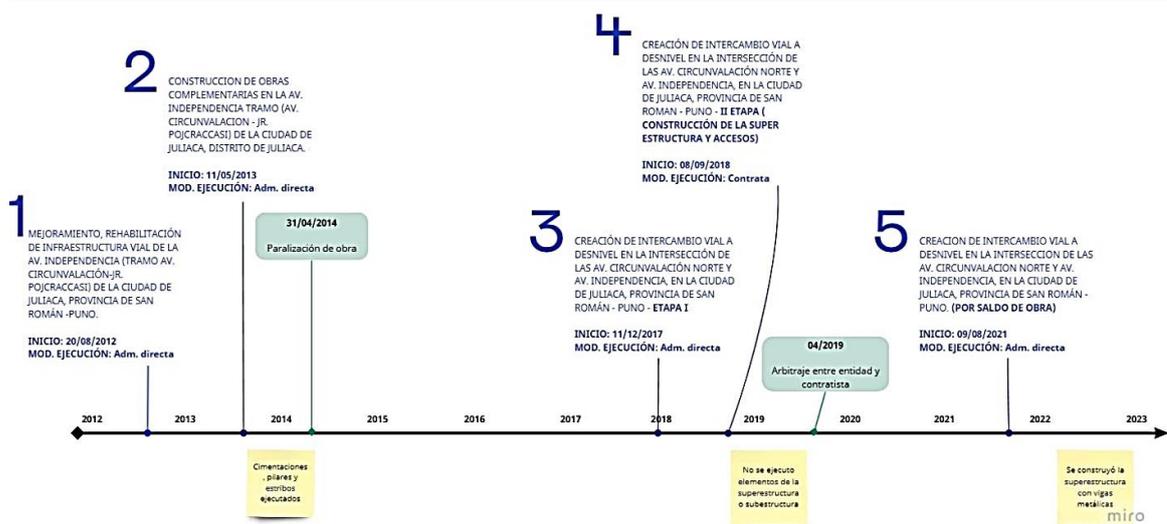
REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES DEL PROYECTO

Se ha realizado una investigación exhaustiva en el portal web del sistema de información de obras públicas [INFObras] en relación a los expedientes técnicos relacionados a la construcción del intercambio a desnivel bajo estudio. En la figura 1 se presenta una línea de tiempo referente a los proyectos mencionados.

Figura 1

Línea temporal de obras referentes al intercambio a desnivel



Nota. Elaborado según el sistema de información de obras públicas (INFObras)

En julio del año 2012, por la necesidad de mejorar el flujo vehicular, se aprobó el expediente técnico titulado “Mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura vial de la av. Independencia, tramo (av. Circunvalación – jr. Pojcraccasi), en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román-Puno” (RPP, 2016). En este expediente se contemplaba solamente la construcción de infraestructura vial, incluyendo pistas y veredas.



Posteriormente, según la información recopilada en INFObras, en el año 2013 se aprobó el expediente técnico del componente “obras complementarias” del proyecto mencionado en el párrafo anterior. Dicho componente corresponde al intercambio a desnivel (bypass) y fue aprobado con presupuesto de S/ 7'662,128.85 y comprende la ejecución de:

- Construcción de estribos de concreto $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ en una cantidad de 437.56 m³.
- Construcción de zapatas para estribos de concreto $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ en una cantidad de 340.20 m³.
- Construcción de pilares y vigas cabezal de concreto $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ en una cantidad de 376.00 m³.
- Suministro e instalación de vigas metálicas, conformadas por 18 vigas metálicas.
- Construcción de pavimento flexible (carpeta asfáltica de dos pulgadas de espesor) en un área de 9,648.00 m².
- Construcción de muros de suelo reforzado (rampas con MacWall) en una cantidad de 25,636.75 unidades.
- Suministro e instalación de geotextil de diferentes tipos en un área total de 32,906.04 m².
- Instalación provisional de postes de concreto armado centrifugado de 13mm/400 en una cantidad de 14 unidades.

Posteriormente, mediante informe N°022-2014 GEIN/MRIVAIIOC-MPSRJ-R.O./EJRQ con fecha del 06 de marzo del 2014, la residencia solicitó la revisión y aprobación del expediente técnico modificado a la subgerencia de obras públicas de la municipalidad de San Román. En este nuevo expediente modificado, el presupuesto



revisado ascendió a S/ 24'650,584.55 y el plazo de ejecución se estimó en 567 días calendario. Sin embargo, este nuevo modificado no fue aprobado y la obra quedó paralizada el 31 de marzo del 2014. En la tabla 4 se presentan los datos relevantes de este expediente.

En el año 2017, se registró como proyecto de inversión la “Creación de Intercambio Vial a Desnivel en la Intersección de las av. Circunvalación Norte y av. Independencia, en la Ciudad de Juliaca, Provincia de San Román – Puno” identificado con el código único de inversión 2381901. Este proyecto se divide en tres etapas:

1. Pistas y veredas (Administración directa).
2. Superestructura y accesos (Por contrata).
3. Instalaciones eléctricas (Por contrata).

Tabla 4

Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel

Ítem	Contenido
Presupuesto	S/ 7'662,128.85
Plazo de ejecución	300 días calendario
Fecha de inicio	11/05/2013
Modalidad de ejecución	Administración directa
Resolución de aprobación	Resolución gerencial N° 118-2013-MPSRJ/GEMU
Código INFOBRAS	13373

Nota. Elaborado en base a la información recopilada de INFObras

En el 2018 se comenzó a ejecutar la obra correspondiente a la segunda etapa: “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte



y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román - Puno - II etapa (Construcción de la super estructura y accesos)”. La meta física de este proyecto abarca:

- Demolición de 237.36 m³ de estructura existente para los accesos.
- Pavimento flexible con un espesor de 2.5 pulgadas y una superficie de 51.30 m², y pavimento rígido de concreto con resistencia a la compresión de 210 kg/cm² y un volumen medido de 186.06 m³.
- Tapas de concreto para inspección f[’]c=210 kg/cm², con volumen de 0.55 m³.
- Sumideros de concreto con volumen de 0.40 m³ y f[’]c=210 kg/cm².
- Rejillas metálicas con platina de 2 ½”x1/2” y F[°]C[°] ¾”.
- Sardineles de protección del intercambio a desnivel con f[’]c=175 kg/cm² y un volumen de 110.90 m³.
- Losa de la superestructura del puente de concreto premezclado f[’]c=350 kg/cm² con un metrado de 691.20 m³.
- Bloques “MacWall” de dimensiones 0.40*0.30*0.20 m para la construcción de los accesos, con un metrado de 22,530.25 unidades.
- Implementación de seguridad vial y señalización con pintura en sardineles (metrado de 2,298.08 m²), pintura del pavimento (metrado de 245.73 m²), tachas reflectivas (226 unidades) y señales informativas (23 unidades).

En la tabla 5 se presentan los datos relevantes del mencionado proyecto.

Sin embargo, según el diario Sin Fronteras, en abril del 2019, la Procuraduría Pública Municipal informó a los medios de comunicación y a la ciudadanía que la etapa de conciliación entre la Municipalidad Provincial de San Román – Juliaca (entidad) y el Consorcio San Román (contratista) no prosperó. Por lo tanto, ambas instancias optaron por someterse al arbitraje para resolver sus diferencias.

Tabla 5*Datos importantes del segundo proyecto del intercambio a desnivel*

Ítem	Contenido
Componentes	1) Costo total de la obra (obras complementarias, superestructura, accesos, señalización y seguridad vial)
	2) Gastos de supervisión
	3) Gastos de expediente técnico
	4) Gastos de seguimiento y monitoreo
	5) Gastos de liquidación
	6) Gastos de evaluación
Costo	S/ 12'943,928.93
Plazo	135 días calendario
Fecha de inicio	08/09/2018
Modalidad de ejecución	Administración indirecta (Contrata)
Contratista	Consortio SAN ROMAN
Resolución de aprobación	Resolución gerencial N° 152-2018-MPSRJ/GEMU
Código INFOBRAS	88710

Nota. Elaborado en base a la información recopilada de INFObras

Después de esto, para completar la construcción del intercambio a desnivel, se llevó a cabo el proyecto de saldo de obra titulado “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación Norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno”, con un presupuesto cuantificado y datado en octubre del 2020. Las actividades de construcción se reanudaron el 09 de agosto del 2021. (Pari, 2019)

La meta física de este último proyecto incluye:

- Construcción de obras complementarias.



- Construcción de la losa de la superestructura del puente utilizando concreto premezclado con una resistencia $f'c=280$ kg/cm².
- Construcción de accesos utilizando lateralmente bloque tipo “mesa con geomallas”.
- Seguridad vial y señalización con pintura en sardineles, pavimento y las señales informativas.

En la tabla 6 se presentan los datos relevantes del proyecto mencionado.

Tabla 6

Datos importantes del tercer proyecto del intercambio a desnivel

Ítem	Contenido
Componentes / Partidas globales	1) Trabajos preliminares
	2) Mejoramiento de terreno para cimientos
	3) Construcción de área de estacionamientos
	4) Construcción de parque inferior
	5) Ambientes administrativos y servicios higiénicos
	6) Sistema de evacuación de aguas pluviales
	7) Construcción de superestructura
	8) Rampa de acceso
	9) Varios
	10) Señalización y seguridad vial
Costo	S/ 12'930,532.18
Plazo	240 días calendario
Fecha de inicio	09/08/2021
Modalidad de ejecución	Administración directa
Resolución de aprobación	Resolución gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU
Código INFOBRAS	13373

Nota. Elaborado en base a la información recopilada de INFObras

2.1.1 Antecedentes internacionales

Márquez-Peñaranda et al. (2022), en su artículo científico, denominado “*An application of physics: Simply supported bridges made of post-tensioned concrete and structural steel beams*” con DOI: [10.1088/1742-6596/2153/1/012004](https://doi.org/10.1088/1742-6596/2153/1/012004), estudian la relación coste-beneficio en puentes rectos simplemente apoyados, considerando solamente costos de material, mano de obra y proceso constructivo. Diseñaron cuatro superestructuras de puentes con vigas de concreto postensado y cuatro superestructuras de puentes con vigas de acero estructural para luces de 30 m, 35 m, 40 m y 45 m. Para el caso particular de 30 metros, obtuvieron un costo total de 682.60 millones de pesos colombianos para la alternativa con vigas postensadas y de 1,533.84 millones de pesos colombianos para la alternativa con vigas metálica, costos calculados en el año 2021. Concluyeron que las superestructuras de puentes diseñadas con vigas de concreto postensado resultaron ser más económicas que las diseñadas con vigas de acero estructural. Sin embargo, las vigas de acero tienen un peso menor y pueden soportar una demanda similar o mayor que las vigas postensadas. Además, la eficiencia mecánica de las vigas de acero es aproximadamente 1,5 veces superior a la de las vigas postensadas para todas las luces estudiadas. Además, indican que antes de elegir cualquiera de las soluciones estudiadas, es necesario realizar un análisis más detallado que incluya otros costes importantes, como el coste de la subestructura, los costes sociales y los costes medioambientales.

J. R. P. Rodríguez et al. (2021), en su artículo científico, denominado “*Determination of the structural efficiency of short bridges according to their physical and economic characteristics*” con DOI: [10.1088/1742-6596/2046/1/012068](https://doi.org/10.1088/1742-6596/2046/1/012068), estudian la eficiencia estructural de los puentes cortos en función de sus características físicas y económicas para luces de entre 12 y 26 metros. Las opciones que estudian son puentes



vehiculares con tableros de concreto armado apoyados sobre vigas de concreto armado, vigas de concreto postensado y vigas de acero estructural. Para el análisis estructural se empleó un software de elementos finitos. Como resultados se presentó que para puentes con luces pequeñas, su construcción con vigas de acero es inviable debido al alto coste de la mano de obra cualificada, además, se indicó que para un mismo puente la opción con acero estructural puede costar 630 millones de pesos colombianos para el año 2020, mientras que, el mismo, en concreto armado y postensada puede costar entre 170 y 196 millones de peso colombiano para el mismo año; siendo el costo con vigas metálicas casi el triple que el de vigas de concreto armado o postensado. También se encontró que a partir de 8.49 metros, el uso de vigas de concreto postensado resulta más económico que el uso de vigas de concreto armado. Concluyendo así que a partir de 8.49 metros los puentes de concreto postensado son los más eficientes física y económicamente que los de concreto armado. Los puentes de acero estructural son los menos eficientes estructuralmente para puentes cortos. Por lo tanto, la construcción de puentes vehiculares cortos con acero estructural no es viable.

Coello, L. (2021), en su trabajo de grado, denominado “Análisis estructural comparativo de vigas de acero y vigas simplemente apoyadas de concreto pretensado aplicados en el puente Trobador ubicado a la progresiva del kilómetro 26 en (Naranjal/Guayas) aplicando el Grillage Method.” Realiza un análisis comparativo entre vigas de hormigón pretensado y vigas de acero mediante el cálculo estructural correspondiente; obteniendo como resultados que las vigas metálicas se comportan mejor frente a la flexión y al cortante, pero las vigas postensadas cumplen con los requerimientos de diseño. Mientras que en el análisis económico el hormigón presforzado resulta más económico en materiales, mientras que las vigas metálicas resultan más ventajosas en mano de obra y en cuanto al mantenimiento.



Almeida y Armas (2019), en su trabajo de grado denominado “Diseño y comparación económica de la super- estructura de un puente de 30 metros de luz considerando variantes de losa con vigas de hormigón postensado y vigas-losas-cajón” se realiza el diseño, comparación técnica y comparación económica de la superestructura de dos puentes de 30 metros de luz sin apoyos intermedios, el diseño se rige bajo las normas AASHTO LRFD 2017, ACI-14, NEC-15 y NEVI-12. Se concluye que, el puente con vigas de concreto postensado cuesta un 36.57% menos que el puente viga-loa cajón; esta diferencia de coste se debe principalmente a que el puente viga-loa cajón necesita más acero de refuerzo en la dirección transversal para una longitud de 30 m, que es la típica para los pasos a desnivel en la ciudad de Quito. El puente con vigas de concreto postensado, típico de los pasos elevados de la ciudad de Quito, es la mejor opción desde el punto de vista práctico y económico. Sin embargo, los puentes viga-loa cajón son preferidos en muchas ciudades por razones estéticas debido a su diseño o geometría, que resulta más atractiva desde el punto de vista arquitectónico y mejora los entornos urbanos.

Neira, K. (2018), en su trabajo de grado denominado “Análisis comparativo estructural entre vigas simplemente apoyadas de hormigón postensado en sitio y vigas de acero estructural para un puente de 45m de luz en la ciudad de Esmeraldas”, realiza una comparación técnica-económica de las alternativas para las vigas de la superestructura, el proyecto es para un puente simplemente apoyado con 45 metros de luz que está proyectado para la ciudad de Esmeraldas – Ecuador. Entre sus conclusiones se indica que, aunque las vigas de concreto postensado (525 440.14 USD) resultaron ser la alternativa más económica, estas se encontraban trabajando al límite, mientras que las vigas metálicas (578 585.16 USD) tenían una holgura frente a sus solicitaciones demandantes; además de que las vigas metálicas son una muy buena opción para transmitir menor carga al terreno, debido a que son más ligeras.



Ponce, H. (2016); en su trabajo de grado denominado “Análisis comparativo del comportamiento estructural de las vigas del tablero de un puente isostático de hormigón post – tensado versus tablero con vigas de hormigón pretensado, aplicando el método AASHTO – LRFD” se plantea un estudio de verificación estructural después de un sismo para un puente con longitud de viga de 26.80 metros, con las alternativas de concreto pretensado frente al concreto postensado, específicamente se analiza la respuesta estructural ante cargas de servicio y la magnitud de las pérdidas según la norma AASHTO – LRFD. Entre sus conclusiones se encuentran ventajas, así como desventajas para ambos casos, por ejemplo, que para las cargas de servicio, el mejor comportamiento estructural lo presentan los elementos de concreto postensado; también se recomienda el uso de concreto pretensado para luces menores a 35 metros y para el caso del concreto postensado para luces menores a 45 metros, mientras que si ambas opciones son viables considerar la mejor opción para el proyecto específico en el cual se emplearan.

Haas, T. (2014), en el artículo de la revista de ingeniería civil de Jordan, denominado “*Are reinforced concrete girder bridges more economical than structural steel girder bridges? A South African perspective*” con DOI: [10.14525/jjce.8.1.2628](https://doi.org/10.14525/jjce.8.1.2628); se investigó la rentabilidad de las vigas de acero en comparación con las vigas convencionales de concreto armado y presforzado utilizadas en la construcción de puentes en Sudáfrica, El caso de estudio en particular corresponde a un puente existente que debía de ensancharse debido al aumento del tráfico. La solución propuesta de los ingenieros consultores fue emplear dos vigas de concreto armado de 10 m para los vanos extremos y dos vigas de concreto postensado de 22 m para los dos vanos centrales. En el trabajo se plantean vigas de acero de 10 y 22 m en vigas armadas y vigas “I” estándar, para su diseño se empleó códigos de diseño sudafricanos vigentes. Dentro de las conclusiones se presenta que a fecha de 2012 el ahorro en costes empleando vigas



metálicas sería de aproximadamente 3,500 dólares y 2,500 dólares empleando vigas de acero estándar y vigas armadas, respectivamente. La investigación reveló que las vigas de acero son significativamente más económicas hasta 10 m de longitud empleando vigas armadas y también vigas “I” estándar, en comparación con el concreto armado. Sin embargo, para los vanos de 22 m, las vigas de concreto postensado son significativamente más rentables que las vigas de chapa de acero.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Roque, I. (2021), en su trabajo de grado llamado “Análisis comparativo de costos de un puente vehicular de 30.0 m de luz usando vigas de concreto armado, concreto presforzado y acero estructural” realizó una comparación entre los sistemas estructurales mencionados para un puente de tránsito vehicular de 30 metros de luz libre, donde concluye que para el peralte de las vigas de concreto armado, así como el de las vigas de acero estructural, obtiene 2 metros; mientras que para las vigas de concreto postensado obtiene 1.60 metros. Mientras que el costo directo obtenido es de S/ 2’113,235.04 para el puente de vigas metálicas, S/ 1’315,569.16 para el puente de concreto armado y S/ 1’227,553.79 para el puente de concreto postensado. Resultando más económica la opción con concreto postensado.

Carrera, E. (2021), en su trabajo de maestría denominado “Gestión del mantenimiento de puentes sobre ríos en la Panamericana Norte, mediante inspecciones y evaluaciones según AASHTO y MTC” indica que en los últimos años hemos experimentado una serie de fallas en puentes en todo el país debido a la aceleración del cambio climático, prácticas ineficaces de mantenimiento de puentes, y particularmente en la zona norte donde el fenómeno denominado "el niño" es cada vez más frecuente. Este estudio indica que se mostrará la investigación comparativa y evaluación de los once puentes de la Panamericana Norte, tanto físicamente utilizando las fichas SCAP del MTC



como estructuralmente utilizando las especificaciones AASHTO LRFD. Antes del niño costero en 2013 y después del niño costero en 2017, respectivamente, con evaluaciones de costos adecuadas al estado de condición del proyecto. Entre sus conclusiones se indica que al 2014, el reemplazo de los cuatro puentes (Sechín, Huambacho, Fortaleza y Virú) representaba unos S/ 17'754,274.62 aproximadamente a valor actual del 2017. Los puentes Sechín, Huambacho, Fortaleza y Virú colapsaron antes del impacto del niño costero del 2017 debido a que no se implementó lo indicado en el informe de inspección y costos del 2013 al 2014, dejando sin protección los puentes existentes. Por otro lado, se estima que la rehabilitación de los demás puentes tiene un costo de 4.2 millones de soles al valor actual del 2017. El costo aproximado de la reconstrucción de estos puentes es de S/ 36'388,237.20 soles. La relación del valor de la inversión es aproximadamente de uno a dos al comparar las valorizaciones de 2014 y 2017.

Altamirano, J. (2018), en su trabajo de grado, denominado “Análisis y diseño del puente vehicular sobre el río Yuracyacu, en el sector Monterrey, distrito de Nueva Cajamarca, provincia de Rioja, departamento de San Martín” nos presenta un diseño estructural para el sistema de superestructura de sección compuesta, con tablero de concreto armado y vigas de acero estructural para un ancho de calzada de 8.40 m con veredas en ambos extremos de 1.25 m y la luz de las vigas es de 47.00 m, además se realiza el diseño de la subestructura, que consta en estribos cimentados sobre pilotes. Se concluye que las vigas con 1.80 m de peralte trabajan en rango elástico para las cargas de servicio, el autor recomendando que para lograr un diseño adecuado y coherente se tenga sumo cuidado al realizar el metrado de cargas, emplear un software computacional del cual entendamos los datos y resultados, por último, recomienda que el sistema a estructural a emplear este acorde a las necesidades y disponibilidad de mano de obra y materiales en el lugar del proyecto.



Arroba, M. y Gutierrez, F. (2020), en su trabajo de grado denominado “Diagnóstico de patologías y su incidencia en una propuesta de mantenimiento del puente Picota, provincia de Picota, departamento de San Martín – 2019”, tienen como objetivo principal determinar la incidencia de cada patología diagnosticada en la elaboración de un plan de mantenimiento del puente Picota, en este trabajo se afirma que en el Perú la cultura de mantenimiento de estructuras no existía. En dicha investigación, se analizan todos los componentes del puente y se determina que el componente que presenta mayor grado de severidad son los pilares de concreto armado que presentan una eflorescencia de 80%, 8% de desgaste por consecuencia del intemperismo, el 2% fisuras < 1.5 mm y el 10% socavación. Los investigadores llegaron a la conclusión de que el puente Picota tiene un estado estadístico de 3.16, donde 0.00 es perfecto y 5.00 es malo, y que el puente necesita de mantenimiento urgentemente.

Sueldo, L. y Olórtiga, M. (2017), en su tesis de pregrado denominado “Diseño estructural de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate” nos presentan el análisis sísmico y el diseño estructural de la superestructura y la infraestructura para un puente vehicular con 21 metros de ancho y con luces de 75.50 m de luz en el tramo intermedio y 12.50 m en los tramos extremos, las vigas están planteadas de concreto postensado, mientras que para los estribos también se tiene pilotaje. Se tiene como conclusiones que se empleó una mayor sección en los tramos extremos y tanto para estos tramos, como para el intermedio el diseño inicial se hizo por estado límite de servicio y posteriormente se verificaron por resistencia, cortante y deflexiones. Además de que fue necesario el empleo de cartelas en los tramos extremos.

2.1.3 Antecedentes locales

Butron, A. y Huanca, D. (2022), en su trabajo de grado denominado “Diseño estructural de un puente atirantado y un puente arco network, comparación y



determinación de la solución más óptima para un puente de 125 metros de luz sobre el río Pucará Mayu – Lampa” determinan la solución estructural más eficiente, en términos de utilización de materiales y viabilidad constructiva, entre un puente atirantado asimétrico de una torre y un puente en arco tipo Network, para una luz de 125 m sobre el río Pucará. Para la concepción, análisis y diseño estructural emplearon el manual de puentes del Perú (2018) y las especificaciones AASHTO LRFD (2020), para el análisis estructural computacional emplearon el programa *Midas Civil*. Finalmente, concluyen que el puente en arco tipo Network es la alternativa que consume menos material, como se indica a continuación, el puente en arco Network consume 71.3% menos concreto, 55.8% menos acero y 63.7% menos encofrado que el puente atirantado; y requiere 73.3% menos excavaciones que el puente atirantado asimétrico. El puente atirantado de una torre el que presenta un método constructivo más favorable debido a que no interfiere con el lecho del río, aun cuando, el puente arco tipo Network requiere un método constructivo con intervención en el lecho del río, esta solución se mostró como la más óptima entre ambas.

Apaza, Y. (2018), en su trabajo de grado denominado “Evaluación de costos de construcción en el análisis y diseño de puentes viga losa y reticulado sobre la vía desvío Rosario – Crucero, del distrito de Potoni – Azángaro – Puno”, nos expone un análisis comparativo de costos para dos alternativas de construcción, siendo una de ellas el de sección compuesta con losa de concreto armado y vigas de acero estructural, mientras que la otra es un sistema reticulado de elementos metálicos, para un puente de 40 metros de luz. Entre sus conclusiones se presenta, que es totalmente necesario los estudios básicos de ingeniería (topografía, hidrología, entre otros) para proyectar un puente de manera confiable. Además, se determinó un costo para su construcción de S/ 2’414,912.14 para el puente viga-losa y de S/ 3’742,985.33 para el sistema reticulado,



35.48% más que la otra alternativa; por lo que finalmente optan por sistema tipo viga-losa por ser más económica.

Condori, R. y Itusaca, P. (2017), en su tesis de grado denominado “Análisis comparativo del diseño estructural de alternativas de puentes urbanos para los barrios unión Putina y Libertad de la localidad de Putina” realizan la comparación de tres sistemas estructurales propuestos para la construcción de un puente vehicular de 22.00 y 30.00 metros de luz, entre los mencionados tres sistemas se tiene uno de sección compuesta (tablero de concreto armado), sistema reticulado tipo Warren y tipo arco reticulado; para todos los casos se plantea cimentaciones profundas, en este caso el sistema de pilotaje. Como resultados se tienen que en cuanto a costos el puente de sección compuesta asciende a S/ 2'990,003.86 en costo directo, el tipo reticulado Warren asciende a S/ 3'941,552.36; mientras que el tipo arco reticulado asciende a S/ 4'229,102.77; se definen criterios de selección, aparte del costo, como seguridad, funcionalidad y estética, de los cuales se toma el costo como el parámetro más relevante y por ende el sistema elegido es el de sección compuesta, pese a que tenía menor puntaje en los otros criterios de selección. El autor también recomienda realizar sondajes indirectos en el suelo como la refracción sísmica o los sondajes geo eléctricos, con el fin de identificar los estratos más profundos y diseñar los pilotes con mayor información.

Mamani, E. y Chura, O. (2016), en su tesis de grado denominado “Diseño de intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la avenida el estudiante de la ciudad de Puno” plantea el diseño de un intercambio vial a desnivel tipo trompeta para contribuir al reordenamiento vial y mejorar los niveles de seguridad vial y servicio a través de infraestructura vial moderna y eficiente. Se presenta en conclusiones que el intercambio a desnivel está conformado por un puente con seis tramos simplemente apoyados, con longitud de 20 metros entre apoyos, resultando en una



longitud de 120 m para todo el puente. La sección del puente comprende 9.5 m y tiene dos carriles de 4 m, dos aceras de 0.75 m y barandillas de 1.2 m de altura. La viga utilizada es W40 x 167 A572 Gr65 y el tablero tiene 0.2 m de espesor. Para el diseño se utilizó la carga móvil HL-93. Para los cimientos de las columnas se utilizaron nueve pilotes de 45 cm de diámetro y 25 m de longitud. En cuanto a los estribos, se utilizó pilotes hincados con un pedestal superior de 8.50 m x 5.35 m, específicamente 15 pilotes de 45 cm de diámetro y una longitud de 26 m.

2.2 MARCO TEÓRICO

La definición teórica de los términos básicos relacionados a esta investigación, como la definición de puente, intercambio a desnivel, entre otros, se encuentra en el glosario de términos adjunto en el anexo X.

2.2.1 Normas técnicas aplicables

Para la elaboración de esta investigación, se consideró la normativa vigente en el territorio nacional, así como las especificaciones para el diseño de puentes de AASHTO (2020) en su 9na edición, referida en adelante como “especificaciones AASHTO”.

2.2.1.1 Manual de puentes del Perú (2018)

De acuerdo a MTC (2018b), este manual brinda las pautas y requisitos mínimos para el planeamiento, análisis y diseño de puentes carreteros en el Perú. Su cumplimiento es obligatorio en todo el territorio nacional.

2.2.1.2 Especificaciones AASHTO LRFD 2020 para el diseño de puentes

Las especificaciones AASHTO LRFD son un conjunto de normas estadounidenses que destinadas para guiar el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros fijos y móviles. Estas especificaciones constituyen requerimientos

mínimos para garantizar la seguridad estructural y no pretenden reemplazar el criterio del diseñador. AASHTO (2020)

2.2.1.3 Norma técnica E.060: Concreto armado (2009)

Según el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2009) “esta norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, presforzado y simple”. (p. 13)

2.2.1.4 Manual de carreteras: Mantenimiento o conservación vial

Según el MTC (2018a) este documento técnico posibilita la planificación, implementación y supervisión de las labores de mantenimiento de carreteras, tanto las de carácter regular como las realizadas en intervalos definidos. Esto también abarca las estructuras viales como puentes y túneles, con el propósito de garantizar niveles satisfactorios de servicio.

2.2.2 Partes de un puente

Según Rodríguez, A. (2020), los puentes constan fundamentalmente de dos partes:

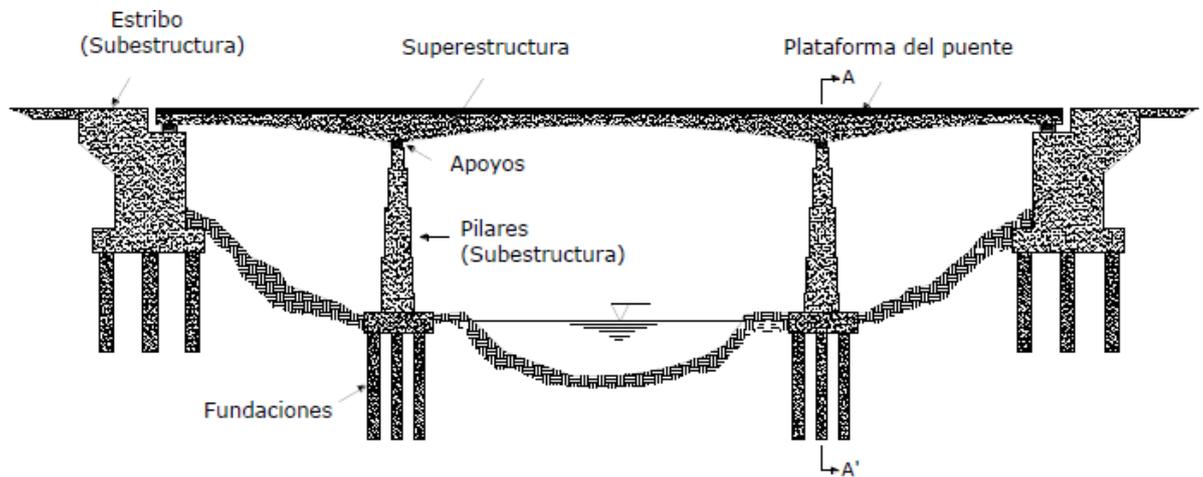
La superestructura: Conformada por tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.

La infraestructura: Conformada por estribos (apoyos extremos) y pilares (apoyos centrales) que soportan a la superestructura; y cimentaciones, encargadas de transferir los esfuerzos al terreno de fundación. (p. I-1)

En las figuras 2 y 3 se muestran imágenes referentes a las partes de un puente.

Figura 2

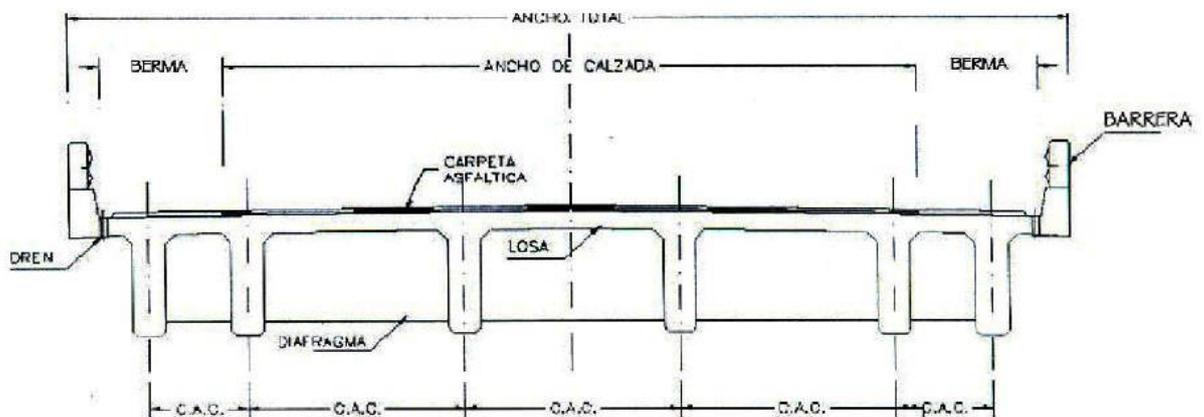
Vista longitudinal de un puente y sus componentes



Nota. Tomado de *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes* (p. 2), por Ramírez y Leon, 2010, Universidad Mayor de San Simón [UMSS].

Figura 3

Vista transversal típica de puente tipo viga losa



Nota. Tomado de *Puentes con AASHTO-LRFD 2014* (p. I-1), por Rodríguez, 2017, Lima, Perú.

2.2.3 Tipos de un puente

Los puentes se pueden clasificar bajo diferentes criterios que no son mutuamente excluyentes. Rodríguez (2017, p. I-2) nos presenta la siguiente clasificación:

- a) Según su función:



- Peatonales
 - Carreteros
 - Ferroviarios
 - Acueductos
 - Puentes para aviones en aeropuertos
- b) Por los materiales de construcción:
- Madera
 - Mampostería
 - Acero Estructural
 - Sección Compuesta
 - Concreto Armado
 - Concreto presforzado
 - Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.
- c) Por el tipo de estructura
- Simplemente apoyados
 - Continuos
 - Simples de tramos múltiples
 - Cantilever (brazos voladizos)
 - En Arco
 - Atirantado
 - Colgantes
 - Levadizos (basculantes)
 - Pontones (plataformas flotantes o puentes de longitud menor a 10 metros)
- d) Por su geometría en planta
- Rectos



- Esviajados
- Curvos
- e) Según el tiempo de vida
 - Definitivo
 - Temporal
- f) Por el proceso constructivo (Adicionalmente según Ramirez y Leon (2010, p. 7))
 - Vaciados en sitio
 - Compuestos
 - Prefabricados
 - Dovelas

Tabla 7

Longitudes de tramo para diferentes tipos de superestructura

Tipología estructural	Material	Rango común de tramos (m)	Máximo tramo en servicio (m)
Losa	Concreto	0-12	
Vigas	Concreto	12-300	301, Stolmasundet, Norway, 1998
	Acero	30-300	300, Ponte Coste e Silva, Brazil, 1974
Reticulado	Acero	90-550	510, Minato, Japón, 1974
Arco	Concreto	90-420	420, Wanxian, China, 1997
	Acero	240-550	550, Lupu, China, 2003
Atirantado	Acero	90-1100	1088, Sutong, China, 2008
Colgante	Acero	300-2000	1991, Akashi-Kaikyo, Japon, 1998

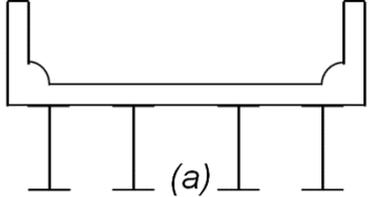
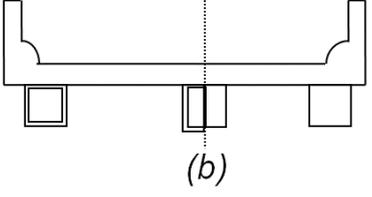
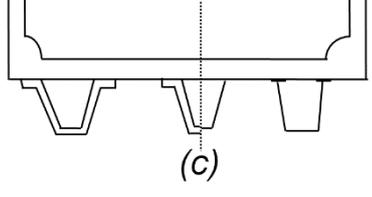
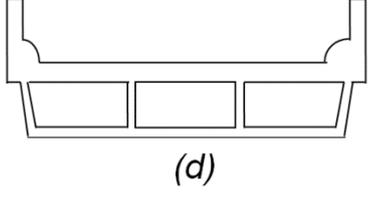
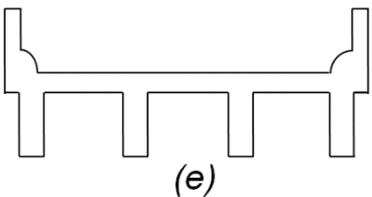
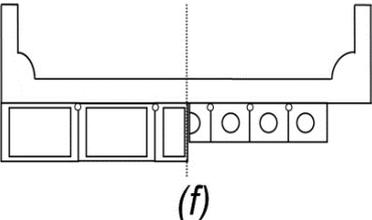
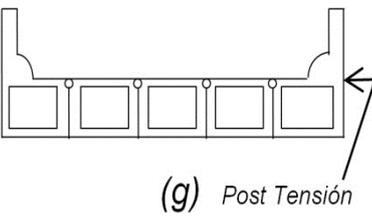
Nota. Tomado de *Design of Highway Bridges and LRFD Approach* (p. 67), por Barker y Puckett, 2013, New Jersey.

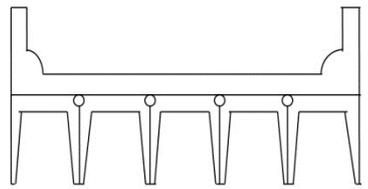
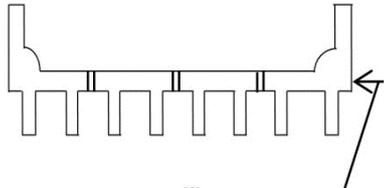
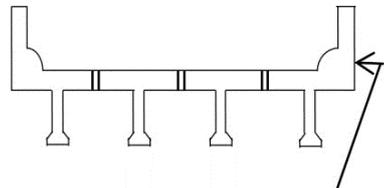
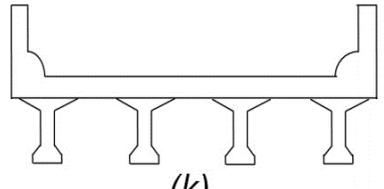
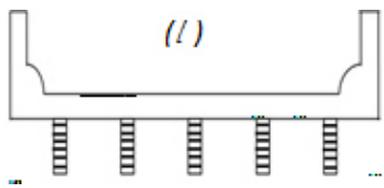
2.2.4 Sistema estructural para la superestructura

En las especificaciones para el diseño de puentes AASHTO (2020) se presentan 12 tipos de superestructuras comunes en puentes. Estos se presentan en la Tabla 8.

Tabla 8

Superestructuras comunes de tableros

Componente de Apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Vigas de acero	Losas de concreto, coladas en sitio; losas de concreto prefabricado; emparrillado de acero; paneles encolados / clavados, madera esforzada	
Cajones cerrados de concreto prefabricado o de acero	Losas de concreto vaciado en sitio	
Cajones abiertos de concreto prefabricado o de acero	Losas de concreto colocados en sitio, losas de tablero de concreto prefabricado	
Cajones multiceldas de concreto colocados en sitio	Concreto Monolítico	
Vigas Tee de concreto vaciadas en sitio	Concreto Monolítico	
Sólidos prefabricados, Cajones de concreto celular o ahuecados con llave de corte	Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio	
Sólidos prefabricados, Cajones de concreto celular o ahuecado con llave de corte y con o sin fuerza postensora transversal	Concreto Integral	

Componente de Apoyo	Tipo de tablero	Sección transversal típica
Secciones canales de concreto prefabricado con llaves de corte	Cubierta de una capa de concreto colocada en sitio	 (h)
Sección doble Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza Post – tensora transversal	Concreto Integral	 (i) Post tensión
Secciones Tee de concreto prefabricado con llaves de corte y con o sin fuerza postensora transversal	Concreto Integral	 (j) post tensión
Secciones bulbo Tee o I de concreto prefabricado	Concreto colocado en sitio, concreto prefabricado	 (k)
Vigas de madera	Concreto colocado en sitio o plataformas, paneles encolados/clavados o madera esforzada	 (l)

Nota. Tomado de *Manual de Puentes del Perú* (p. 166-167), elaborado por MTC, 2018b.

El presente proyecto se centrará en dos de estas superestructuras:

- **Tipo a:** Superestructura de sección compuesta con losa de concreto armado y vigas metálicas.
- **Tipo c:** Superestructura de sección compuesta con losa prefabricada de concreto armado y cajones abiertos de concreto presforzado.

2.2.5 Superestructura viga-losa con vigas metálicas

Este tipo de superestructura está compuesta por el tablero o losa en concreto armado y como elementos principales de carga en la superestructura se tiene a las vigas de acero estructural que tienen conectores de corte embebidos en la losa, de tal forma que el comportamiento de las vigas será el de una sección compuesta. Según Condori e Itusaca (2017) al optar por este tipo de superestructura se logran las siguientes ventajas frente a las vigas en secciones no compuestas:

- Pesos de las vigas reducidos
- Menores peraltes
- Rigidez de piso incrementada
- Posibilita mayores longitudes de tramo para el mismo perfil

Figura 4

Superestructura de sección compuesta con vigas metálicas



Nota. Tomado de *Sistemas estructurales: Puentes*, elaborado por el Instituto Técnico de la Estructura en Acero (p. 15)

2.2.5.1 Vigas metálicas tipo I

Se tratan de vigas metálicas con una sección transversal en forma de la letra “I”, esta es una de las formas más usadas debido a su larga proporción entre momento de

inercia y área. Además, este tipo de viga puede ser laminada en planta o armada con planchas metálicas. (McCormac, 2012)

2.2.5.1.1 *Vigas laminadas simples*

Se trata de vigas fabricadas con dimensiones preestablecidas catalogadas por el AISC (American Institute of Steel Construction). Dentro de ellas se encuentran cuatro grandes grupos que son “W”, “M”, “S” y “HP” (AISC, 2015). Según Neira (2018), las vigas “W” son secciones relativamente económicas, fáciles de manipular en obra y presentan concordancia entre el alma y sus alas.

2.2.5.1.2 *Vigas armadas.*

Según Zapata, L. (2013), se tratan de vigas conformadas por planchas metálicas unidas por soldadura o pernos, dando libertad al diseñador para asignarle las dimensiones deseadas. Sin embargo, se debe tener muy en cuenta la relación entre las dimensiones de la sección y sus espesores para no incurrir en fallas por efectos locales a verificar según las especificaciones AASHTO (2020) o en su defecto utilizar rigidizadores donde sean necesarios, para un adecuado funcionamiento de las vigas.

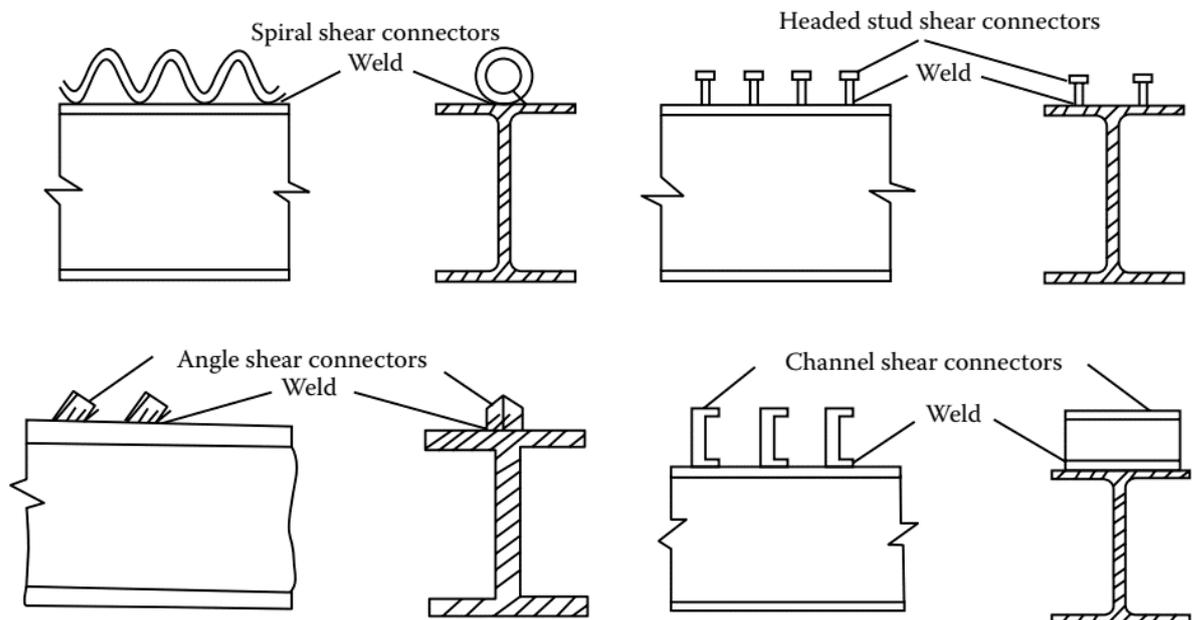
2.2.5.2 **Conectores de corte**

Para el corte horizontal generado entre el acero y el concreto, no se puede confiar en la fricción, sino que se utilizan conectores de corte y según Zapata (2013) entre los más comunes se encuentra el “conector de vástago con cabeza”, el cual consiste de un vástago corto con tuerca o cabeza. Estos van soldados al ala superior del perfil. Los conectores de corte son diseñados con el fin de satisfacer los estados límite fatiga y de resistencia, los cuales se abordan de manera diferente. Taly (2015)

En la figura 5, se presentan dos tipos de conectores de corte típicos

Figura 5

Tipos de conectores de corte



Nota. Los únicos permitidos por las *especificaciones AASHTO LRFD* son los de vástago con cabeza y los conectores tipo canal. Tomado de Highway Bridge Superstructure Engineering LRFD Approaches to Design and Analysis, elaborado por Taly (2015, p. 745)

2.2.5.3 Rigidizadores

Los rigidizadores son placas de acero generalmente empleadas en vigas armadas para lograr una adecuada transferencia de cortante, así como para prevenir la falla prematura del alma de la viga por pandeo, según Taly (2015), una solución bastante económica es la de emplear vigas armadas con almas delgadas ya que poseen un grande momento de inercia y tienen un peso bajo por su baja relación entre altura y espesor; este espesor causa esbeltez que puede agotar prematuramente la resistencia de la viga y por ende se opta por dotar de rigidizadores a la viga; los cuales pueden ser longitudinales o transversales.

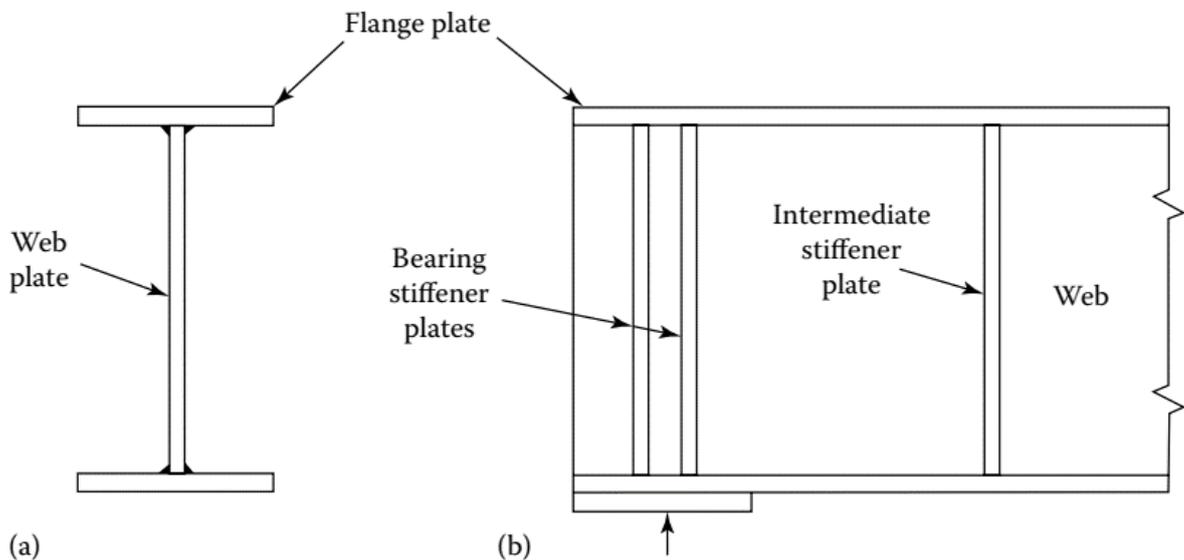
Además, los rigidizadores transversales (perpendiculares al eje longitudinal de la viga) pueden ser rigidizadores de apoyo o rigidizadores intermedios; los rigidizadores de

apoyo se diseñan para distribuir las cargas de reacción en toda el alma y que no se concentren en el ala inferior; mientras que los rigidizadores intermedios son colocados perpendiculares al ala en compresión. El espaciamiento entre los rigidizadores puede ser uniforme a lo largo de toda la viga o puede incrementarse progresivamente desde el apoyo según el diseño por cortante. (Taly, 2015)

En la figura 6 se muestran un tipo de rigidizador típico.

Figura 6

Sección transversal y elevación de viga con rigidizadores transversales



Nota. Tomado de *Highway Bridge Superstructure Engineering LRFD Approaches to Design and Analysis*, elaborado por Taly (2015, p. 766)

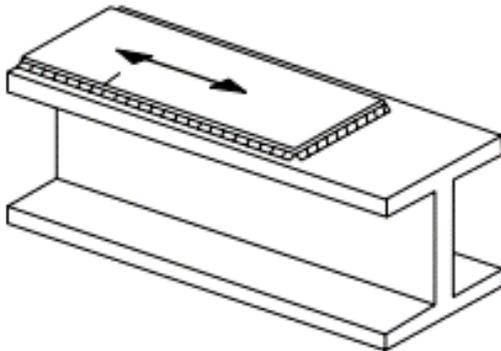
2.2.5.4 Platabandas

Las platabandas son placas de acero que se van soldadas al alma inferior o superior de vigas laminadas o armadas, según (Taly, 2015), se emplean para aumentar la resistencia a la flexión y para economizar el diseño en vigas donde se requiere áreas de alas (inferior o superior) mucho mayores en ciertas zonas respecto a otras como por ejemplo en el caso de una viga simplemente apoyada donde se tienen las mayores

demandas por flexión cerca al centro del vano, mientras que la flexión cerca a los apoyos tiende a cero.

Figura 7

Platabanda soldada en ala superior de viga I



Nota. Tomado de *Highway Bridge Superstructure Engineering LRFD Approaches to Design and Analysis*, elaborado por Taly (2015, p. 910)

2.2.5.5 Consideraciones para el proceso constructivo

Según el cronograma de obra presentado en el expediente técnico vigente del proyecto, el proceso constructivo para este tipo de superestructura desde el punto en el cual ya se encuentran instaladas los dispositivos de apoyo se puede resumir en los siguientes pasos:

- Fabricación y montaje de las piezas metálicas en taller según con base en los planos de diseño.
- Traslado y acopio de las piezas metálicas en la obra.
- Izaje y montaje final de las piezas metálicas (vigas, diafragmas y sistema de arriostre temporal)
- Encofrado, armado de acero y vaciado de losa



- Encofrado y vaciado de barreras de protección y ejecución de la carpeta asfáltica (en caso que se contemple)

Según Taly (2015), el diseño de puentes está orientado a la fase donde la estructura se encuentra en servicio, pero en muchos casos se han presentado fallas durante la construcción de los mismos, debido a que durante la construcción hay muchas etapas donde la resistencia de la estructura es menor de la que se contempla en el diseño así como se pueden presentar cargas no contempladas en el diseño. Es por ello que AASHTO (2020) incluye verificaciones estructurales de constructabilidad para los siguientes ítems:

- Deflexión
- Resistencia concreto y el acero
- Estabilidad mientras dure la construcción

2.2.5.6 Consideraciones para la operación y mantenimiento

Según el MTC (2018a), el mantenimiento vial es un conjunto de actividades que se realiza para conservar en buen estado las condiciones físicas de la carretera y preservar el capital invertido en la rehabilitación y el mejoramiento, incluyendo las obras complementarias y conexas, dentro de esta definición se incluye el mantenimiento de puentes. Dentro de los objetivos de mantenimiento vial están la preservación de las inversiones realizadas en la construcción o rehabilitación de las vías y sus obras complementarias. Además se debe asegurar la transitabilidad de forma cómoda y segura, para así reducir los costos de mantenimiento y operación de los vehículos que usen la vía.

Las formas más frecuentes de deterioro en partes de acero abarcan la corrosión, daños por colisión, agrietamiento y esfuerzos excesivos. En muchas ocasiones las fracturas comienzan en un punto de unión, en el extremo de una soldadura o en una sección continua de un componente. Además, uno de los problemas más recurrentes en



estos elementos es la fractura por fatiga, que requiere una inspección minuciosa. En estructuras que hayan sido pintadas, una grieta en la pintura en conjunto con manchas de oxidación indica la posible presencia de una grieta por fatiga y ante este caso se debe de realizar inspecciones visuales en un primer plan y si es necesario emplear pruebas como la de tintes penetrantes para determinar la extensión de la grieta. Por otro lado, los daños que se identifiquen en superestructuras con vigas de acero, ya sean debido a colisión vehicular, pérdida de sección, agrietamiento y distorsión de formas deberán ser cuidadosamente documentadas y las reparaciones deberán realizarse inmediatamente, restringiendo el flujo vehicular si es necesario. (MTC, 2018a)

En vigas de acero, los defectos más comunes son:

- Corrosión presente debajo de las juntas de expansión.
- Oxidación de la viga causada por humedad que penetra a través de fisuras en el tablero.
- Desgaste de la capa de pintura.
- Uniones que están sueltas.
- Aparición de corrosión y grietas en las áreas cercanas a los remaches y pernos en la unión de componentes de una viga.
- Agrietamiento observable tanto en la soldadura como en la superficie metálica principal.

Algunas de las actividades más importantes de mantenimiento en puentes con vigas metálicas son las siguientes:

a) Limpieza de superficie en puentes metálicos

Consiste en “la limpieza de la superficie visible de los elementos metálicos del puente, con agua a presión, hasta obtener una superficie limpia, incluye las



operaciones de secado o el uso de inhibidores de óxido para superficies de acero” (MTC, 2018a), el propósito de esta acción consiste en facilitar la revisión de los componentes metálicos, con el objetivo de identificar la existencia de oxidación, fragmentos desprendidos, suciedad u otras materias extrañas que puedan demandar medidas correctivas. La finalidad es de asegurar la integridad funcional de dichos elementos de metal.

b) Reparación de estructuras metálicas

Consiste en “la reparación de los elementos de las estructuras metálicas de los puentes, mediante la sustitución parcial o total de los elementos deteriorados, adicionales de planchas u otros elementos de acero, con la finalidad de preservar el comportamiento estructural de los mismos” (MTC, 2018a)

c) Conservación de la pintura de puentes metálicos

Consiste en “la ejecución de labores de repintado parcial o total de los elementos que constituyen la estructura metálica del puente, con la finalidad de que los mismos se encuentren protegidos de los agentes externos y mantengan sus características de diseño” (MTC, 2018a).

2.2.6 Superestructura viga-losa con vigas postensadas

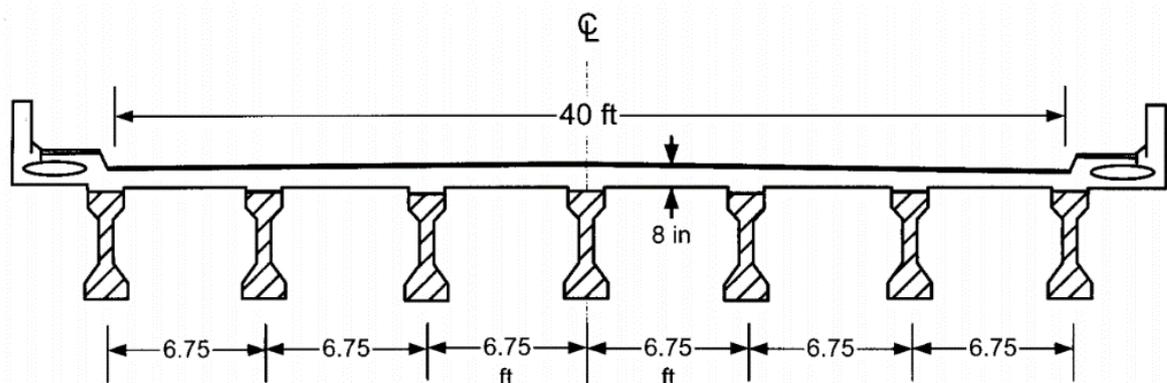
Este tipo de superestructura está compuesta por el tablero o losa en concreto armado, la losa puede ser vaciada in situ o prefabricada, y como elementos principales de soporte tiene vigas de concreto postensado con concreto y acero de alta resistencia. Para lograr el comportamiento de sección compuesta se integran vigas y losa mediante una parte de los estribos de refuerzo de la viga que funcionan como conectores de corte. Roque (2021), nos indica que:

El concreto presforzado ha mostrado ser técnicamente ventajoso y económicamente competitivo tanto para puentes de claros medios donde por

lo general se elementos pretensados estándar producidos en serie, así también como para puentes de claros considerables como los empujados o los atirantados. En la actualidad una gran cantidad de puentes se construyen con esta técnica, en donde la rapidez de ejecución y la eficiencia de los elementos estructurales son algunas ventajas que justifican su aplicación. (p. 15)

Figura 8

Superestructura de sección compuesta con vigas "I" postensadas



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 911)

2.2.6.1 Pre-losa de concreto armado

Según Lebet y Hirt (2013, p.162), una pre-losa de concreto armado es un panel prefabricado o pre-moldeado en obra, que además de ser parte resistente del tablero de la superestructura, también sirve de encofrado y resulta útil, sobre todo en los casos donde encofrar la losa del tablero sea complicado o caro como es el caso de pasos a desnivel con gran altura o puentes donde el caudal puede ser perjudicial para las actividades constructivas. Además, es evidente que se logra construir en un tiempo menor que empleando sistemas tradicionales como el falso puente y la interferencia con el tráfico vehicular es mínima.

Sin embargo, este sistema tiene una desventaja, y esta es la gran cantidad de juntas que se generan para que las pre-losas trabajen en conjunto, especialmente cuando

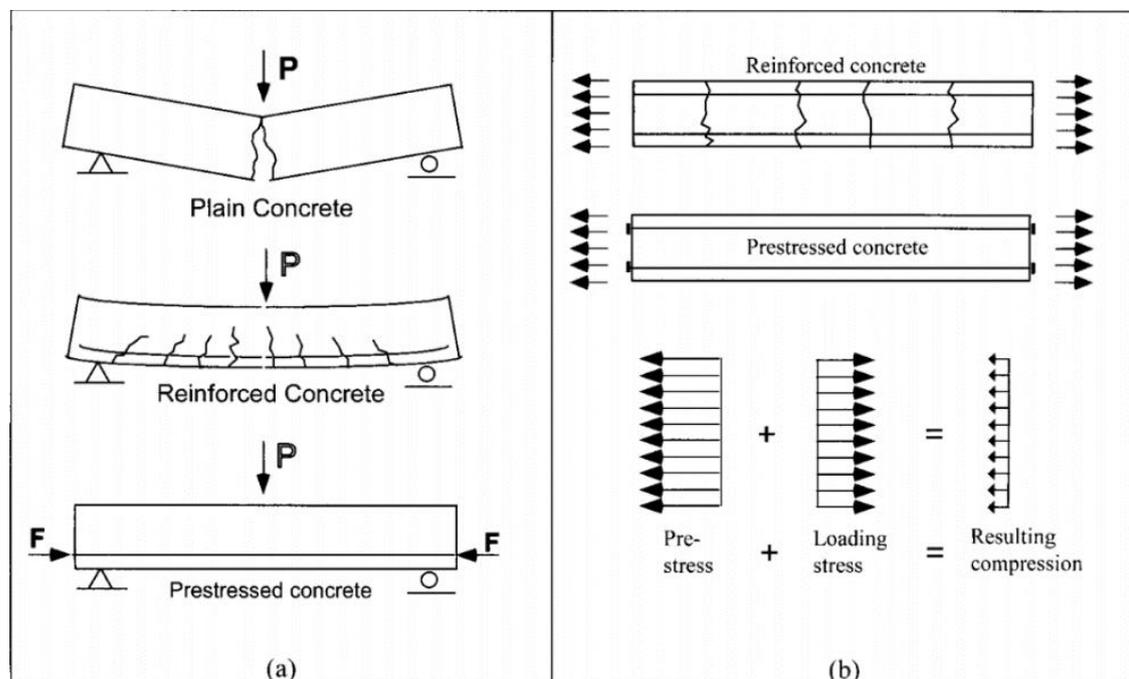
estas juntas no están en permanente compresión y además indica que la experiencia a demostrado que se suelen presentar signos de degradación principalmente en las juntas. Lebet y Hirt (2013, p.162)

2.2.6.2 Definición de presforzado

La definición dada por Eugene Freyssinet es que “presforzar una estructura es crear artificialmente en ella, antes de la aplicación de las cargas externas o simultáneamente con ellas, unas tensiones permanentes que superpuestas a las debidas a las cargas exteriores hagan que las tensiones totales, en todos los puntos de la estructura y para todas las hipótesis de carga, permanezcan dentro de las tensiones admisibles que puede soportar indefinidamente el material de la estructura”. (Hill, 1978)

Figura 9

Viga simplemente apoyada en concreto simple, reforzado y presforzado



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 4)



En la actualidad el presfuerzo es una actividad bastante empleada en la construcción de puentes, usualmente se presfuerzan estructuras de concreto de alta resistencia con acero de alta resistencia y existen dos sistemas recurrentes, estos son el sistema de pretensado y el sistema de postensado que se diferencian principalmente por el momento en el cual se aplica la fuerza de presfuerzo mediante los cables de alta resistencia respecto al vaciado de concreto de la estructura a presforzar. (Nawy, 2009)

En el sistema postensado, la fuerza de presfuerzo se aplica luego de que el concreto ha sido vaciado y desarrolla una resistencia suficiente para soportar el presfuerzo, el cual se transmite mediante anclajes y cuñas en los extremos. El procedimiento de postensado comúnmente consiste como indica Naaman (2004) en colocar los ductos o vainas de anclaje antes del vaciado y por dentro van los tendones de acero de alta resistencia con un espacio sobrante respecto al ducto. Luego se procede con el vaciado del concreto y cuando este alcanza la resistencia de diseño se procede con el postensado mediante gatas hidráulicas en los extremos del elemento, al terminar este proceso se procede a rellenar el espacio vacío entre los tendones y las vainas con mortero autonivelante “grout” y así se completa la transferencia del presfuerzo del acero al concreto. A este procedimiento se le llama comúnmente “tendones adheridos”, existe otro procedimiento en el cual en vez de emplear grout se emplea grasas o elementos bituminosos que no permiten la transferencia de esfuerzos del tendón hacia el concreto que lo recubre, sino que la transferencia se da netamente en los anclajes.

2.2.6.3 Materiales de presfuerzo: Acero y concreto

2.2.6.3.1 Acero de presfuerzo

El acero que se emplea en el presfuerzo de tener una resistencia lo suficientemente alta para permitir las deformaciones aplicadas durante el presfuerzo, nos indica Naaman (2004), que dichos aceros deben de tener un esfuerzo de fluencia bastante mayor que los

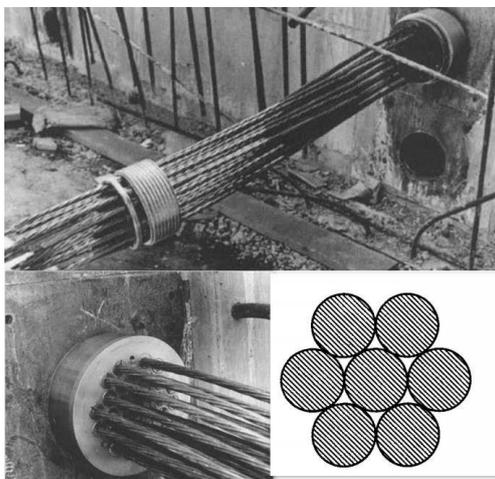
4200 kg/cm² que son comunes en el acero de refuerzo convencional y que entre sus propiedades más destacables están:

- Permanecer elástico hasta niveles altos de esfuerzos
- Adecuada ductilidad antes del fallo
- Buena adherencia, baja relajación (perdida de esfuerzo), buena resistencia a la fatiga y a la corrosión
- Ser económicos y fáciles de conseguir

Nawy (2009), nos indica que la presentación de este acero es muy diversa, y de forma básica se presenta en alambres, torones (grupo trenzado de alambres) o barras. Las más empleadas en vigas de puentes son los torones y estos se fabrican bajo las especificaciones ASTM, como la ASTM A416 para los torones de baja relajación conformado por siete alambres. Es común emplear un grupo de torones para conformar un tendón y este es el que va dentro del ducto en el sistema postensado. En la figura 10 se muestra un tendón de presfuerzo típico.

Figura 10

Alambres(wire), torón (strand) y tendón (tendon)



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 14 y 46)



2.2.6.3.2 *Concreto*

El concreto es el material de construcción más utilizado en la actualidad y se destaca por su increíble versatilidad y capacidad de adaptación a casi cualquier forma y según Naaman (2004), su propiedad más simple en el diseño es la resistencia a la compresión, la cual para su utilización en estructuras presforzadas debe ser mayor que en concreto reforzado debido a que se deben resistir mayores esfuerzos. Además, se toman en cuenta en el diseño las propiedades dependientes del tiempo como son en este caso la retracción plástica del concreto (creep) y la contracción por fragua del concreto ya que estas tienen influencia directa en las pérdidas de presfuerzo y en las deformaciones diferidas de la estructura.

El concreto se compone básicamente de agregados, cemento y agua, adicionalmente se puede incluir aditivos para lograr propiedades adicionales deseadas como mayor plasticidad, mayor tiempo de fragua, entre otros. En las estructuras presforzadas se suele emplear comúnmente concreto de resistencia a la compresión entre 350 y 700 kg/cm². Según Naaman (2004), esto debido a que para este último rango de resistencias se cuenta con un mayor módulo de elasticidad, se reducen las deformaciones, se obtienen concretos más compactos y a mayor resistencia a la compresión también se incrementan los esfuerzos admisibles permitidos según los códigos de diseño. Estos últimos parámetros son favorables para proyectar estructuras presforzadas.

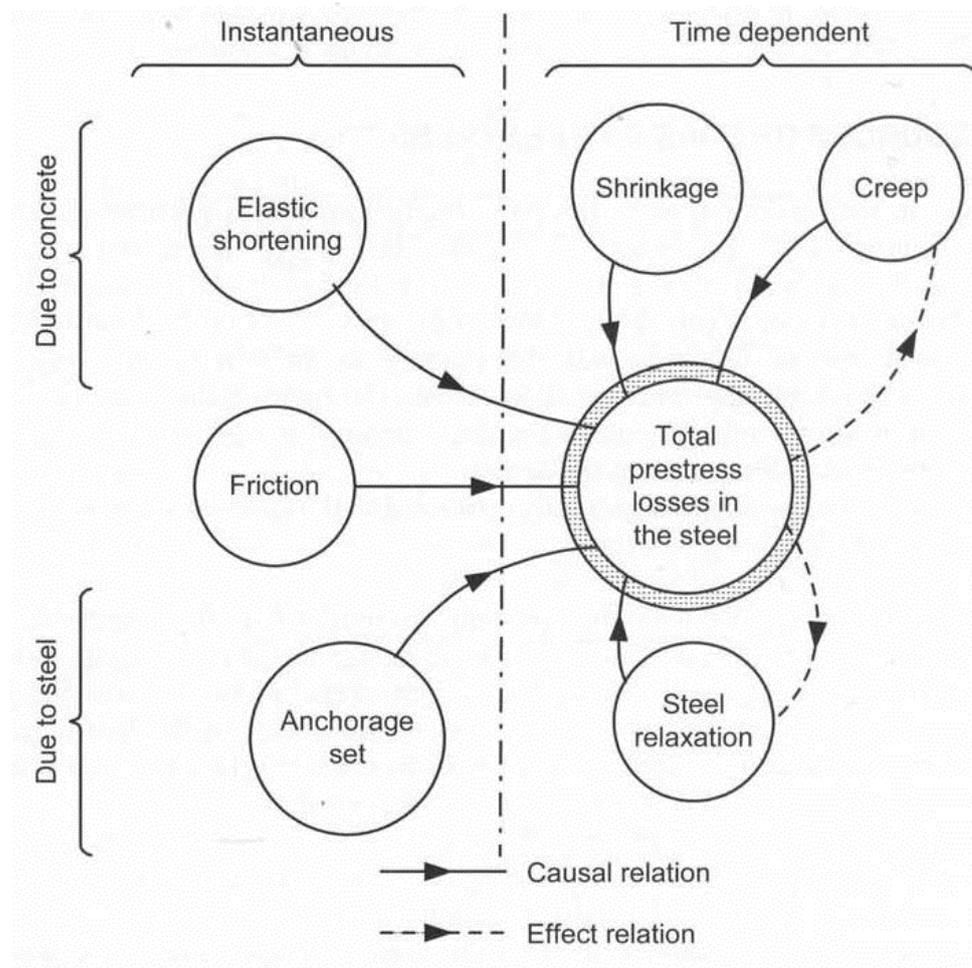
2.2.6.4 **Pérdidas de presfuerzo**

En las estructuras presforzadas se producen pérdidas del presfuerzo inicial aplicado a la superestructura, según Nawy (2009), estas pérdidas se producen principalmente en los primeros 5 años después de haber construido la estructura y consecuentemente se debe de verificar los esfuerzos en diferentes etapas de la estructura, desde la transferencia del presfuerzo del acero al concreto hasta la etapa en servicio,

pasando por las diferentes etapas que se consideren necesarias. Las principales pérdidas de presfuerzo se muestran en la figura 11.

Figura 11

Pérdidas de presfuerzo en estructuras presforzadas



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 446)

Es importante determinar estas pérdidas debido a que condicionan la fuerza inicial de presfuerzo que se debe aplicar, en general estas pérdidas se pueden dividir en pérdidas instantáneas y pérdidas dependientes del tiempo. Sus definiciones se pueden encontrar en la mayoría de textos referentes a concreto postensado, se presenta a continuación las definiciones según el libro de diseño en concreto postensado de Naaman (2004).



2.2.6.4.1 *Acortamiento elástico*

Al momento de aplicar la fuerza de presfuerzo el concreto se acorta elásticamente y debido a que los tendones están integrados al concreto, estos también se acortan y de esa forma se pierde parte de su esfuerzo aplicado.

2.2.6.4.2 *Relajación de los tendones presforzados*

Esta pérdida de tensión se da en un tendón esforzado que se mantienen con la misma longitud y a la misma temperatura y es propio del comportamiento del acero.

2.2.6.4.3 *Contracción por fragua del concreto*

La progresiva pérdida de agua en el concreto genera que este se contraiga y en consecuencia, se acorte produciéndose una pérdida de esfuerzo en el acero en los tendones adheridos.

2.2.6.4.4 *Flujo plástico del concreto*

También llamado “creep”, este fenómeno se da cuando se produce una compresión en el concreto que genere deformaciones plásticas en el mismo, las cuales se incrementan con el tiempo y producen una pérdida de esfuerzo en el acero en los tendones adheridos.

2.2.6.4.5 *Fricción*

Esta pérdida ocurre en el acto de presforzar los tendones y se produce debido a la diferencia de esfuerzos en los anclajes de los extremos respecto a alguna sección en particular del elemento estructural debido a la fricción existente entre los tendones y el concreto.

2.2.6.4.6 *Deformación en los anclajes*

Muchos de los sistemas de postensado requieren que las cuñas se acomoden cierta distancia antes de bloquearse y bloquear el intento del tendón de regresar a su posición



original. Esta distancia, llamada también corrimiento, genera una pérdida de esfuerzo en el tendón.

2.2.6.4.7 *Otros factores*

Entre estos factores se pueden encontrar la restricción debido a elementos contiguos, efectos de la temperatura, entre otros. Estos dependen de las características particulares de cada estructura.

En estructuras postensadas como la viga de un puente, se presentan todas las pérdidas mencionadas en el párrafo anterior, mientras que en estructuras pretensadas no se producen las pérdidas por fricción ni por deformación en los anclajes.

2.2.6.5 **Consideraciones para el proceso constructivo**

Según AB Ingeniería Civil (2020a, 2020b), el proceso constructivo para este tipo de superestructura, desde el punto en el cual ya se encuentran instalados los dispositivos de apoyo, se puede resumir de manera muy simplificada en los siguientes pasos:

- Habilitación de terreno para el armado, encofrado y vaciado de las vigas postensadas, puede ser a pie de obra o en una planta concretera. Dentro de la etapa del armado se encuentra la colocación del acero de refuerzo convencional (acero pasivo) y el acero de presfuerzo (acero activo) dentro de ductos.
- Una vez que el concreto ha desarrollado la resistencia suficiente según el diseño estructural, se ejecuta el postensado en uno de los extremos o en ambos, según diseño.
- Cortado de los retazos sobrantes del tendón, inyección de lechada en ducto y sellado de extremos con concreto simple.



- Izaje y colocación de las vigas encima de los dispositivos de apoyo según los planos del proyecto, considerando un sistema arriostre temporal entre las mismas.
- Encofrado, armado de acero y vaciado de losa; empleando un falso puente en las zonas donde se requiera.
- Encofrado y vaciado de barreras de protección y ejecución de la carpeta asfáltica (en caso que se contemple).

En el caso estas estructuras se deben de tener en cuenta tres etapas principales para la verificación de esfuerzos a lo largo de toda la estructura, estas tres etapas vienen definidas por las especificaciones AASHTO (2020), además dichas especificaciones nos indican los valores de los esfuerzos admisibles que no se deben superar en el concreto ni en el acero. Estas etapas son las siguientes:

2.2.6.5.1 En el acto de presforzar

Esta etapa es durante el tensado de los tendones y antes de “soltarlos” para iniciar la transferencia de esfuerzos del presfuerzo.

2.2.6.5.2 Inmediatamente después del acomodo de los anclajes

Es la etapa luego de haber soltado los tendones y haberse producido el acomodo de los anclajes. Esta etapa también se conoce como la etapa inicial donde se han producido las pérdidas instantáneas.

2.2.6.5.3 Etapa de servicio luego de todas las pérdidas

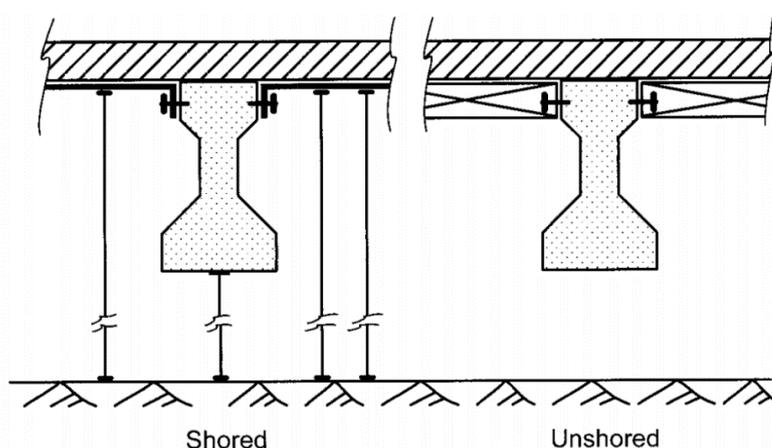
Esta etapa es donde las pérdidas del presfuerzo ya desaparecen prácticamente y la estructura está en pleno funcionamiento.

En el diseño se debe de tener en cuenta todas las cargas actuantes, así como las propiedades resistentes en la estructura durante las etapas mencionadas y en caso de existir etapas adicionales que ameriten ser verificadas, estas también deben de verificarse estructuralmente. Naaman (2004)

Para el caso de vigas postensadas en puentes, estas pueden ser diseñadas como apuntaladas o no durante el proceso constructivo y esto tendrá incidencia directa en la etapa de diseño. En la figura 12 se muestra en esquema gráfico para ambos casos.

Figura 12

Sistema constructivo apuntalado y no apuntalado



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 520)

2.2.6.6 Consideraciones para la operación y mantenimiento

Dentro de los daños más comunes en componentes de concreto figuran “agrietamiento, escamas, delaminación, spalling (descascamiento), afloramientos, desgaste o abrasión, daños de colisión, pulido, y sobrecarga”. (MTC, 2018a)

Estos daños se pueden manifestar mediante grietas, las cuales pueden ser finas, medios o anchas. Las primeras pueden ser insignificantes para la resistencia de la estructura pero igual deben de reportarse, mientras que las grietas medias y anchas si



pueden ser perjudiciales para la resistencia de la estructura y deben de ser registradas y monitoreadas en los reportes de inspección (MTC, 2018a).

Estas grietas pueden ser estructurales y no estructurales.

- Las grietas de carácter estructural demandan inmediata atención, debido a que ponen en riesgo la integridad estructural del puente.
- Las grietas de carácter no estructural son generalmente consecuencia de la contracción de fragua y expansión térmica, estas pueden producir una infiltración de lluvia o de agentes oxidantes del medio por lo que deben de reportarse y en el caso de losas debe tomarse con sumo cuidado.

Según (MTC, 2018a), estas pueden ser inspeccionadas por exámenes visuales y físicos:

La inspección visual permite observar los deterioros primarios, como son las grietas y las manchas de óxido. Un inspector debe ser consciente de que todas las grietas no poseen la misma relevancia. La presencia de manchas de óxido constituye una señal de corrosión en el refuerzo de acero en elementos de concreto. La longitud, orientación, posición y alcance tanto de las grietas como de las manchas de óxido deben ser cuantificadas y documentadas en las observaciones de la inspección.

Los exámenes físicos más comunes son el sondeo con martillo (martilleo) y la cadena arrastrada. El primero es usado para detectar áreas de concreto hueco y usualmente para detectar de laminación. Para áreas de superficie grandes, el arrastre de cadenas puede ser usado para evaluar la integridad del concreto con



razonable seguridad, aunque en losas no son métodos totalmente seguros; pero son rápidos y baratos. (p. 147)

En vigas de concreto, según (MTC, 2018a) los defectos más comunes son:

- Deterioro en la integridad de la losa en una viga con sección en forma de T.
- Fallo en el funcionamiento de los dispositivos de soporte.
- Exposición del refuerzo de acero debido a procesos de corrosión.
- Fisuras presentes en los extremos de las vigas.

En el caso de vigas de concreto presforzado, estos defectos pueden llegar a ser mucho más perjudiciales, debido a que el acero de alta resistencia debe estar plenamente protegido para cumplir su función estructural y por ende si se identifican grietas abiertas en las mismas, estas deberán advertirse y atenderse con suma urgencia.

Entre las actividades más importantes, se tienen las siguientes:

a) Reparación superficial de elementos de concreto

Este trabajo es de conservación rutinaria y trata de “la reparación de los elementos de concreto del puente, por deterioros superficiales tales como: fisuras, grietas, desintegración, desgaste, escamaduras, descostramiento o desconchamiento, y otros, con la finalidad de que los mismos continúen cumpliendo la función para la que fueron diseñados” MTC (2018a), estos trabajos deben de ser planificados por profesionales especializados a fin de que se consiga prevenir defectos estructurales.

b) Limpieza de superficies de puentes de concreto

Este trabajo consiste en la limpieza de la superficie visible de los elementos de concreto mediante agua a presión, hasta obtener una superficie limpia que permita



inspeccionar y detectar fisuras o grietas que puedan atentar la integridad estructural del puente y se deba de planificar acciones correctivas para las mismas, dicho trabajo incluye las operaciones de secado. MTC (2018a)

c) Reemplazo de dispositivos de apoyo

Esta actividad comprende “reemplazar los dispositivos de apoyo existentes, con la finalidad de preservar el comportamiento estructural del puente y, de esta manera, evitar que se produzcan daños mayores” MTC (2018a). Dentro de la actividad mencionada ya se considera la preparación de la plataforma de trabajo, la limpieza, el retiro de los dispositivos existentes, la preparación de la base y la instalación de los nuevos dispositivos. La condición de los dispositivos existentes las debe de evaluar un especialista en estructuras viales y determinar si ameritan reemplazo además de planificar las actividades necesarias a fin de no atentas la integridad estructural.

2.2.7 Costo de construcción

2.2.7.1 Definición

Es el monto monetario necesario para realizar la ejecución física de un proyecto, es decir, en la ejecución de obras. Para su cuantificación se necesita conocer los precios unitarios de por unidad de medida y multiplicarlas por las metas físicas (metrados), el resultado viene a ser el costo directo. (Ramos, 2003).

El costo total del proyecto implica además a los costos indirectos, que según el Ministerio de Economía y Finanzas (2022), comprenden los gastos generales, la utilidad y el ingreso generado por ventas (IGV). Adicionalmente, se agregan otros costos de inversión como la elaboración del expediente técnico, gastos de supervisión y gastos de liquidación.



2.2.7.2 Análisis de precios unitarios

Son los precios por unidad de medida. Estos se estiman a precios de mercado y para una fecha específica. Comúnmente se estiman en base a investigaciones de mercado, cotizaciones, proyectos ya ejecutados, revistas especializadas de costos de construcción, entre otros. (Ramos, 2003)

2.2.7.3 Metrado de materiales

Es la cuantificación por unidad de medida de una partida, por ejemplo, para el caso de encofrado de vigas se adopta como unidad de medida el metro cuadrado (m^2) y su metrado sería la cantidad necesaria de metros cuadrados para completar dicha partida. (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2011)

2.2.7.4 Fecha base de presupuesto

Es la fecha en la cual se han estimado y uniformizado los precios unitarios, y por ende el presupuesto del proyecto.

2.2.7.5 Fórmula polinómica

También llamada fórmula de reajuste, según el Ministerio de Economía y Finanzas (2001) esta fórmula nos permite determinar el coeficiente de reajuste “K”, el cual se aplica para reajustar precios pactados a fecha base del presupuesto a fechas diferentes de la misma. Para su determinación se debe tener los metrados y el presupuesto elaborado, así como los índices unificados de construcción correspondientes para las fechas de presupuesto base y fechas de reajuste.

2.2.8 Costos de operación y mantenimiento

2.2.8.1 Definición

De acuerdo al Ministerio de Economía y Finanzas (2022), los costos de operación son necesarios para que el bien pueda brindar servicio cuando ya se encuentre en



operación. Entre los más importantes se pueden contemplar los salarios, materiales e insumos para garantizar el servicio, así como la energía eléctrica, agua, entre otros. Por otra parte, los costos de mantenimiento son los desembolsados con el fin de preservar el nivel de servicio de la infraestructura. Se puede identificar dentro del mismo el mantenimiento rutinario y el mantenimiento periódico.

En la presente investigación se considera que no hay gastos de operación, ya que tal y como se indica en la guía general para la identificación, formulación y evaluación de proyectos de inversión del MEF (p. 113): “existen casos puntuales donde solo se estiman costos de mantenimiento debido a que no se incurren en gastos de operación” y es la situación del presente estudio, donde solo se estudia la operación y mantenimiento del componente estructural del intercambio a desnivel, por ende, solo se considera costos de mantenimiento.

2.2.8.2 Mantenimiento rutinario

Según el MTC (2018a), es el conglomerado de actividades que se ejecutan de forma permanente en la infraestructura, con el fin de preservar todos los componentes con la menor cantidad de daños o alteraciones. También podría decirse que es un mantenimiento de carácter preventivo.

2.2.8.3 Mantenimiento periódico

Según el MTC (2018a), es el conglomerado de actividades que se ejecutan en periodos de más de un año por lo general, con el propósito de evitar la aparición mayores defectos, con el fin de conservar la integridad estructural y corregir algunos defectos puntuales importantes.

2.2.8.4 Plan de mantenimiento

Es el plan de intervención formulado a la hora de formular el proyecto, en el cual se analizan las partidas específicas de intervención, tanto para mantenimiento rutinario como periodo. Ya que estas permiten cuantificar los metrados de las partidas correspondientes a estas actividades. (MTC, 2018a)

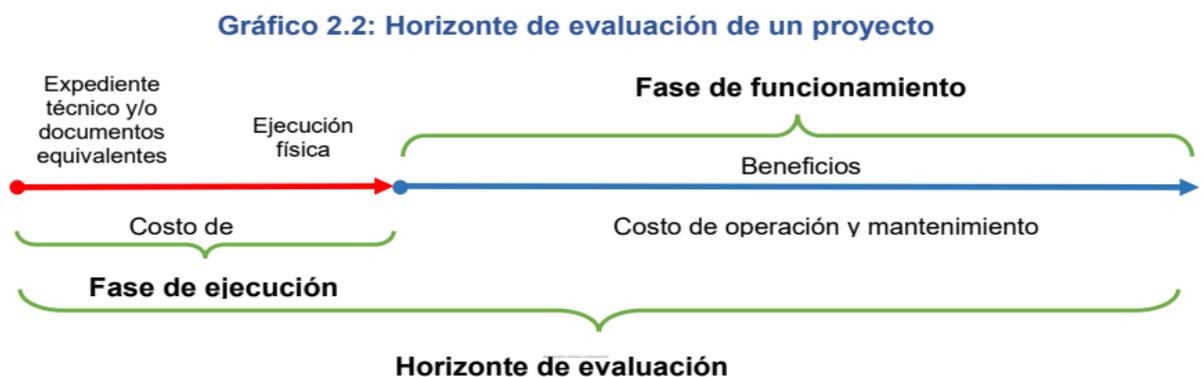
2.2.8.5 Costo directo para horizonte proyectado

El horizonte del proyecto es el periodo de tiempo que comprende la fase de ejecución y funcionamiento para determinar el flujo de costos y beneficios de un proyecto de inversión. (Ministerio de Economía y Finanzas, 2022). Se define en función al periodo que dure la fase de ejecución del proyecto y la vida útil de la infraestructura. Asimismo, la guía indica que los precios unitarios de las actividades de mantenimiento se pueden tomar para la fecha de presupuesto base del proyecto, como se hizo en este trabajo.

El costo directo de operación y mantenimiento se obtiene a partir de los precios unitarios de las partidas de mantenimiento rutinario y periódico, el plan de mantenimiento programado y los precios unitarios correspondientes a las partidas mencionadas.

Figura 13

Horizonte de evaluación



Nota. Tomado de la *Guía general para la identificación, formulación y evaluación de proyectos de inversión*, elaborado por Ministerio de Economía y Finanzas (2022, p. 63)



2.2.9 Peso de superestructura

2.2.9.1 Definición

El peso es una propiedad física atribuible a cualquier objeto físico, se puede definir que el peso es la fuerza con la que la tierra atrae a un objeto hacia su centro por acción de la gravedad. En esta investigación en particular el objeto es la superestructura del intercambio a desnivel, por lo cual, esto abarca el peso de todos los componentes de la superestructura (vigas longitudinales, vigas diafragma, losa, barreras de impacto).

Este parámetro se puede cuantificar con la configuración geométrica de cada componente y la densidad de su material, la densidad aproximada del acero estructural es de 7850 kgf/m², mientras que la densidad del concreto armado es de 2400 kgf/m² (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2006). Por lo cual, se puede afirmar que el acero estructural es más pesado que el concreto armado para un componente del mismo volumen. Además, dicho parámetro es importante en el diseño estructural de puentes, ya que está directamente relacionado con las solicitaciones internas que se producen en cada componente de la superestructura y de la subestructura.

2.3 MARCO METODOLÓGICO

2.3.1 Filosofía para el diseño de puentes

Los puentes en el Perú son comúnmente diseñados según el Manual de Puentes del Perú y las especificaciones AASHTO, según ambos, el diseño se debe realizar para todos los estados límites y el objetivo es una adecuada constructibilidad, seguridad y servicio principalmente, además, se toma en cuenta criterios de inspeccionabilidad, economía y estética. (Butron Vargas y Huanca Ponce, 2022)

La metodología empleada es *Load and Resistance Factor Design (LRFD)*, mediante la cual se emplean factores de reducción de resistencia para los elementos



solicitados y se amplifican las solicitaciones según su naturaleza, estos factores son determinados a partir de la teoría de la confiabilidad basada en el conocimiento actual de las cargas y del comportamiento estructural. (AASHTO, 2020)

2.3.2 Estados límite, factores de carga y combinaciones de carga

Todos los estados límite, tanto de resistencia como de servicio, están definidos en las especificaciones AASHTO (2020).

2.3.2.1 Estados límite de resistencia

2.3.2.1.1 Resistencia I

Combinación elemental asociada al tránsito vehicular convencional sobre el puente, sin tomar en cuenta las fuerzas del viento.

2.3.2.1.2 Resistencia II

Combinación de cargas vinculadas al empleo del puente por vehículos de características particulares definidos por el titular y/o vehículos que posibilitan la evaluación, excluyendo la influencia del viento.

2.3.2.1.3 Resistencia III

Combinación de fuerzas aplicadas al puente en condiciones de viento superiores a 90 km/h.

2.3.2.1.4 Resistencia IV

Combinación de fuerzas aplicadas al puente en situaciones donde las cargas permanentes tienen una proporción significativamente mayor que las cargas variables.

2.3.2.1.5 Resistencia V

Combinación de fuerzas actuantes en el puente durante condiciones habituales de tráfico vehicular, considerando una velocidad del viento de 90 km/h.



2.3.2.2 Estados límite de evento extremo

2.3.2.2.1 Evento extremo I

Combinación de fuerzas, con inclusión de eventos sísmicos. El factor de ponderación γ_{EQ} , correspondiente a la carga viva por sismo se establecerá según las características particulares de cada proyecto.

2.3.2.2.2 Evento extremo II

Combinación de fuerzas compuesta por la influencia del hielo, impactos de vehículos y embarcaciones, flujos verificados, así como eventos hidráulicos específicos con una carga viva disminuida distinta de la que se considera en el cálculo de la colisión vehicular.

2.3.2.3 Estados límite de servicio

2.3.2.3.1 Servicio I

Combinación relacionada con el funcionamiento habitual del puente bajo una velocidad del viento de 90 km/h y todas las cargas consideradas a sus valores nominales (sin ajustes).

2.3.2.3.2 Servicio II

Combinación de fuerzas considerada para controlar la fluencia en las estructuras de acero y en las conexiones críticas, debidas a la carga viva vehicular. (MTC, 2018b)

2.3.2.3.3 Servicio III

Combinación de fuerzas que aborda netamente la fuerza de tracción en las estructuras de concreto presforzado, el objetivo de este estado es controlar las grietas y la tensión principal en el alma de las vigas de concreto construidas por segmentos.



2.3.2.3.4 *Servicio IV*

Combinación de cargas, que aborda netamente la fuerza de tracción en pilares de concreto presforzado con el fin de controlar las grietas.

2.3.2.4 **Estados límite de fatiga**

2.3.2.4.1 *Fatiga I*

Combinación de cargas considerando fatiga y fractura, vinculadas a la vida de fatiga infinita debido a la carga aplicada.

2.3.2.4.2 *Fatiga II*

Combinación de cargas considerando fatiga y fractura, relacionado con la vida de fatiga finita debido a la carga aplicada.

2.3.3 **Fórmula general de diseño según AASHTO LRFD**

Según AASHTO (2020) en su artículo 1.3.2.1 se debe satisfacer la ecuación 1 para cada uno de los elementos y conexiones, y para todos los estados límite.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1)$$

Donde:

R_r = Resistencia de diseño o mayorada = ϕR_n

ϕ = Factor de resistencia

R_n = Resistencia nominal

n_i = Factor de modificación de las cargas

γ_i = Factor de carga

Q_i = Solicitud de carga

2.3.4 Factores de resistencia (ϕ)

Estos valores se encuentran detallados en los capítulos 5 y 6 de (AASHTO, 2020) para estructuras de concreto y de acero, respectivamente. Para el presente trabajo se han utilizado principalmente los factores de la tabla 9.

Tabla 9

Factores de resistencia (ϕ)

ESTADO LÍMITE	MATERIAL	MOMENTO	CORTE-TORSIÓN
Estado límite de resistencia	Acero	1.00	1.00
	Concreto armado	0.90	0.90
	Concreto postensado	1.00	1.00
Otros estados límite	--	1.00	1.00

Nota. Adaptado de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, elaborado por AASHTO (2020, p. 5-29 y p. 6-36)

2.3.5 Factores de modificación de cargas (n)

Se indica en el artículo 1.3.2.1 de (AASHTO, 2020) el coeficiente de modificación de cargas se calcula en función de los factores de ductilidad, redundancia e importancia operativa.

Para γ_i máx:

$$n_i = n_D * n_R * n_I \geq 0.95$$

Para γ_i mín:

$$n_i = \frac{1}{n_D * n_R * n_I} \leq 1.00$$

Donde:

n_D = Factor de ductilidad

n_R = Factor de redundancia



n_I = Factor de importancia

Tabla 10

Factor de ductilidad

Estado límite	Factor de ductilidad n_R
Estado límite de resistencia	$n_R \geq 1.05$ para componentes y elementos no dúctiles
	$n_R = 1.00$ para detalles y diseños convencionales
	$n_R \geq 0.95$ para componentes y conexiones que han sido designados con medidas suplementarias para incrementar su ductilidad
Otros estados límite	$n_R = 1.00$

Nota. Tomado de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, elaborado por AASHTO (2020, p. 1-5)

Tabla 11

Factor de redundancia

Estado límite	Factor de redundancia n_R
Estado límite de resistencia	$n_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes
	$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia
	$n_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia
Otros estados límite	$n_R = 1.00$

Nota. Tomado de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, elaborado por AASHTO (2020, p. 1-6)

Tabla 12

Factor de importancia operacional

Estado límite	Factor de importancia n_I
Estado límite de resistencia y eventos extremos	$n_I \geq 1.05$ para puentes importantes
	$n_I = 1.00$ para puentes típicos
	$n_I \geq 0.95$ para puentes relativamente menos importantes
Otros estados límite	$n_I = 1.00$

Nota. Tomado de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, elaborado por AASHTO (2020, p. 1-7)



2.3.6 Factor de carga (γ_i)

Las especificaciones AASHTO (2020), en su artículo 3.4.1 indica que factor se debe de emplear según el estado límite, según el tipo de carga y considerando el estado crítico según la combinación de carga. En las tablas 13 y 14 se presentan los factores mencionados para todas las combinaciones de carga.

2.3.7 Solicitaciones de carga (Q_i)

Son las fuerzas que actúan en la estructura del puente y deben determinarse adecuadamente según las condiciones del proyecto en específico. Según las especificaciones AASHTO (2020) estas se clasifican como permanentes y variables.

2.3.7.1 Cargas permanentes

Según el MTC (2018b) “son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite”.

2.3.7.1.1 Peso propio y cargas muertas.

El cálculo del peso propio se realiza considerando todos los componentes necesarios para el funcionamiento de la estructura. Además, se considera el peso de los elementos no esenciales desde un punto de vista estructural, como aceras, superficies de rodadura y pasamanos.

2.3.7.1.2 Empuje de tierra.

Las pantallas y aletas deben ser dimensionados para resistir las presiones ejercidas por el material de relleno, las cuales serán evaluadas según los principios de la mecánica de suelos y empleando los valores promedio de las características del material de relleno.



Tabla 13

Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de carga para cada estado límite	DC	DD	DW	LL	EH	IM	EV	CE	WA	WS	FR	TU	TG	SE	Usar solo uno a la vez				
															EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.00	-	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Resistencia V	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Evento Extremo I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Evento Extremo II	1.00	0.50	1.00	-	-	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	-	-	-	
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Servicio III	1.00	γ_{LL}	1.00	-	-	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Servicio IV	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fatiga I - solo LL,IM y CE	-	1.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Fatiga II - solo LL,IM y CE	-	0.80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Nota. Tomado de *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, p. 3–17)

Tabla 14

Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga, de cimentaciones y métodos empleados para la fuerza de arrastre hacia abajo (<i>Downdrag</i>)	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componentes y auxiliares	1.25	0.90
DC: Resistencia IV solamente	1.50	0.90
DD: <i>Downdrag</i> Pilotes, Método α de Tomlinson	1.40	0.25
Pilotes, Método λ	1.05	0.30
Pilotes perforados (<i>Drilled Shaft</i>), Método de O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficie de rodadura y accesorios	1.50	0.65
EH: Presión horizontal del suelo		
* Activa	1.50	0.90
* En reposo	1.35	0.90
* AEP para paredes ancladas	1.35	N/A
EI: Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo	1.00	1.00
EV: Presión vertical de la tierra		
* Estabilidad global y compuesta	1.00	N/A
* Muros y estribos de retención	1.35	1.00
* Cargas de refuerzo del suelo de estabilidad interna del muro MSE		
* Método de rigidez		
* Rotura de refuerzo y conexión	1.35	N/A
* Falla de suelo - geosintéticos (Servicio I)	1.20	N/A
* Método de gravedad coherente	1.35	N/A
* Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
* Marcos rígidos	1.35	0.90
* Estructuras enterradas flexibles		
* Alcantarillas de caja metálicas, alcantarillas de placa estructural con ondulaciones profundas y alcantarillas de fibra de vidrio	1.50	0.90
* Alcantarillas termoplásticas	1.30	0.90
* Todos los otros	1.95	0.90
* Estabilidad interna y compuesta para fallas de suelo en paredes anclados al suelo	1.00	N/A
ES: Sobrecarga del suelo	1.50	0.75

Nota. Tomado de *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, p. 3–18)

2.3.7.2 Cargas variables

Son aquellas cargas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables abarcan los



pesos derivados de vehículos y personas, junto con los efectos dinámicos asociados, las fuerzas generadas por frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas y las fuerzas laterales en los rieles. Además, están dentro de esta categoría las fuerzas experimentadas durante la etapa de construcción, aquellas originadas por la presión del agua y las acciones de contención, las influencias causadas por cambios de temperatura, los impactos sísmicos y las fuerzas debidas al viento. MTC (2018b)

Según (AASHTO, 2020) las cargas variables o transitorias más comunes son las siguientes:

BR = fuerza de frenado de los vehículos.

CE = fuerza centrífuga de los vehículos.

CR = fluencia lenta.

CT = fuerza de impacto de un vehículo.

CV = fuerza de impacto de una embarcación.

EQ = efectos causados por sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = incremento debido a carga vehicular dinámica.

LL = sobrecarga vehicular.

LS = sobrecarga viva.

PL = sobrecarga peatonal.

SE = asentamiento.



SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga hidráulica y presión de flujo de agua.

WL = viento sobre la sobrecarga.

WS = viento sobre la estructura.

2.3.7.2.1 *Sobrecarga vehicular*

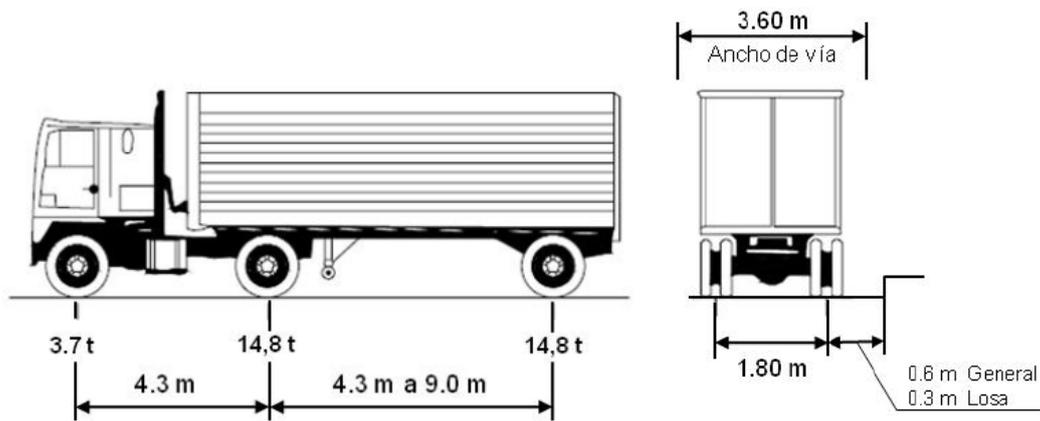
La sobrecarga adoptada es HL-93, según las especificaciones AASHTO (2020), la cual se asignará para cada carril de diseño y está conformada por las siguientes:

- **HL-93K.** Generada por el camión de diseño más la sobrecarga distribuida.
- **HL-93M.** Conformada por el tándem de diseño que consiste en un vehículo de dos ejes, cada uno con una carga concentrada de 11.20 ton, espaciadas a 1.20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 1.80 m. Simultáneamente se deberá considerar los efectos de la sobrecarga distribuida.
- **HL-93S.** Para momento negativo entre puntos de contra flexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la sollicitación debida a dos camiones de diseño (con ejes posteriores a 4.30 m) separados como mínimo 15.00 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la sollicitación debida a la sobrecarga distribuida.
- **Sobrecarga distribuida.** Se considera una sobrecarga uniformemente distribuida de 970 kg/m, en dirección longitudinal del puente para cada vía, esta carga se aplica sobre aquellas porciones del puente en las que produce los efectos más

desfavorables. Esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 3.00 m en dirección transversal.

Figura 14

Camión de diseño

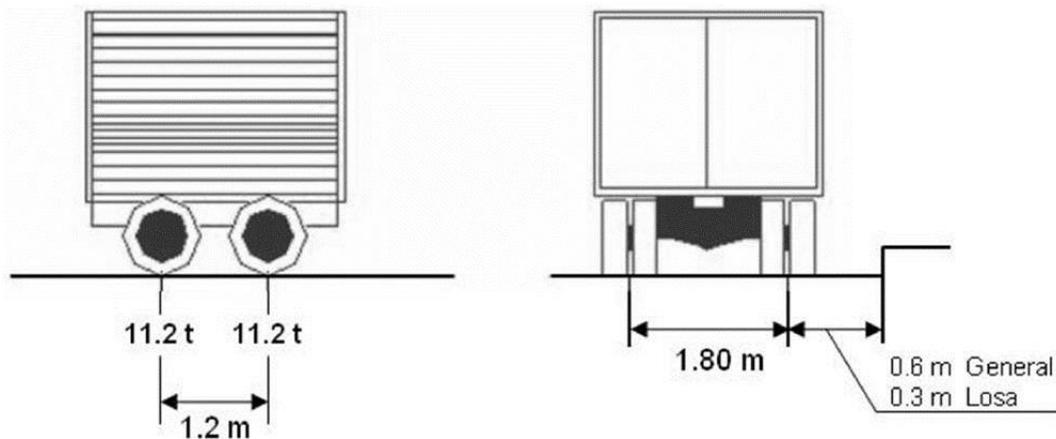


CAMIÓN DE DISEÑO HL-93K.

Nota. Tomado de *Puentes con AASHTO LRFD 2020*, elaborado por Rodríguez (2020, p.18)

Figura 15

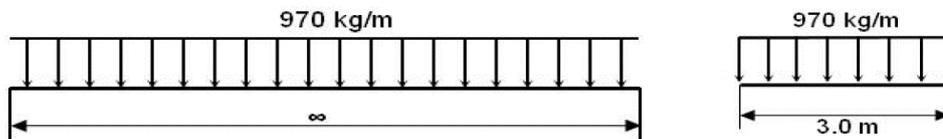
Tándem de diseño



Nota. Tomado de *Puentes con AASHTO LRFD 2020*, elaborado por Rodríguez (2020, p.18)

Figura 16

Carga distribuida sobre carril de diseño



Nota. Tomado de *Puentes con AASHTO LRFD 2020*, elaborado por Rodríguez (2020, p.18)

Los criterios de diseño a adoptar según las especificaciones AASHTO (2020) son:

- Ubicación de las cargas móviles en el eje longitudinal. A lo largo del puente, se aplicarán cargas de manera continua o no continua, de acuerdo con lo que sea más crucial para el efecto en análisis. Esto se determinará considerando la combinación del camión o tándem de diseño y la sobrecarga distribuida.
- Distribución de las cargas móviles en la dirección transversal. Para cada carril sometido a carga, así como para la franja de 3.00 m de ancho sobre la cual actúa la carga distribuida, será esencial posicionar la carga en dirección transversal de manera que generen los efectos más desfavorables en cada escenario.
- El camión y el tándem de diseño serán posicionados en las disposiciones más desfavorables, observando las siguientes restricciones:
 - Al diseñar los voladizos del tablero, el punto central de la rueda deberá encontrarse a una distancia mínima de 0.30 m desde la cara del sardinel o baranda.
 - En el diseño de los componentes restantes, el centro de la rueda se ubicará a no menos de 0.60 m desde el extremo de la vía cargada.
- Para la verificación por fatiga se emplea el camión de diseño con los ejes traseros distanciados en 9.14 m.

- Efectos dinámicos (impacto). Las cargas móviles asociadas al camión o tándem de diseño se amplificarán según los porcentajes indicados en la tabla 15.
- Presencia de múltiples carriles cargados. La solicitud generada por la sobrecarga vehicular debe contemplar el número de carriles cargados, mediante un factor de presencia múltiple que varía según el número de carriles cargados. Esto tiene por objetivo considerar la probabilidad de que los carriles se encuentren bajo carga simultáneamente en su disposición más desfavorable. Se muestra en la tabla 16.

Tabla 15

Incremento de la carga viva por efectos dinámicos

Componente	Porcentaje
Elementos de unión en el tablero (Todos los estados límite)	75%
Para otros elementos – Estados límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás estados límite	33%

Nota. Tomado de *Puentes con AASHTO LRFD 2020*, elaborado por Rodríguez (2020, p.19)

Tabla 16

Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Nota. Tomado de AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, elaborado por AASHTO (2020, p. 3–23)

2.3.7.2.2 Solicitaciones sísmicas (EQ)

Las solicitudes sísmicas serán determinadas en base a la metodología del apéndice A3 del manual de puentes del MTC. El espectro sísmico de diseño se calcula a

través de la evaluación del coeficiente de aceleración A_S , el coeficiente de aceleración S_{DS} para periodos cortos (0.2s) y el coeficiente de aceleración S_{D1} para un periodo de 1.0s. Según el MTC (2018b), estos coeficientes se obtienen de la siguiente manera:

$$A_S = F_{PGA}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_S$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

PGA se obtiene tomando la ordenada correspondiente a 0.0 segundos del espectro de peligro uniforme (con período de retorno de 1000 años) para condiciones de roca (en unidades de "g"), S_S se obtiene calculando el valor de la ordenada correspondiente a 0.2 segundos del espectro de peligro uniforme (con período de retorno de 1000 años) para condiciones de roca (en unidades de "g"), S_1 se obtiene determinando el valor de la ordenada correspondiente a 1.0 segundos del espectro de peligro uniforme (con período de retorno de 1000 años) para condiciones de roca (en unidades de "g"). En la figura 17 se muestra el mapa de isoaceleraciones.

2.3.7.2.3 *Solicitaciones debidas al viento (WS) y (WL)*

La presión del viento sobre las estructuras viene dada por:

$$P_Z = 0.00256V^2 K_Z G C_D$$

La fuerza horizontal correspondiente será:

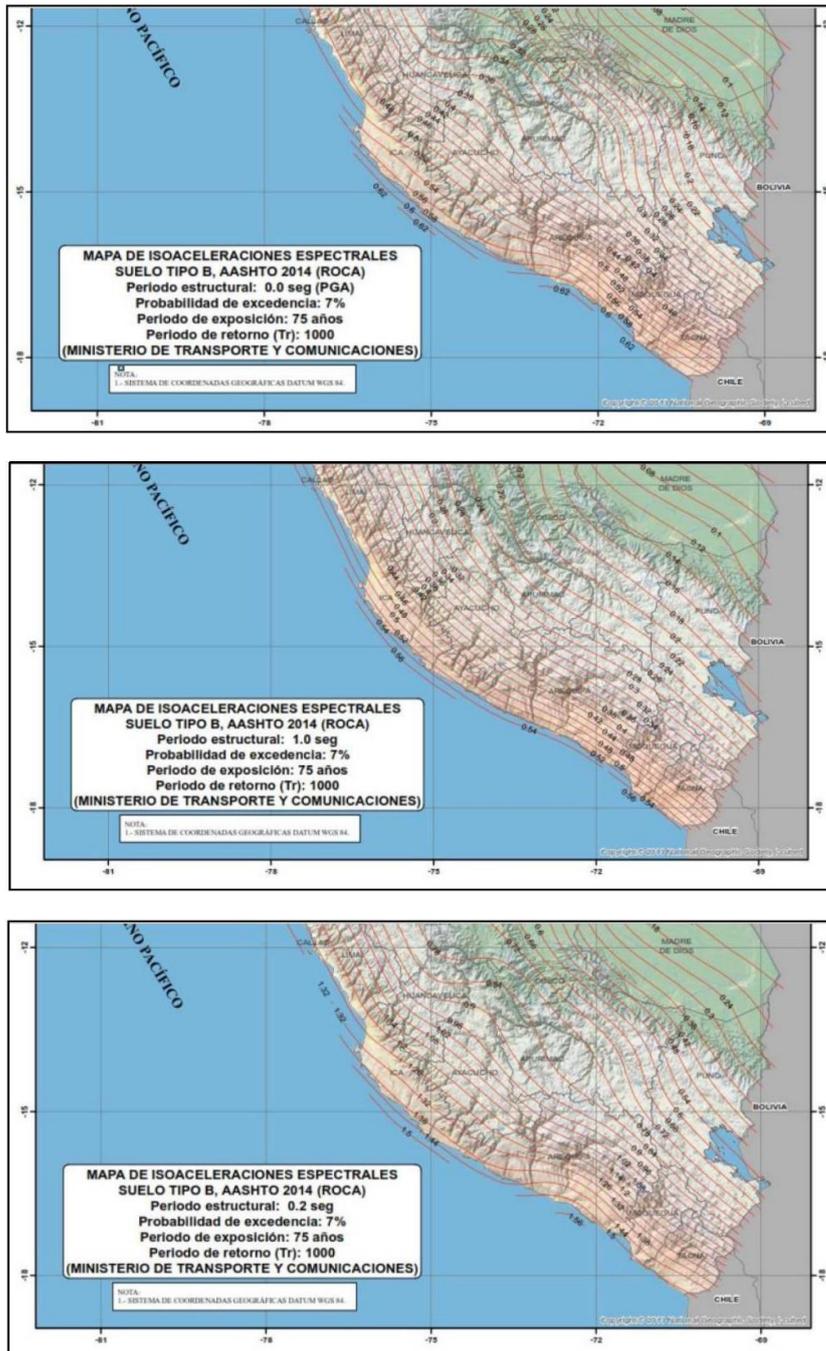
$$WS_H = \frac{P_Z H}{2}$$

La velocidad del viento se determina en base al mapa eólico presentado en la figura 18, donde velocidad del viento es medida a 10 metros sobre el terreno.

La aplicación de las cargas sísmicas y las cargas de viento se considera para cada alternativa y se presenta en el capítulo III, tomando en cuenta las características principales del lugar del proyecto, en este caso la ciudad de Juliaca.

Figura 17

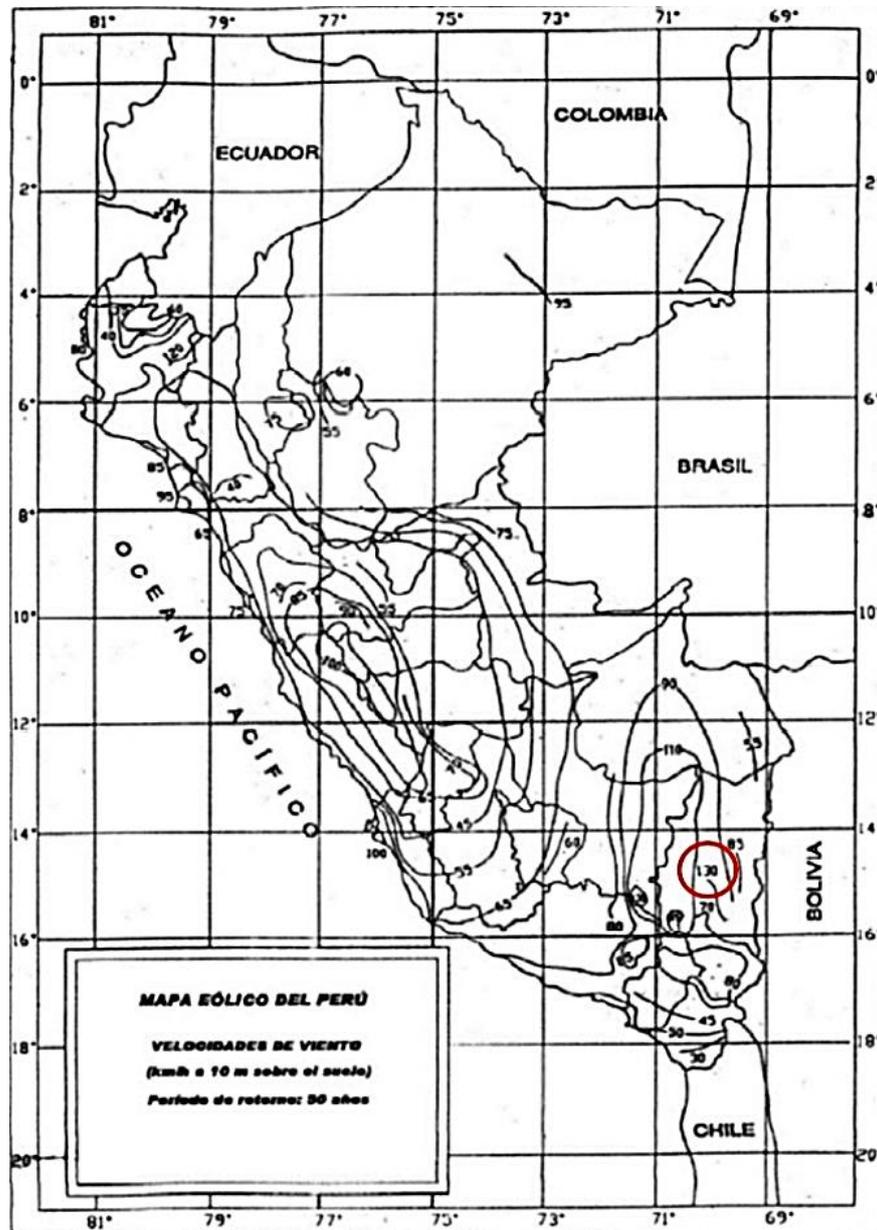
Mapas de isoaceleraciones espectrales para el sur del Perú



Nota. Tomado del *Manual de Puentes del Perú 2018*, elaborado por MTC (2018c, pp.564-566)

Figura 18

Mapa eólico del Perú



Nota. Tomado de la NTP E020. Cargas, elaborado por Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (2006)

2.3.8 Parámetros para el diseño de vigas postensadas

2.3.8.1 Esfuerzos admisibles en los materiales

2.3.8.1.1 En el acero de presfuerzo

Según AASHTO (2020), el esfuerzo en el acero de presfuerzo en el caso de estructuras postensadas, para el estado límite de servicio está regido por la tabla 17.

2.3.8.1.2 En el concreto

El esfuerzo límite, tanto de compresión como de tracción, para el concreto de estructuras de puentes postensadas que no sean construidas segmentalmente, de acuerdo a AASHTO (2020), viene dado por las condiciones de la tabla 18.

Tabla 17

Límites de esfuerzo en acero de presfuerzo – acero de baja relajación

Condición	Límite
Antes del acuñaamiento, se puede permitir (f_{pbt}), a corto plazo	$0.90 f_{py}$
En anclajes y acoplamiento inmediatamente después del acuñaamiento del anclaje	$0.70 f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuñaamiento del anclaje	$0.74 f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0.80 f_{py}$

Nota. Tomado de *AASHTO LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, p. 5–123)

Tabla 18

Límites de esfuerzo en el concreto

CONDICIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZO LÍMITE, ksi
	En regiones donde se aplica tracción precomprimida sin armadura adherente	N/A
Temporal, límite de esfuerzo de tracción antes de las pérdidas	En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente	$0.0948 \sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$
	En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el concreto calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando un esfuerzo de $0.5 f_y$, no mayor que 30 ksi (210 MPa)	$0.24 \sqrt{f'_{ci}}$

CONDICIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZO LÍMITE, ksi
	Para esfuerzos de manipuleo en pilares pretensados	$0.158 \sqrt{f'_{ci}}$
Temporal, límite de esfuerzo de compresión antes de las pérdidas	Compresión en componente pretensado o postensado	$0.60 f'_{ci}$
En servicio, límite de esfuerzo de tracción después de las pérdidas	Para componentes con tendones adheridos o refuerzo que está sujeto a condiciones de corrosión moderadas	$0.19\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.6$
	Para componentes con tendones adheridos o refuerzo que está sujeto a condiciones de corrosión severas	$0.0948\lambda\sqrt{f'_{ci}} \leq 0.3$
	Para componentes con tendones no adheridos	Tensión no permitida
En servicio, límite de esfuerzo de compresión después de las pérdidas	Debido a la suma de las cargas permanentes y las cargas efectivas de presfuerzo	$0.45 f'_{ci}$
	Debido a la suma de las cargas permanentes, las cargas efectivas de presfuerzo y las cargas transitorias, incluyendo las de transporte y maniobras	$0.60 \phi_w f'_{ci}$

Nota. Tomado de *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, pp. 5-123 – 5-127)

2.3.8.2 Pérdidas de esfuerzo en el concreto y el acero de presfuerzo

Se muestra las expresiones para determinar estas pérdidas en el caso de estructuras postensadas según las especificaciones AASHTO (2020).

2.3.8.2.1 Acortamiento elástico

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_{cgp} \quad (2)$$

Donde:

E_p = Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo (ksi)

E_{ci} = Módulo de elasticidad del concreto en la transferencia (ksi)



N = Número de tendones de postensado, idénticos

f_{cgp} = La suma de los esfuerzos en el centro de gravedad de los tendones de pretensado, resultantes de la fuerza de pretensado tras el proceso de tensado y de la carga propia del elemento, en las secciones donde se alcanza el momento máximo (en unidades de ksi)

2.3.8.2.2 Fricción

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx+\mu\alpha)}) \quad (3)$$

Donde:

f_{pj} = Esfuerzo en acero de presfuerzo en el acto de presforzar (ksi)

K = Coeficiente de fricción por desviación (bamboleo) del ducto de pretensado (por cada “pie” de tendón)

μ = Coeficiente de fricción

α = Sumatoria de los valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de pretensado entre el extremo del gato de tesado, o entre el extremo del gato de tesado más próximo si el tesado se realiza igualmente en ambos extremos, y el punto investigado (radianes)

2.3.8.2.3 Deformación o acuñaamiento en anclajes

Las expresiones a usar según (Naaman, 2004) para un tendón de cualquier combinación de formas o trayectorias, son las siguientes:

$$\lambda = \left(\frac{z}{l}\right) * \frac{1}{f_{pj}}$$



$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} * \delta}{f_{pJ} * \lambda}}$$

$$f_p(X) = f_{pJ} * e^{-\lambda * X} \quad (4)$$

$$\Delta f_p(0) = 2 * f_{pJ} * \lambda * X \quad (5)$$

Donde:

z = Pérdida de esfuerzos a lo largo de “l”, $f_{pJ} - f_p(l)$

l = Distancia a la cual se conoce el esfuerzo luego de pérdidas

δ = Distancia en la cual las cuñas se acomodan

λ = Parámetro característico por fricción

X = Distancia donde la pérdida por acuñaamiento de anclaje se disipa

$f_p(X)$ = Esfuerzo luego de pérdida a la distancia “X”

$\Delta f_p(0)$ = Pérdida por acuñaamiento de anclaje, en la zona de anclaje

2.3.8.2.4 Flujo plástico del concreto

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01 * H$$

$$\gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})}$$

$$\Delta f_c = 10 * \frac{f_{pi} * A_{ps}}{A_{cc}} * \gamma_h * \gamma_{st} \quad (6)$$

Donde:

Δf_c = Pérdida de esfuerzo por creep o flujo plástico del concreto

f_{pi} = Esfuerzo en el acero de presfuerzo luego de la transferencia

A_{ps} = Área de acero de presfuerzo en la sección de interés



A_{cc} = Área de la sección del elemento estructural

γ_h = Factor de corrección por humedad del ambiente relativa

γ_{st} = Factor de corrección por la resistencia f'_{ci} del concreto en el acto de presforzar

H = Porcentaje de humedad relativa anual promedio del ambiente

2.3.8.2.5 Contracción por fragua del concreto

$$\Delta f_s = 12 * \gamma_h * \gamma_{st} \quad (7)$$

Donde:

Δf_s = Pérdida de esfuerzo por la contracción por fragua del concreto

2.3.8.2.6 Relajación de los tendones presforzados

$$\Delta f_{R1} = \frac{f_{pt}}{K_L} * \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (8)$$

$$\Delta f_{R2} = \Delta f_{R1} \quad (9)$$

$$\Delta f_R = \Delta f_{R1} + \Delta f_{R2}$$

Donde:

Δf_{R1} = Pérdida por relajación de los tendones desde la etapa de transferencia hasta la etapa de vaciado de la losa (ksi)

Δf_{R2} = Pérdida por relajación de los tendones desde la etapa de transferencia hasta el fin de la vida útil de la estructura (ksi)

f_{pt} = Esfuerzo en tendones inmediatamente luego de la transferencia, no menor que $0.55 f_{py}$ (ksi)



K_L = Factor que considera el tipo de acero (30 para los de baja relajación)

Para las pérdidas de esfuerzo por relajación se utilizaron las expresiones dadas por (AASHTO, 2020) en sus artículos 5.9.3.4.2c y 5.9.3.4.3c que corresponden a los métodos refinados de cálculo de pérdidas.

Las ecuaciones correspondientes a las pérdidas de esfuerzo por flujo plástico (creep) y contracción por fragua en el largo plazo están de acuerdo al artículo 5.9.3.3 de (AASHTO, 2020), que corresponden a los métodos simplificado de cálculo de pérdidas, para su aplicación se nos indica que se debe de contar con cargas comunes, condiciones de ambiente normal y además de ello, las siguientes condiciones:

- Elementos de concreto con peso específico habitual
- Concreto curado por humedad o por vapor
- Acero de presfuerzo de baja relajación
- Condiciones normales de exposición y temperatura en la zona del proyecto

2.3.8.3 Diseño del acero de presfuerzo

Según Naaman (2004), el acero de presfuerzo puede ser diseñado para estado límite de servicio o de resistencia, la bibliografía referente a este tema nos indica que en casi la totalidad de los casos gobierna el estado límite de servicio. Este diseño debe de realizarse una vez que ya se tenga elegida una sección transversal de la estructura y que esta cumpla con los requerimientos de la normativa vigente.

El proceso a seguir se puede ordenar de la siguiente forma:

- a) Definir los materiales y las propiedades geométricas de la sección.
- b) Estimar la eficiencia η , que es lo mismo que el porcentaje de pérdidas.



- c) Seleccionar una fuerza efectiva de presfuerzo, F , y una excentricidad, e_0 que satisfagan los esfuerzos admisibles en las secciones críticas para todas las etapas de diseño.
- d) Determinar la trayectoria de los tendones de presfuerzo a lo largo de toda la viga, incluyendo los extremos o apoyos, de tal forma que se cumplan las verificaciones de diseño.
- e) Verificar la resistencia por flexión para estado límite de resistencia.
- f) Verificar la resistencia por corte-torsión y diseñar los estribos necesarios.
- g) Verificar la resistencia por corte horizontal en la interfaz en el caso de construcción de sección compuesta.
- h) Verificar las deflexiones y contraflechas permisibles para el corto y largo plazo
- i) Verificar las condiciones especiales como, por ejemplo, las zonas de anclaje, las aberturas, el espacio entre tendones, las operaciones de construcción, etc.
- j) Verificar todo el diseño y optimizarlo en el caso que sea posible, realizando las iteraciones necesarias.

La verificación de esfuerzos admisibles para una sección compuesta en todas sus etapas constructivas, vienen dadas por las siguientes inecuaciones:

$$\frac{Fi}{A_c} * \left(1 - \frac{e_0}{k_b}\right) + \frac{M_{GP}}{Z_t} \geq \sigma_{ti_max} \quad (10)$$

$$\frac{Fi}{A_c} * \left(1 - \frac{e_0}{k_t}\right) - \frac{M_{GP}}{Z_b} \leq \sigma_{ci_max} \quad (11)$$

$$\frac{\eta * Fi}{A_{cc}} * \left(1 - \frac{e_0}{k_{bc}}\right) + \frac{M_p + M_c}{Z_{tc}} \leq \sigma_{cs_max} \quad (12)$$



$$\frac{\eta * Fi}{A_{cc}} * \left(1 - \frac{e_0}{k_{tc}}\right) - \frac{M_p + M_c^{(*)}}{Z_{tc}} \geq \sigma_{ts_max} \quad (13)$$

Donde:

F_i = Fuerza inicial de presfuerzo en alambre o tendón

$\eta * F_i$ = Fuerza efectiva de presfuerzo en alambre o tendón = F o F_{∞}

A_c, A_{cc} = Área de sección transversal de sección no compuesta y compuesta, respectivamente

e_0, e_{0c} = Excentricidad desde eje neutro hasta centroide de alambre o tendón de sección no compuesta y compuesta, respectivamente

k_b, k_{bc} = Distancia del centroide de la sección al límite inferior del núcleo central de la sección no compuesta y compuesta, respectivamente
= Z_t/A_c o Z_{tc}/A_{cc}

k_t, k_{tc} = Distancia del centroide de la sección al límite superior del núcleo central de la sección no compuesta y compuesta, respectivamente
= $-Z_b/A_c$ o $-Z_{bc}/A_{cc}$

M_{GP} = Momento flector debido a peso propio de viga pre-moldeada

M_p = Suma de momentos flectores que actúan sobre viga pre-moldeada

M_c = Suma de momentos flectores que actúan solo en sección compuesta

Z_b, Z_{bc} = Módulo de sección inferior de sección no compuesta y compuesta, respectivamente = I_{gc}/y_{tc}

Z_t, Z_{tc} = Módulo de sección superior de sección no compuesta y compuesta, respectivamente = I_{gc}/y_{bc}



$\sigma_{ti}, \sigma_{ts} =$ Esfuerzo admisible de tracción inicial y al final, respectivamente.

$\sigma_{ci}, \sigma_{cs} =$ Esfuerzo admisible de compresión inicial y al final, respectivamente.

(*): para el estado límite de servicio III, el factor de modificación de carga puede ser de 0.8 para el caso de elementos de concreto presforzado, esto en el caso que cuyas pérdidas de presfuerzo diferidas no sean calculadas con el método refinado y tampoco que tomen en cuenta las pérdidas recuperadas por la elasticidad. AASHTO (2020)

2.3.8.4 Diseño del acero de refuerzo

En las regiones “B”, región de viga bajo hipótesis de Bernoulli, dicha hipótesis nos indica que “las regiones planas permanecen planas luego de la flexión y por ende existe una distribución lineal de las deformaciones en toda la profundidad del elemento” (AASHTO, 2020). El diseño las regiones mencionadas está regido por las especificaciones AASHTO (2020) en su artículo 5.6 y se detalla en los siguientes acápite.

2.3.8.4.1 Por flexión

Para elementos con concreto de densidad habitual, con resistencia a la compresión menor a 1050 kg/cm² y con tendones adheridos aplica que:

$$f_{ps} = f_{pu} * \left(1 - k * \frac{c}{d_p}\right)$$

$$k = 2 * \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right)$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{pu} + A_s * f_s - A'_s * f'_s - \alpha_1 * f'_c * (b - b_w) * h_f}{\alpha_1 * f'_c * \beta_1 * b_w + k * A_{ps} * \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (14)$$

Donde:



α_1	=	Factor de bloque de esfuerzos especificado en artículo 5.6.2.2 de AASHTO
A_s	=	Área de acero de refuerzo en tensión (in ²)
A'_s	=	Área de acero de refuerzo en compresión (in ²)
A_{ps}	=	Área de acero de presfuerzo (in ²)
β_1	=	Factor de bloque de esfuerzos especificado en artículo 5.6.2.2 de AASHTO
b	=	Ancho de la cara en compresión del elemento (in)
b_w	=	Ancho del alma o diámetro en sección circular (in)
c	=	Distancia de la fibra extrema en compresión al eje neutro (in)
d_p	=	Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de la fuerza de presfuerzo (in)
f_{pu}	=	Esfuerzo último de tensión en el acero de presfuerzo (ksi)
f_{py}	=	Esfuerzo de fluencia en el acero de presfuerzo (ksi)
F_s	=	Esfuerzo en el acero de refuerzo en tensión para la resistencia nominal por flexión (ksi)
f'_s	=	Esfuerzo en el acero de refuerzo en compresión para la resistencia nominal por flexión (ksi)
h_f	=	Profundidad del ala en compresión (in).

La resistencia por flexión viene dada por el artículo 5.6.3.2 de (AASHTO, 2020)

y es cómo sigue:

$$M_r = \phi M_n \quad (15)$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal por flexión

ϕ = Factor por resistencia

Para el caso de secciones con alma con flexión alrededor de un eje, aplica:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}(d_p - \frac{a}{2}) + A_s f_s (d_s - \frac{a}{2}) - A'_s f'_s (d'_s - \frac{a}{2}) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f (\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}) \quad (16)$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo promedio en acero de prefuerzo para la resistencia nominal por flexión (ksi)

a = Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos (in) = $c * \beta_1$

Según las especificaciones AASHTO (2020), para el caso de secciones rectangulares, incluyendo secciones “Tee” donde el eje neutro caiga en el ala rectangular, entonces se aplica la expresión previa, reemplazando b_w por b . Para el caso de secciones compuestas, en caso que el eje neutro caiga dentro de la viga premoldeada entonces se debe proceder con el procedimiento presentado, pero tomando como parámetro de resistencia a la compresión, la que corresponde a la losa.

Refuerzo mínimo

Según el artículo 5.6.3.3 de AASHTO (2020), en un componente sometido a flexión, el refuerzo convencional y el presforzado deben de ser capaces de por lo menos

generar una resistencia por flexión M_r , que sea mayor o igual que el menor de los valores calculados por las siguientes expresiones:

- 1.33 veces el momento actuante, ya factorizado, para la combinación de resistencia adecuada.
- M_{cr} , momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right)] \quad (17)$$

Donde:

f_r = Módulo de ruptura del concreto

f_{cpe} = Esfuerzo de compresión en el concreto inducido únicamente por las fuerzas efectivas de presfuerzo, en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es generado por las cargas externas (ksi)

S_c = Módulo de sección de la sección compuesta para la fibra extrema, donde la tensión es causada por las fuerzas externas (in^3)

M_{dnc} = Momento nominal actuando en la sección no compuesta (kip-in)

S_{nc} = Módulo de sección de la sección no compuesta para la fibra extrema, donde la tensión es causada por las fuerzas externas (in^3)

Los factores γ toman en cuenta la variabilidad de la resistencia a la compresión, del acero de presfuerzo y de la ratio entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

γ_1 = Factor de variabilidad del agrietamiento por flexión



= 1.2 para estructuras prefabricadas construidas por segmentos

= 1.6 para todas las demás estructuras de concreto

γ_2 = Factor de variabilidad del acero de presfuerzo

= 1.1 para tendones adheridos

= 1.0 para tendones no adheridos

γ_3 = Factor de la ratio entre el esfuerzo último y el esfuerzo de fluencia

= 0.75 para acero ASTM A706 grado 60

= 1.00 para acero de presfuerzo

2.3.8.4.2 Por corte-torsión

Para elementos con concreto de densidad normal, resistencia a la compresión menor a 1050 kg/cm² que resisten corte y torsión, aplican las siguientes ecuaciones:

$$V_r = \phi V_n \quad (18)$$

$$T_r = \phi T_n \quad (19)$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia aplicable

V_n = Resistencia nominal por cortante

T_n = Resistencia nominal por torsión

Los efectos de torsión deben de investigarse cuando:

$$T_u > 0.25\phi T_{cr} \quad (20)$$



$$T_{cr} = 0.126K\lambda\sqrt{f'_c}2A_0b_e \quad (21)$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.126\lambda\sqrt{f'_c}}} \leq 2.0 \quad (22)$$

Donde:

T_u = Momento de torsión actuante afectada por factor de carga (kip-in)

ϕ = Factor de resistencia aplicable

T_{cr} = Momento de torsión, de agrietamiento (kip-in)

λ = Factor de modificación por densidad del concreto

f'_c = Resistencia a la compresión de diseño del concreto (ksi)

A_{cp} = Área encerrada por el perímetro exterior de la sección (in²)

A_o = Área encerrada por flujo de cortante, incluido los vacíos (in²)

b_e = Ancho efectivo del flujo de cortante, considerando el mínimo espesor de las almas exteriores o las almas que comprenden a la sección cajón, este valor debe ser ajustado de acuerdo a la presencia de ductos (in)

f_{pc} = Esfuerzo de compresión nominal en el concreto, tras tener en cuenta las pérdidas en el centroide y que soporta las cargas temporales o en la unión entre el alma y el ala cuando el centroide se encuentra en el ala (ksi)



Las regiones que requieren refuerzo transversal, es en donde se cumple que:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad (23)$$

O sino en donde se requiere la verificación por torsión.

Donde:

V_u = Fuerza de cortante modificada por factor de carga

ϕ = Factor de resistencia aplicable

V_c = Resistencia nominal por cortante del concreto

V_p = Componente de la fuerza de presfuerzo en dirección de la fuerza cortante

Refuerzo transversal mínimo

Donde se requiere refuerzo transversal, entonces se debe de emplear refuerzo transversal mínimo que cumpla con la siguiente expresión.

$$A_v \geq 0.0316\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (24)$$

Donde:

b_v = Ancho de alma ajustado por presencia de ductos (in)

s = Espaciamiento entre refuerzo transversal (in)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (ksi) ≤ 100 ksi

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Está en función del esfuerzo de corte en el concreto y viene determinada bajo las siguientes condiciones:

Si $v_u < 0.125f'_c$, entonces: $s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in}$

Si $v_u \geq 0.125f'_c$, entonces: $s_{max} = 0.84 \leq 12.0 \text{ in}$

Donde:

v_u = Esfuerzo de cortante en el concreto

d_v = Profundidad efectiva de corte, medida en dirección perpendicular al eje neutro, entre las líneas de acción resultantes de las fuerzas de tensión y compresión generadas por la flexión. Esta profundidad no debe ser inferior al valor máximo entre $0.9d_e$ o $0.72h$ (in).

Esfuerzo de cortante en el concreto

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (25)$$

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (26)$$

Cortante nominal resistente

La cortante nominal resistente, V_n , según el artículo 5.7.3.3 de AASHTO (2020) vienen dada por el menor valor de las siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (27)$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (28)$$

$$V_c = 0.0316\beta\lambda\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (29)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \lambda_{ducto} \quad (30)$$

$$\lambda_{ducto} = 1 - \delta \left(\frac{\phi_{ducto}}{b_w} \right)^2 \quad (31)$$

Donde:

- V_p = Componente de la fuerza de presfuerzo en dirección de la fuerza cortante, es positivo en caso contrarreste al cortante actuante
- B = Factor que denota la capacidad del concreto de transmitir cortante y tracción a través de sus grietas inclinadas
- A_v = Área de acero transversal dentro de una distancia s (in²)
- θ = Ángulo de inclinación del esfuerzo de compresión diagonal (°)
- α = Ángulo de inclinación de refuerzo transversal y eje longitudinal (°)
- s = Espaciamiento del refuerzo transversal, medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal (in)
- λ_{ducto} = Factor de reducción de resistencia a cortante debida a la presencia de ductos. Tomado como 1.0 para ductos de postensado sin rellenar con Grout y con el ancho de alma o ala reducido debido a la presencia del ducto sin ser rellenado
- δ = Factor de corrección por diámetro de ducto, tomado como 2.0 para ductos rellenos con Grout



ϕ_{ducto} = Diámetro del ducto del postensado presente en el alma de la viga, dentro de la profundidad d_v (in)

b_w = Ancho bruto del alma, sin deducir los ductos (in)

Los valores de los parámetros β y θ son necesarios para determinar la resistencia por cortante, el procedimiento para su cálculo está detallado en el artículo 5.7.3.4 de AASHTO (2020), podemos indicar que para el caso de elementos no presforzados se puede emplear $\beta = 2.0$ y $\theta = 45^\circ$.

Según el artículo 5.7.3.6 de AASHTO (2020), en las secciones que resisten cortante y torsiones combinadas, el refuerzo transversal debe ser dimensionado de satisfacer a la vez los requerimientos por cortante y por torsión.

Resistencia por torsión

La resistencia por torsión nominal, según el artículo 5.7.3.6.2 de AASHTO (2020), viene dada por:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \lambda_{ducto} \quad (32)$$

Donde:

A_o = Área encerrada por el flujo de cortante, incluyendo espacios vacíos (in²)

A_t = Área de una rama del refuerzo transversal por torsión en secciones solidas o el área total del refuerzo transversal por torsión en el exterior del alma y ala en caso de secciones huecas (in²)

Refuerzo longitudinal

En secciones cajón, se debe de dimensionar el refuerzo longitudinal, adicional al refuerzo de flexión según la siguiente expresión:

$$A_l = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y} \quad (33)$$

Donde:

P_h = Perímetro a lo largo de los centroides de refuerzo en las alas y almas exteriores para secciones huecas (in)

2.3.8.4.3 Por cortante horizontal en la interfaz

Según el artículo 5.7.4.1 de AASHTO (2020) se debe de considerar la transferencia de esfuerzos en la interfaz de dos concretos, vaciados en tiempos diferentes. En tal caso deben de diseñarse el refuerzo en la interfaz, que puede conformarse por barras, estribos, mallas electrosoldadas; estos deben de ser capaces de llegar a la fluencia en ambos lados de la interfaz mediante longitud de anclaje, ganchos o métodos mecánicos.

Área mínima de refuerzo por cortante en la interfaz

Este viene dada según el artículo 5.7.4.2 de (AASHTO, 2020) y es:

$$A_{vf} \geq \frac{0.05A_{cv}}{f_y} \quad (34)$$

Donde:

A_{vf} = Área de refuerzo por cortante en la interfaz, refuerzo que atraviesa el plano de cortante dentro del área A_{cv} (in²)



A_{cv} = Área de concreto comprometida en interfaz que transmite cortante
(in²)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (ksi) ≤ 60.0 ksi

Resistencia por cortante en la interfaz

El valor de la resistencia ya factorizada, V_{ri} , debe ser tomado según el artículo 5.7.4.3 de AASHTO (2020), según la siguiente expresión:

$$V_{ri} = \phi V_{ni} \quad (35)$$

El diseño debe satisfacer lo siguiente:

$$V_{ri} \geq V_{ui} \quad (36)$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia aplicable

V_{ni} = Resistencia nominal por cortante en la interfaz

V_{ui} = Fuerza actuante en interfaz por cortante afectado por factor de carga debido a la combinación de carga correspondiente

La resistencia por cortante nominal en el plano de la interfaz debe ser tomado como:

$$V_{ni} = cA_{cv} + \mu(A_{vf}f_y + P_c) \quad (37)$$

Este valor no debe exceder de los siguientes:

$$V_{ri} \leq K_1 f'_c A_{cv} \quad (38)$$



$$V_{ni} \leq K_2 A_{cv} \quad (39)$$

$$A_{cv} = b_{vi} L_{vi} \quad (40)$$

Donde:

c = Factor de cohesión (ksi)

μ = Factor de fricción

b_{vi} = Ancho de interfaz comprometido en la transferencia por cortante
(en pulgadas)

L_{vi} = Largo de interfaz comprometido en la transferencia por cortante
(en pulgadas)

P_c = Fuerza de compresión neta permanente normal al plano de cortante.
En caso de tratarse de tracción, $P_c=0.0$ (kip)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto de menor resistencia de
los componentes a ambos lados de la interfaz

K_1 = Fracción de la resistencia del concreto disponible para resistir la
cortante en la interfaz

K_2 = Limitante de resistencia por cortante en la interfaz (ksi)

Factores de cohesión y fricción

Viene dado según artículo 5.7.4.4 de AASHTO (2020), como se ve en la tabla 19:

Cálculo de esfuerzo cortante en puentes viga-losa

Según el artículo 5.7.4.5 de (AASHTO, 2020) este valor se puede calcular según
la siguiente expresión:

$$v_{ni} = \frac{V_{ui}}{b_{vi}d_v} \quad (41)$$

Donde:

d_v = Distancia desde el centroide del acero en tensión hasta el punto medio del espesor de la losa para calcular el esfuerzo por cortante en la interfaz

Tabla 19

Factor de corrección por cohesión y fricción

Condición	c (ksi)	μ	K_1	K_2 (ksi)
Losa de concreto vaciado en superficie limpia de concreto, sin luchada y con superficie rugosa de amplitud 0.25 in	0.28	1.0	0.3	1.8 (concreto de densidad normal)
				1.3 (concreto ligero)
Concreto vaciado monolítico con concreto de densidad normal	0.40	1.4	0.25	1.5
Concreto ligero vaciado monolíticamente contra una superficie limpia, sin luchada y con superficie rugosa de amplitud 0.25 in	0.24	1.0	0.25	1.0
Concreto con densidad normal vaciada contra una superficie limpia, sin lechada y con superficie rugosa intencional de amplitud 0.25 in	0.24	1.0	0.25	1.5
Concreto vaciado contra una superficie limpia, sin lechada, pero sin superficie rugosa	0.075	0.6	0.2	0.8
Concreto anclado al acero estructural laminado mediante conectores con vástago o barras de refuerzo, donde el concreto y el acero en contacto están limpios y libres de pintura	0.025	0.7	0.2	0.8
Para brackets, ménsulas y cornisas.	Factor de cohesión, c = 0.0			

Nota. Tomado de *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, p. 5-82)

La fuerza por cortante afectada por factor de carga en la interfaz de la viga y la losa puede ser determinada mediante la siguiente expresión

$$V_{ui} = v_{ui}A_{cv} = v_{ui}12b_{vi} \quad (42)$$

Si la fuerza axial neta que atraviesa la el plano de cortante es de tracción, se debe agregar refuerzo adicional, A_{vpc} , según la siguiente expresión:

$$A_{vpc} = \frac{P_c}{\phi f_y} \quad (43)$$

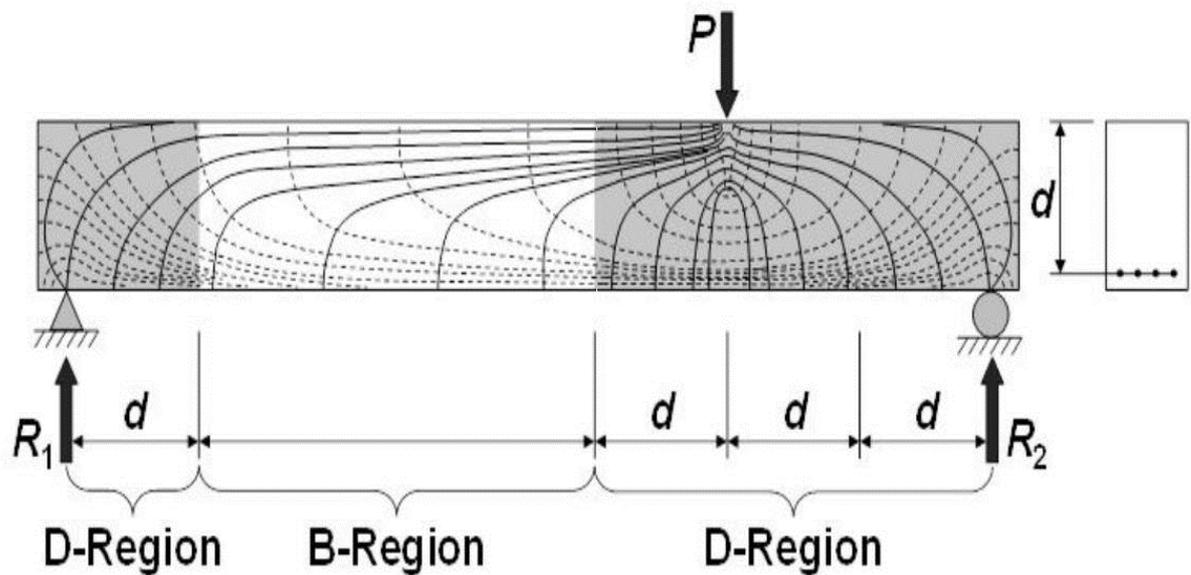
2.3.8.5 Diseño de la zona de anclaje

Esta zona cae dentro de la definición de una región “D” según AASHTO (2020), y se tratan de regiones donde no se cumple el principio de que las secciones planas permanecen planas luego de aplicarse las cargas; este caso es típico de zonas extremas de vigas, zonas con cargas puntuales grandes, zonas con discontinuidades, vigas de gran peralte, braquetes, ménsulas y cornisas y deben de ser analizadas estructuralmente por un método refinado o por el método de biela-tirante (STM: Strut and Tie Model).

Uno de los casos mencionados es el de la zona de anclaje, en donde se producen esfuerzos de compresión muy altos debidos al presforzado, esto genera una tensión que trata de partir el concreto y por ende se debe diseñar el refuerzo necesario para que esta sea contrarrestada. El método de biela-tirante es aplicable en este caso para el diseño de esta zona que según típicamente se extiende entre $1h$ y $1.5h$ desde el final de la viga; este método sirve para abordar la zona general de la región “D”, mientras que la zona local suele estar confinado por estribos cerrados o espirales de refuerzo y comúnmente son diseñadas por la patente de presforzado.

Figura 19

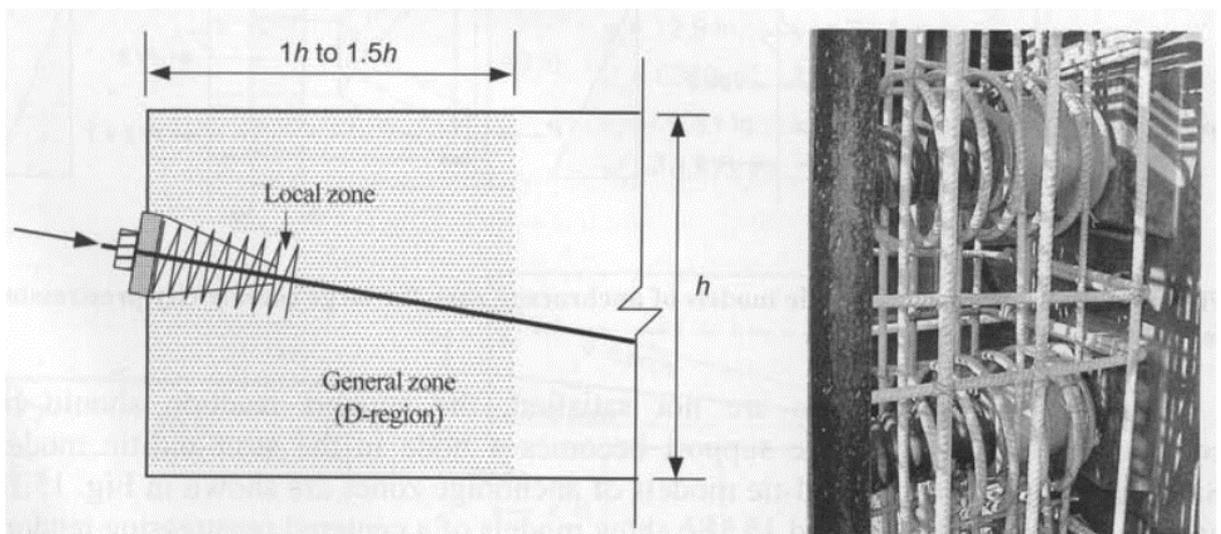
Trayectoria de esfuerzos por flexión en regiones "B" y "D"



Nota. Tomado de *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS*, elaborado por AASHTO (2020, p. 5-25)

Figura 20

Región "D" de la zona de anclaje de una viga postensada



Nota. Tomado de *Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals*, elaborado por Naaman (2004, p. 985)



Para aplicar este método en el diseño de la zona de anclaje se seguirán los pasos enlistados por (Naaman, 2004) que vienen a ser los siguientes:

- a) Verificar si está permitido la aplicación del modelo biela-tirante
- b) Definir y aislar la región “D” o el elemento a analizar
- c) Determinar las reacciones y calcular las fuerzas resultantes del contorno de la región “D”

Para el caso de las reacciones, cuando es posible ignorarla se simplifican los cálculos; para ignorar la reacción según (Naaman, 2004) se deben de cumplir las siguientes condiciones:

- La reacción se introduce debajo de la sección en caso de vigas simplemente apoyadas
 - La reacción nominal es menor que el 15% de la fuerza de presfuerzo
 - La inclinación de todas las fuerzas de presfuerzo es menor a 5 grados
 - El centroide o resultante de la fuerza de presfuerzo cae dentro del núcleo central de la sección
- d) Seleccionar un modelo biela-tirante o armadura que representa la trayectoria de fuerzas en la región “D”
 - e) Calcular las fuerzas en las bielas y tirantes del modelo
 - f) Seleccionar las dimensiones para las zonas nodales de biela o tirante
 - g) Verificar la capacidad de las bielas en su zona central, así como en la interfaz con el nodo
 - h) Diseñar los tirantes y el anclaje para los mismos
 - i) Preparar los detalles del diseño y verificar el refuerzo mínimo requerido



2.3.9 Parámetros para el diseño de vigas metálicas

Para el diseño de vigas metálicas se puede recurrir al apéndice C del capítulo 6 de (AASHTO, 2020), en el cual se brinda una secuencia de pasos que es aplicable al caso de vigas metálicas, para el presente trabajo se estudian vigas compuestas no híbridas y el flujo de diseño de las mismas se puede seguir de la siguiente forma:

1. Diseño por flexión
 - a) Esfuerzos en sección compuesta [artículo 6.10.1.1.1 de (AASHTO, 2020)]
 - b) Esfuerzos en el ala y momentos flectores en el elemento (6.10.1.6)
 - c) Propiedades de la sección fundamentales (D6.1) (D6.2) (D6.3)
 - d) Constructabilidad (6.10.3)
 - e) Estados límite de servicio (6.5.2) (6.10.4)
 - f) Estados límite de fatiga y fractura (6.5.3) (6.10.5)
 - g) Estado límite de resistencia (6.5.4) (6.10.6)
2. Diseño por corte
 - a) General (6.10.9.1)
 - b) Alma sin rigidizadores (6.10.9.2)
 - c) Alma con rigidizadores (6.10.9.3)
 - h) Diseño de rigidizadores (6.10.11)
3. Diseño de conectores de corte
 - a) General (6.10.10.1)
 - b) Resistencia por fatiga (6.10.10.2)
 - c) Requerimientos especiales para puntos de carga permanente en contra flexión (6.10.10.3)
 - d) Estado límite de resistencia (6.10.10.4)



2.3.9.1 Secciones compuestas

Para el caso de secciones compuestas, (AASHTO, 2020) considera que el concreto de la losa produce comportamiento de sección compuesta, además la losa funciona como soporte lateral para las vigas, debe de garantizarse el comportamiento de sección compuesta mediante conectores de corte diseñados adecuadamente.

2.3.9.1.1 Esfuerzos según la etapa de construcción

Según Taly (2015), el esfuerzo elástico en cualquier fibra de la sección compuesta se debe de considerar como la suma de las siguientes cargas, aplicadas separadamente a las siguientes etapas de la sección:

- Sección de acero
- Sección compuesta a corto plazo
- Sección compuesta a largo plazo

Para el caso de construcción sin apuntalar, la carga permanente de la losa antes de que fragua es resistida por la sección de la viga de acero no compuesta, la carga muerta y viva aplicadas luego del vaciado de la losa son resistidas por la sección compuesta.

2.3.9.1.2 Esfuerzos para secciones en flexión positiva

Se considera la sección compuesta por la sección del perfil acero y el área de concreto transformada según el ancho efectivo de la losa misma. El concreto en tensión es ignorado para el estado límite de resistencia. Taly (2015)

Para las cargas transitorias, que son las que actúan en el corto plazo, el área de la losa de concreto se transforma usando la ratio modular de corto plazo, n . Para las cargas permanentes, que son las que actúan en el largo plazo, el área de la losa de concreto se transforma usando la ratio modular de largo plazo, $3n$. AASHTO (2020)



$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (44)$$

Donde:

E_s = Modulo de elasticidad del acero estructural

E_c = Modulo de elasticidad del concreto

2.3.9.1.3 Esfuerzos para secciones en flexión negativa

Para este caso, ya sea para momentos producidas por cargas en el corto o largo plazo, para el cálculo de esfuerzos se debe de considerar la sección de acero y el refuerzo longitudinal dentro del ancho efectivo de la losa de concreto. Taly (2015)

2.3.9.1.4 Esfuerzos en la losa de concreto

Tanto para cargas permanentes como para cargas temporales, se debe considerar la ratio modular de corto plazo, n . AASHTO (2020)

2.3.9.2 Límites de proporcionalidad de la sección

Estos límites vienen dados en el artículo 6.10.2 de (AASHTO, 2020) y son los siguientes:

2.3.9.2.1 Proporciones en alma

Si no tienen rigidizadores longitudinales:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \quad (45)$$

Si tienen rigidizadores longitudinales

$$\frac{D}{t_w} \leq 300 \quad (46)$$

2.3.9.2.2 *Proporciones en ala*

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (47)$$

$$b_f = \frac{D}{6} \quad (48)$$

$$t_f = 1.1t_w \quad (49)$$

$$0.1 \leq \frac{P_c}{\phi f_y} \leq 10 \quad (50)$$

Donde:

I_{yc} = Momento de inercia del ala en compresión de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma

I_{yt} = Momento de inercia del ala en tracción de la sección de acero respecto al eje vertical en el plano del alma

2.3.9.3 **Diseño por flexión**

2.3.9.3.1 *Secciones compuestas en flexión positiva*

Según AASHTO (2020), en su artículo 6.10.6.2.2, para secciones en puentes rectos longitudinalmente, las secciones compuestas deben satisfacer las siguientes restricciones para calificar como compactas:

- El esfuerzo de fluencia mínimo en las alas no debe de exceder de 70.0 ksi
- La sección satisface el límite de esbeltez del alma, que se calcula como sigue:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (51)$$

Donde:

D_{cp} = Profundidad del alma en compresión cuando se produce el momento plástico (in). Para secciones compuestas este valor puede determinarse según el artículo D6.3.2 de (AASHTO, 2020)

2.3.9.3.2 Secciones compuestas en flexión negativa

Según AASHTO (2020) en su artículo 6.10.6.2.3, para secciones en puentes rectos longitudinalmente, donde el grado de esviajamiento es menor a 20° y además se cuenta con diafragmas intermedios, para esas secciones:

- El esfuerzo de fluencia mínimo en las alas no debe de exceder de 70.0 ksi
- El alma satisface la condición de ser compacta cuando:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_{rw} \quad (52)$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} \geq 0.3 \quad (53)$$

Donde:

λ_{rw} = Ratio de límite de esbeltes para alma no compacta

$$= 4.6 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq \lambda_{rw} = \left(3.1 + \frac{5.0}{a_{wc}}\right) \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

A_{wc} = Ratio de dos veces el área del alma en compresión respecto al área del ala en compresión = $\frac{2D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$

D_c = Profundidad del alma en compresión en el rango elástico (in). En secciones compuestas este valor puede determinarse según el artículo D6.3.1 de AASHTO (2020)

2.3.9.3.3 Verificación de ala en compresión

Se determina según el apéndice A6.3.2 de AASHTO (2020), el cual nos indica que la resistencia a flexión basada en el ala en compresión debe ser tomada bajo las siguientes condiciones

Si $\lambda_f \leq \lambda_{pf}$, entonces;

$$M_{nc} = R_{pc}M_{yc} \quad (54)$$

En otro caso:

$$M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}S_{xc}}{R_{pc}M_{yc}}\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right]R_{pc}M_{yc} \quad (55)$$

Para los cuales:

$$\lambda_f = \text{Ratio de esbeltes para el ala en compresión} = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$$\lambda_{pf} = \text{Ratio límite de esbeltez para alma compacta} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$\lambda_{rf} = \text{Ratio límite de esbeltez para alma no compacta} = 0.95 \sqrt{\frac{Ek_c}{F_{yr}}}$$

k_c = Coeficiente local de pandeo en ala

$$= \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{tw}}} \quad 0.35 \leq k_c \leq 0.76 \quad \underline{\text{Para secciones armadas}}$$

Donde:

F_{yr} = Esfuerzo en ala sometida a compresión al comienzo de la fluencia en la sección, considerando los efectos residuales de esfuerzo, pero sin considerar la flexión lateral del ala en compresión, se toma como el menor valor entre: $0.7 * F_{yc}$, $R_h F_{yt} S_{xt} / S_{xc}$ y F_{yw} , y no menor que $0.5 * F_{yc}$

M_{yc} = Momento de fluencia respecto al ala en compresión determinada según el artículo D6.2 de AASHTO (2020) (kip-in)

M_{yt} = Momento de fluencia respecto al ala en tracción determinada según el artículo D6.2 de AASHTO (2020) (kip-in)

R_h = Factor híbrido calculado según artículo 6.10.1.10.1

R_{pc} = Factor de plastificación del alma para el ala en compresión, determinada según el artículo A6.2.1 o A6.2.2.

S_{xc} = Módulo de sección elástico respecto al eje principal de la sección respecto al ala en compresión, tomado como M_{yc} / F_{yc} (in³)

S_{xt} = Módulo de sección elástico respecto al eje principal de la sección respecto al ala en tracción, tomado como M_{yt} / F_{yt} (in³)

2.3.9.3.4 Verificación de ala en tracción

Se verifica según el apéndice A6.4 de AASHTO (2020) y nos indica que la resistencia nominal por flexión basada en el ala en tracción se calcula como:

$$M_{nt} = R_{pt} M_{yt} \quad (56)$$



Donde:

M_{yt} = Momento de fluencia tomado respecto al ala en tensión, determinado según el artículo D6.2 (kip-in)

R_{pt} = Factor de plastificación del alma para la fluencia del ala en tracción, determinado según el artículo A6.2.1 o A6.2.2

2.3.9.3.5 *Requerimiento de ductilidad*

Según el artículo 6.10.7.3 de AASHTO (2020), las secciones compactas y las no compactas deberán satisfacer que:

$$D_c \leq 0.42D_t \quad (57)$$

Donde:

D_p = Distancia desde la fibra superior del tablero de concreto hacia el eje neutral de la sección compuesta al darse el momento plástico

D_t = Profundidad total de la sección compuesta

2.3.9.4 **Diseño de conectores de corte**

Al tratarse de secciones compuestas, se deben de considerar conectores de corte en la interfaz entre la sección del perfil de acero y la losa de concreto para resistir el cortante en la interfaz, normalmente estos son concebidos como conectores de corte tipo esparrago o en forma de canales AASHTO (2020)

2.3.9.4.1 *Geometría de los conectores*

La relación entre la altura y el diámetro de un conector con cabeza no debe ser menor que 4.0, según el artículo 6.10.10.1.1 de AASHTO (2020).

Respecto al espaciamiento transversal, AASHTO (2020) en su artículo 6.10.10.1.3 nos indica que estos conectores de corte se colocan encima del ala superior de la viga, en dirección transversal al eje longitudinal de la viga; con un espaciamiento regular o variable. Además, se indica que el espaciamiento medido entre los ejes de los mismos no debe de ser menor que 4.0 veces el diámetro de los conectores. La distancia libre entre el filo del ala superior y el borde del conector más cercano no debe ser menor que 1.0 pulgada. El recubrimiento libre de concreto por encima de los conectores no debe de ser menor que 2.0 pulgadas. Los conectores de corte deben de penetrar en por lo menos 2.0 pulgadas dentro de la losa de concreto.

2.3.9.4.2 *Diseño por fatiga*

De acuerdo a las especificaciones AASHTO (2020), la resistencia a cortante por fatiga de un conector de corte, Z_r , debe ser tomada como sigue para el caso de conectores tipo esparrago:

- Donde el promedio diario de tráfico de camiones de diseño para 75 años $(ADTT)_{SL}$ es mayor o igual que 1090 camiones al día, la combinación de fatiga I es la que debe de usarse y la resistencia a corte por fatiga para un periodo de vida infinito debe tomarse como:

$$Z_r = 5.5d^2 \quad (58)$$

- De otra forma, se debe emplear la combinación de fatiga II y la resistencia a corte por fatiga para un periodo de vida finito debe tomarse como:

$$Z_r = \alpha d^2 \quad (59)$$

$$\alpha = 34.5 - 4.28 \log N \quad (60)$$



Donde:

$(ADTT)_{SL}$ = Promedio diario de tráfico de camiones de diseño en un solo carril, según el artículo 3.6.1.4.2

d = Diámetro del conector (in)

N = Número de ciclos según artículo 6.6.1.2.5

El paso entre las filas de conectores debe ser calculado según la ecuación 6.10.10.1.2-1 de AASHTO (2020) y para su aplicación se debe emplear los valores de Z_r y el rango de fuerzas cortantes V_{sr} . La ecuación mencionada indica que:

$$n \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (61)$$

Donde

V_{sr} = Rango de fuerza cortante horizontal por fatiga en unidad de longitud (kip/in) = $\sqrt{(V_{fat})^2 + (F_{fat})^2}$

V_{fat} = Rango de fuerza cortante longitudinal por fatiga unidad de longitud (kip/in) = $\frac{V_f Q}{I}$

F_{fat} = Cortante radial por fatiga en unidad de longitud (kip/in). Tomado como 0.0 en caso de puentes rectos. De otra forma toma el mayor valor entre:

$$F_{fat1} = \frac{A_{bot} \sigma_{flg} l}{wR} \quad \text{o} \quad F_{fat2} = \frac{F_{rc}}{w}$$

σ_{flg} = Rango de esfuerzo longitudinal por fatiga en el ala inferior, sin tomar en cuenta el pandeo lateral de las alas (ksi)



A_{bot}	=	Área del ala inferior (in ²)
F_{rc}	=	Rango de fuerza neto de diafragma en ala superior (kip)
I	=	Momento de inercia de sección compuesta a corto plazo (in ⁴)
l	=	Distancia entre puntos arriostrados (in)
n	=	Número de conectores de corte en sección transversal
p	=	Paso de conectores de corte a lo largo de eje longitudinal (in)
Q	=	Primer momento del área de losa a corto plazo transformada, respecto al eje neutro de la sección compuesta del corto plazo (in ³)
R	=	Radio mínimo de la viga dentro del panel (ft)
V_f	=	Rango de fuerzas cortantes verticales para la combinación de diseño correspondiente (kip)
w	=	Longitud efectiva de la losa (in) tomada como 48.0 pulgadas, excepto en los soportes extremos donde puede ser tomado como 24.0 pulgadas
Z_r	=	Resistencia a cortante por fatiga de un único conector de corte (kip)

2.3.9.4.3 *Diseño por resistencia*

De acuerdo a las especificaciones AASHTO (2020), la resistencia por cortante amplificada de un único conector de corte, Q_r , para el estado límite de resistencia:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (62)$$

Donde:

Q_n = Resistencia nominal por cortante de un conector de corte (kip)



ϕ_{sc} = Factor de resistencia por cortante en conectores de corte, artículo 6.5.4.2

Para el estado límite de resistencia, la cantidad mínima de conectores de corte, n , dentro de la región en estudio viene dada por:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (63)$$

Donde:

P = Fuerza cortante total nominal según artículo 6.10.10.4.2 (kip)

Q_r = Resistencia por cortante amplificada de un conector de corte (kip)

Resistencia nominal por cortante

Según se indica en las especificaciones AASHTO (2020), la resistencia nominal por cortante para un conector tipo esparrago embebido dentro de una losa de concreto debe de tomarse como:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (64)$$

Donde:

A_{sc} = Área de sección de un conector de corte tipo esparrago (in²)

E_c = Módulo de elasticidad de la losa de concreto (ksi)

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada para un conector de corte tipo esparrago (ksi)

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

La línea de investigación general seguida en la presente investigación es el análisis y diseño estructural, mientras que la línea de investigación específica es el análisis comparativo de costos de construcción y mantenimiento para superestructuras de intercambios a desnivel.

3.1.1 Tipo de investigación

Según *Tipos de investigación* (2016), un trabajo de investigación puede clasificarse bajo los siguientes criterios: Según intervención del investigador, según la planificación de las mediciones, según el número de mediciones de la variable de estudio y según el número de variables analíticas. La presente investigación se clasificó como se indica en la tabla 20.

Tabla 20

Tipo de investigación

CRITERIO	TIPO
1. Según intervención del investigador	Con intervención
2. Según la planificación de las mediciones	Prospectivo
3. Según el número de mediciones de la variable de estudio	Estudio transversal
4. Según el número de variables analíticas	Analítico

Nota. Elaboración propia

3.1.2 Nivel de investigación

Según Hernández et al. (2014), el alcance o nivel de la presente investigación es relacional, debido a que se pretende establecer una relación entre el sistema estructural de la superestructura elegido y los costos de construcción, operación y mantenimiento,



así como el peso total de la misma; naturalmente existe una relación entre el sistema estructural elegido frente al peso total de la superestructura, el costo de construcción, operación y mantenimiento.

El diseño de la investigación es no experimental, debido a que no se interviene directamente en la variable independiente en estudio, sino que se realiza un estudio ex post, donde el sistema estructural para el proyecto en estudio ya fue elegido (vigas metálicas), por lo mismo se tiene un enfoque temporal transversal; ya que los datos para la investigación son tomados en un pequeño segmento en el tiempo. Hernández et al. (2014)

El enfoque del tema de investigación presente es cuantitativo, debido a que es un estudio secuencial y probatorio, en el cual de manera objetiva se pretende dar o no validez a las hipótesis formuladas.

La operacionalización de variables se presentó en la tabla 3 y la matriz de consistencia se adjunta en el anexo T.

3.1.3 Población y muestra de la investigación

3.1.3.1 Población y muestra

La población objetivo, de igual forma que la muestra, de esta investigación es la superestructura del paso a desnivel ubicado en la intersección de la avenida Circunvalación Norte y avenida Independencia en la ciudad de Juliaca.

Al coincidir el objetivo con la muestra, entonces se puede afirmar que se trata de un estudio de caso.



3.1.3.2 Tipo de muestreo

El tipo de muestreo para esta investigación es no probabilístico y se realizó el método de muestreo por conveniencia.

3.1.3.3 Técnicas de recolección de datos

Análisis documental: Se ha recopilado, comprendido y sintetizado información de diferentes fuentes bibliográficas, en este caso: artículos científicos, libros, tesis de pregrado, tesis de posgrado, expediente técnico del proyecto de Paso a Desnivel y expedientes técnicos de puentes y pasos a desnivel en territorio nacional.

Entrevistas: Se realizó entrevistas al personal técnico, encargado de la construcción del proyecto de Paso a desnivel y a profesionales expertos en diseño en concreto postensado y en el diseño de puentes.

3.2 ESTUDIOS BÁSICOS DEL PROYECTO

Los estudios básicos se han elaborado como parte del expediente técnico del último proyecto (saldo de obra), elaborados por la subgerencia de estudios y proyectos de la Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca (2020); en esta sección se presenta un resumen de los mismos y en los anexos se adjuntan con mayor detalle:

- Estudio topográfico (ver anexo U)
- Estudio de tráfico (ver anexo V)
- Estudio de suelos (ver anexo W)

3.2.1 Estudio topográfico

3.2.1.1 Ubicación geográfica

El área delimitada por el proyecto está políticamente ubicada en:

- Distrito : Juliaca

- Provincia : San Román
- Departamento : Puno
- Lugar : Intersección de las av. Independencia y av. Circunvalación norte

Figura 21

Área de intervención del proyecto



Nota. Adaptado del *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Geográficamente, su centro se ubica en las siguientes coordenadas.:

- Latitud : 15°29' de latitud sur
- Longitud : 70°08' de longitud oeste

En coordenadas UTM, se denomina como:

- Zona 19, hemisferio Sur
- Este: 378141.20
- Norte: 8288103.30

Altimétricamente está ubicado entre los 3 815.00 m s. n. m. que queda en la zona de entrega de los drenes al río Coata y 3 860,00 m s. n. m. que quedan en las partes altas de la ciudad.

3.2.1.2 Descripción del terreno

El terreno está en una zona urbana con construcciones existentes y una topografía predominantemente plana. Se puede ver en la figura 22, la imagen satelital donde se identifican los BMs que se presentan en la tabla 21. El plano topográfico se adjunta en el anexo Z.

Tabla 21

Cuadro de coordenadas UTM de BMs

Punto	Cota	Coordenada este	Coordenada norte
BM-01	3,835.648	378,116.017	8'288,095.596
BM-02	3,835.760	378,166.076	8'288,154.513
BM-03	3,836.081	378,188.706	8'288,053.174

Nota. Adaptado del expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.2.1.3 Acceso al área del proyecto

Para llegar al área de estudio, se pueden seguir los trayectos presentados en la tabla 22. Se presenta gráficamente en la figura 23.

Figura 22

Imagen satelital de posición de BMs



Nota. Elaborado y extraído de *Google earth*

Tabla 22

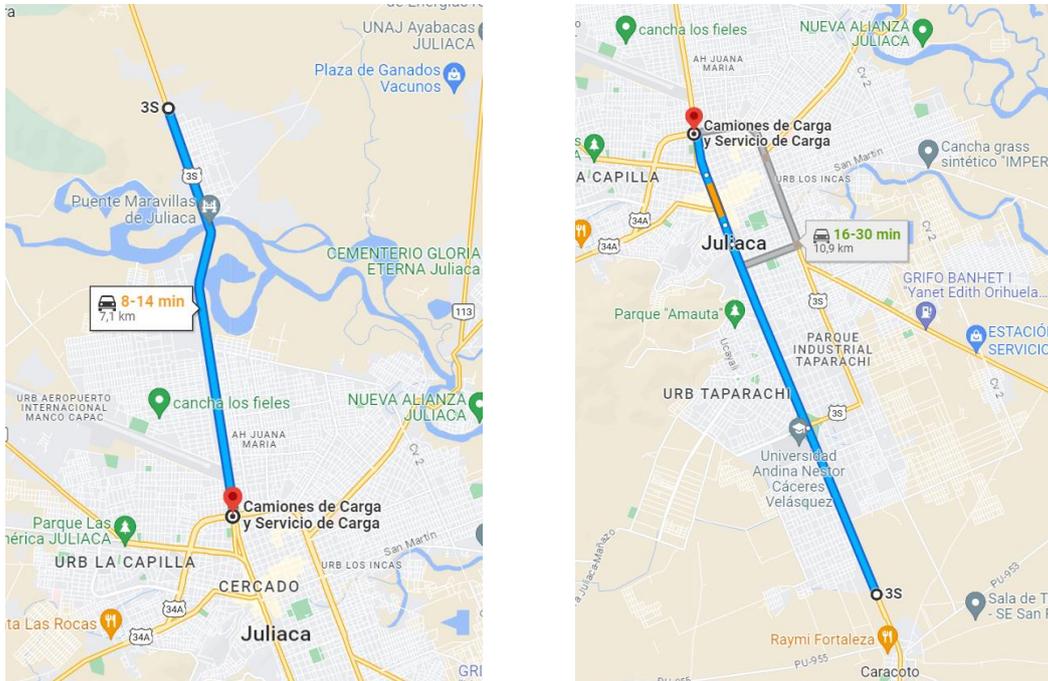
Acceso al área del proyecto

Recorrido	Distancia (km)	Vías	Tiempo promedio	Medio de transporte
Desde ingreso a la ciudad, viniendo de Puno	9.1	Calles pavimentadas	30 minutos	Transporte en carro
Desde ingreso a la ciudad, viniendo de Cusco	7.1	Calles pavimentadas	14 minutos	Transporte en carro
Desde plaza de armas de Juliaca	2.0	Calles pavimentadas	15 minutos	Transporte en carro

Nota. Adaptado del expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 23

Recorrido desde ingresos a ciudad hasta zona de proyecto



Nota. Elaborado y extraído de *Google maps*

3.2.1.4 Conclusiones del estudio topográfico

- Las pendientes determinadas en el presente proyecto, los diseños de paso a desnivel son como se indica a continuación:

Pendiente: +5 % pendiente de entrada, -5 % pendiente de salida, es decir por cada metro existe un desnivel de 0.05 cm.

3.2.1.5 Recomendaciones del estudio topográfico

- Se recomienda tener consideración en replanteo las pendientes de la rampa de entrada progresiva 0+000.00 derecho e izquierda rampa norte, y la pendiente de las rampas de salida derecho e izquierdo para el diseño del paso a desnivel.
- Se recomienda durante la nivelación (plantillado) del nivel de pavimento rígido terminado.



- Se recomienda hacer el trabajo de trazo y replanteo con equipos calibrados con certificación vigente.
- La nivelación debe realizarse empleando el método de nivelación doble o en zigzag con puntos de cambio. Para ello, se pueden utilizar estacas de hierro como placas metálicas o cualquier otro objeto presente en el terreno que sea sólido y confiable en términos de estabilidad.
- Las distancias, en la mira de atrás y adelante no deben de exceder de 50m, procurándose que sean iguales. En todo caso no debe ser mayor de lo permitido.
- Hacer las mediciones con mayor precisión posible.
- Es importante recomendar que los datos registrados en el informe deben ser presentados teniendo en cuenta los errores sistemáticos inherentes a cada instrumento.
- Evitar en el proceso de alineamiento que atravesase algún obstáculo para no dificultar la medición.

3.2.2 Estudio de tráfico

3.2.2.1 Generalidades

De acuerdo al estudio de tráfico del expediente técnico, la vía en estudio se encuentra ubicada en el cono norte del distrito de Juliaca, en la jurisdicción de la provincia de San Román. Esta vía, dada su ubicación, permite el intercambio vial vehicular de la avenida Circunvalación y la avenida Independencia, dos vías muy concurridas que constantemente presentan congestión vehicular. Dado su rol integrador, por esta ruta transitan vehículos de carga y pasajeros que tienen origen y/o destino en localidades y ciudades que forman parte de los departamentos de Puno y Cusco, así como vehículos que circulan de manera local.



3.2.2.2 Objetivos

3.2.2.2.1 Objetivo general

- Cuantificar, clasificar y conocer la cantidad de vehículos que transitan por la av. Independencia hacia el interior de la ciudad de Juliaca y viceversa, y sobre la información recopilada, analizar el tráfico existente y proyectar el tráfico futuro y los ejes equivalentes para el diseño del pavimento necesario en la vía.

3.2.2.2.2 Objetivos específicos

- Recolectar datos de campo mediante el conteo y la categorización de vehículos que transitan en los diferentes segmentos de la carretera en estudio.
- Procesar la información cruda recopilada en campo.
- Calcular el IMD anual, basándose en los resultados del conteo y aplicando el factor de ajuste estacional correspondiente.
- Identificar la composición del flujo vehicular en términos de tipos de vehículos.
- Crear la matriz de origen y destino que describe los movimientos de vehículos de carga y pasajeros.
- Establecer el factor de carga por el tipo de vehículo.

3.2.2.3 Metodología

1. Recopilación de datos
2. Organización de datos
3. Análisis de datos y derivar resultados

3.2.2.4 Resumen del conteo

3.2.2.4.1 Promedio semanal diario

En la tabla 23, se muestra un resumen del conteo vehicular semanal

3.2.2.5 Índice medio diario anual (IMD)

Los datos de la tabla 23 se corrigen y los resultados se muestran en la tabla 24.

Tabla 23*Conteo y clasificación vehicular*

Tipo de Vehículo	Promedio semanal /día	Composición%
Auto	7,023.7	28.64
Camioneta Pick Up	626.3	2.55
Cta. Rural	1,252.7	5.11
Micro	13,806.4	56.29
Ómnibus (Bus 2 ejes)	255.7	1.04
Camión 2 Ejes Ligero	286.0	1.17
Camión 2 Ejes Pesado	400.4	1.63
Camión 3 Ejes	286.0	1.17
Camión 4 Ejes	57.2	0.23
Articulado	533.4	2.17
IMD	24,528.0	100.00

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Tabla 24*Índice medio diario anual (IMD)*

Tipo de Vehículo	Promedio semanal /día	Composición%
Auto	7,436.3	28.64
Camioneta Pick Up	663.1	2.55
Cta. Rural	1,326.3	5.11
Micro	14,617.5	56.29
Ómnibus (Bus 2 ejes)	270.7	1.04
Camión 2 Ejes Ligero	302.8	1.17
Camión 2 Ejes Pesado	424.0	1.63
Camión 3 Ejes	302.8	1.17
Camión 4 Ejes	60.6	0.23
Articulado	564.8	2.17
IMD	25,969.0	100.00

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.2.2.6 Proyección del tráfico

Se presenta la tasa de crecimiento de tráfico en la tabla 25

Tabla 25

Tasas de crecimiento de generación de tráfico

<i>Tipo de vehículo</i>	<i>Tasa de crecimiento anual (%)</i>
<i>Vehículos ligeros</i>	<i>4.72</i>
<i>Vehículos pesados</i>	<i>1.03</i>

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.2.2.6.1 Tráfico Normal

La proyección del tráfico normal, tanto de carga como de pasajeros, para el horizonte de análisis, se obtuvo aplicando las tasas de crecimiento de generación de tráfico determinadas, al IMD Anual del año base por tipo de vehículo (2020).

Los resultados de la proyección del tráfico normal por tipo de vehículo y periodos se presentan en la tabla 26.

Tabla 26

Proyección del Tráfico Normal

Años	Auto	Camionetas	Micros	Bus	C2	C3	C4	Semi tráiler	Tráiler	Total IMDA
2020	7436	1989	14618	271	727	303	61	537	28	25969
2025	9365	2505	18409	285	765	319	64	565	30	32306
2030	11794	3155	23183	300	805	336	67	594	31	40266
2035	14853	3973	29196	316	848	353	71	626	33	50267
2040	18705	5004	36768	332	892	372	74	659	35	62840

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*



3.2.2.7 Conclusiones

- El flujo de transporte de carga y pasajeros de la carretera abarca dos ámbitos geográficos: el local y el de larga distancia, que incluye el transporte intra y extra regional.
- El recuento de tráfico se efectuó en la intersección de la avenida Circunvalación y la avenida independencia, de los vehículos que ingresan y los vehículos de salida.
- El IMD anual obtenido es de 25,969 vehículos
- Para prever el tráfico futuro, se empleó el método de tasas de generación de viajes que dependen de variables macroeconómicas, como el Producto Interno Bruto (PIB), la población de Juliaca y el PIB per cápita de sus habitantes.
- La proyección del tráfico regular o existente está relacionada con el crecimiento de las variables macroeconómicas a nivel provincial y regional, ya que estos contribuyen en la generación del tráfico urbano; mientras que para el factor de crecimiento del tráfico que se desplaza fuera de la ciudad se considera el factor de crecimiento emitido por el Peaje Ayaviri.
- No se considera el porcentaje de tráfico generado, al ser la única vía principal actualmente es el mayor eje de circulación en la salida Cusco.
- El IMD Anual para el año 2040 (año 20) alcanza un total de 62,840 vehículos.

3.2.3 Estudio de suelos

3.2.3.1 Generalidades

3.2.3.1.1 Introducción

Los estudios geotécnicos para cimentaciones de estructuras buscan analizar las propiedades del suelo y su reacción ante las cargas de la estructura proyectada. Esto garantiza el diseño seguro y eficiente de cimentaciones al considerar la interacción de las

cargas con el suelo. También se evalúa el nivel freático para incorporar las condiciones del agua subterránea en el diseño.

3.2.3.1.2 *Objetivos*

El objetivo principal evaluar la capacidad portante del suelo, en el cual se ubicará la cimentación del puente bypass, en la intersección de la av. Independencia (av. Circunvalación — jr. Cajamarca) y jr. Mariano Núñez Butrón (jr. Umachiri — av. Circunvalación).

3.2.3.2 **Metodología del estudio**

3.2.3.2.1 *Fase de campo*

Tabla 27

Cantidad de muestras extraídas por cada sondeo del SPT

N° SONDEO	N° DE MUESTRAS	PROF. DE SONDEO	TIPOS DE SUELO
SPT 01	M3, M4, M5, M6, M7 y M8	10.50 m	SM, SP-SM
SPT 02	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SP, SM, SP-SM, SC
SPT 03	M3, M4, M5, M6 y M7	9.60 m	SM, SP-SM, SP-SC, SP
SPT 04	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SM, SP-SM, SP-SC, SP
SPT 05	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SP-SM, SP, SM-SC

Nota. Adaptado del *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.2.3.2.2 *Fase de laboratorio*

El ingreso de muestras en laboratorio fue registrado, rotulado y posteriormente se le realizaron los ensayos de la tabla 28 a cada estrato encontrado.



3.2.3.2.3 *Fase de gabinete*

Todos los datos obtenidos de la fase laboratorio y campo pasan a ser procesados e interpretados en gabinete, dando como resultado un informe geotécnico de suelos.

3.2.3.3 **Geología estructural**

3.2.3.3.1 *Sismicidad.*

Según el reglamento nacional de edificaciones [RNE], la zona sísmica del área del proyecto se encuentra según se detalla en la tabla 29.

3.2.3.4 **Geotecnia del proyecto**

3.2.3.4.1 *Introducción*

El tipo de material que constituye en el lugar del sondeo fue de arenas y limos, esto se pudo determinar realizados trabajos de campo, laboratorio y gabinete; mediante la exploración del lugar de estudio, excavación de calicatas, indicado del muestreador de SPT, toma de muestras y registro de datos en los formatos.

3.2.3.4.2 *Normatividad*

1. Reglamento nacional de edificaciones: E.050 Suelos y cimentaciones.
 2. CE.010 Pavimentos urbanos
 3. AASHTO - LRFD
 4. Manual de puentes de MTC
- Análisis granulométrico ASTM - D 6913/D — 6913M — 17
 - Contenido de humedad ASTM — 2216
 - Límites de Consistencia ASTM — D — 4318
 - Análisis Químico NTP 339, (155,178,117)
 - Standar Penetration Test [SPT] ASTM — D – 1586

Tabla 28

Tipos de ensayo realizados en laboratorio para cada sondeo de SPT

ENSAYOS	NORMA	SONDEO	ESTRATOS	ALTURA
Contenido de humedad	ASTM - D -2216	SPT 01	R	0.00-3.00
			SM	3.00-4.60
			SP-SM	4.60-5.00
			SM	5.00-8.70
			SP-SM	8.70-9.00
Análisis granulométrico	ASTM - D - 6913/D - 6913M - 17		SM	9.00-10.50
			R	0.00-2.00
			SP	2.00-2.20
Límites de consistencia	ASTM - D -4318	SPT 02	SM	2.20-4.00
			SP-SM	4.00-7.20
			SM	7.20-7.40
			SP-SM	7.40-7.50
			SC	7.50-7.80
Análisis químico	NTP 339.155.178.117		SP-SM	7.80-8.80
			SM	8.80-9.10
			SP-SM	9.10-9.90
SPT	ASTM - D -1586	SPT 03	R	0.00-2.50
			SM	2.50-2.80
			SP-SM	2.80-4.70
			SP-SC	4.70-5.20
			SP-SM	5.20-5.60
			SP	5.60-7.50
			SM	7.50-8.20
			SP	8.20-9.60
			R	0.00-2.10
			SM	2.10-2.70
SPT 04			SP-SM	2.70-4.90
			SP-SC	4.90-5.20
			SP-SM	5.20-6.00
			SP	6.00-7.60
			SP-SM	7.60-7.90
			SP	7.90-9.90
SPT 05			R	0.00-2.00
			SP-SM	2.00-2.70
			SP	2.70-3.00
			SP-SM	3.00-5.20
			SM-SC	5.20-5.40
			SP	5.40-9.90

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 29*Zonificación sísmica según norma E030. Diseño sismorresistente*

ZONA	3	MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA
Factor de zona	0.35	Tabla 1
Perfil de suelo	Tipo 3	Suelo flexible
Parámetros del suelo	Tp= 1.0	Periodo
	S= 1.4	Factor de ampliación de suelo

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.2.3.5 Profundidad de desplante

Según la identificación geotécnica se debe elegir el estrato más conveniente, para la fijación del desplante con respecto al nivel del terreno. Es aconsejable cimentar por debajo del nivel de erosión potencial o activo en arenas compactas, y también en arcillas o limos firmes debido a las alteraciones de volumen.

3.2.3.6 Nivel freático

En los sondeos por STP 01 se pudo apreciar nivel freático a 2.00 m, SPT 02 a 1.10 m, SPT 03 a 1.70 m, SPT 04 a 1.50 m y SPT 05 a 1.50m, el promedio del nivel freático es a 1.56 m; pero en épocas de lluvia, puede que estas elevaciones aumenten.

3.2.3.7 Angulo de fricción y cohesión

Para cada caso se tienen los datos a la profundidad de 3.00 metros. Estos datos se presentan en la tabla 30.

3.2.3.8 Capacidad admisible

Se cuenta con cimentación rectangular, apoyados en el estrato adecuado, con un factor de seguridad de 3, las condiciones de la estructura y las ecuaciones de capacidad portante establecidas por Terzaghi y Peck; se presentan los resultados en la tabla 31.

Tabla 30*Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT*

N° de SPT	Ø = Angulo de Fricción (°)	C= Cohesión Kg/cm ²
01	30.76	0.492
02	33.17	0.919
03	30.22	0.398
04	29.95	0.32
05	33.71	1.013

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 31*Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT*

ÍTEM	SUCS	Df	Ø	B mín	L mín	C	Y	Y sat	q adm
SPT 01	R	3.00	30.76	7.50	16.20	0.492	17.75	20.89	0.984 kg/cm ²
SPT 02	SM	3.00	33.17	7.50	16.20	0.919	19.07	22.16	1.837 kg/cm ²
SPT 03	SP-SM	3.00	30.22	7.50	16.20	0.398	17.46	20.59	0.795 kg/cm ²
SPT 04	SP-SM	3.00	29.95	7.50	16.20	0.320	17.31	20.50	0.640 kg/cm ²
SPT 05	SP	3.00	33.71	7.50	16.20	1.013	19.37	22.56	2.026 kg/cm ²

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_u = Carga última

c = Cohesión del suelo

q = Sobrecarga efectiva = $D_f * \gamma$

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de cimiento



N_c = Factor de capacidad debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad debido al peso del suelo

El desarrollo para las muestras produce los resultados indicados en la tabla 32. El desarrollo para las mismas, considerando el nivel freático se presenta en la tabla 33.

Tabla 32

Capacidad última y permisible, sin considerar el nivel freático

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
c'	0.482	0.919	0.398	0.32	1.013
q	53.25	57.21	52.38	51.93	58.11
γ	17.75	19.07	17.46	17.31	19.37
B	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
N_c	32.06	39.24	30.70	30.03	41.14
N_q	20.09	26.66	18.89	18.30	28.47
N_γ	25.13	36.19	23.19	22.25	39.36
\emptyset	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71
D_f	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
q_u (kN/m ²)	2428.05	3642.53	2220.03	2118.25	3995.78
q_{perm} (kN/m ²)	809.35	1214.18	740.01	706.08	1331.93
Q bruta (Kn)	45525.94	68297.44	41625.56	39717.19	74920.88

Nota. Tomado del Expediente técnico aprobado por R.G.N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 33

Capacidad última y permisible, considerando el nivel freático

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
c'	0.482	0.919	0.398	0.320	1.013
q	56.391	63.081	57.075	56.715	62.256
γ_1	17.75	19.07	17.46	17.31	19.37

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
B	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
Nc	32.06	39.24	30.70	30.03	41.14
Nq	20.09	26.66	18.89	18.30	28.47
Nr	25.13	36.19	23.19	22.25	39.36
Ø	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71
Y'1	20.89	22.16	20.59	20.50	22.56
H1	2.00	1.10	1.50	1.50	1.70
H2	1.00	1.90	1.50	1.50	1.30
w%	28	24	25	19	18
Df	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Y1 prom	18.797	21.027	19.025	18.905	20.752
Y'2	11.09	12.36	10.79	10.7	12.76
FS	3	3	3	3	3
qu (kN/m ²)	2193.44	2820.99	2028.69	1940.28	3697.48
qperm (kN/m ²)	731.15	940.33	676.23	646.76	1232.49
Q bruta (Kn)	41127.19	52893.56	38037.94	36380.25	69327.56

Nota. Tomado del Expediente técnico aprobado por R.G.N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.2.3.9 Análisis de asentamientos y posible licuación de suelos.

Tabla 34

Módulo de elasticidad y módulo de poisson obtenidos de SPT

SPT	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)		MÓDULO DE POISSON (ν)
	kg/cm ²	Mpa	
01	136.00	13.34	0.25
02	244.00	23.93	0.31
03	216.00	21.18	0.34
04	192.00	18.83	0.34
05	268.00	26.28	0.34

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 35*Cálculo de asentamiento en cada punto de ensayo*

ESTRUCTURA			SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
qo	Sobrecarga Aplicada	Kg/cm ²	0.984	1.837	0.795	0.640	2.026
A	Área de Cimentación	m ²	121.5	121.5	121.5	121.5	121.5
Es	Módulo de Young	MPa	9.1	16.1	8.4	7.0	17.5
Bz	Factor de Rigidez		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
v	Ratio de Poisson		0.25	0.31	0.34	0.34	0.34
St	Asentamiento Total	cm	1.02	1.03	0.84	0.81	1.03

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.2.3.10 Contenido de sales en el suelo

En la tabla 36 se indica el tipo de cemento recomendado según el grado de exposición a sulfatos. Se han realizado los ensayos para la cuantificación del contenido de sulfatos y cloruros en una muestra representativa, los resultados se presentan en la tabla 37.

Tabla 36*Recomendación del tipo de cemento a usarse por ataque de sulfatos*

Exposición a sulfatos	Sulfato (SO ₄) en agua, ppm	Tipo de cemento	Mínimo f'c, kg/cm ²
Despreciable	0-150	-	-
Moderado	150-1500	II, IP(MS), IS(MS)	280
Severo	1500-10000	V	315
Muy severo	Mayor de 10000	V, más puzolana	315

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 37

Resultados de laboratorio del contenido de sulfatos y cloruros

N° SPT	ENSAYO	CANTIDAD	OBSERVACIONES	UBICACIÓN	PROF.
01	sulfatos	1235.0 ppm	moderado	según plano	3.50
	cloruros	940.0 ppm	despreciable	según plano	3.50
02	sulfatos	632.0 ppm	moderado	según plano	3.50
	cloruros	420.0 ppm	despreciable	según plano	3.50
03	sulfatos	966.0 ppm	moderado	según plano	3.50
	cloruros	620.0 ppm	despreciable	según plano	3.50

Nota. Adaptado del *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Según la norma E060 se considera la cantidad de sulfatos como MODERADO y se sugiere utilizar cemento tipo IP.

3.2.3.11 Conclusiones y recomendaciones

- Este estudio ha sido llevado a cabo con el propósito de examinar las características del suelo, en su estado actual mediante el ensayo SPT, que permite establecer las actividades del presente estudio.
- Se encontró nivel freático en todos los sondeos realizados, teniendo en promedio la profundidad de 1.56 m pero puede que haya presencia de nivel freático a niveles más próximos a la superficie en épocas de lluvia
- Según el RNE, cap. 06 artículo 32 (licuación de suelos), los estratos de estudio cumplen con las 2 condiciones para que ocurra el fenómeno de licuación por lo que los suelos en estudio son licuables.
- La presencia de sulfatos es moderada, los cloruros están por debajo del máximo permisible
- Se recomienda el empleo del cemento tipo IP



- Los esfuerzos aplicados no deberán exceder de la capacidad admisible
- No extrapolar estos resultados
- Resumen de las condiciones de cimentación:
 - Tipo de cimentación : Zapata
 - Estrato de soporte de la cimentación: ESTRATO I y II
 - Parámetros de diseño:
 - Profundidad de desplante:
Df = 3.00 m desde el nivel del terreno existente
 - La capacidad portante mínima admisible es de:
Zapata 01: SPT 1 : $Q_a = 0.984 \text{ kg/cm}^2$
Zapata 02: SPT 2 : $Q_a = 1.837 \text{ kg/cm}^2$
Zapata 03: SPT 3 : $Q_a = 0.795 \text{ kg/cm}^2$
Zapata 04: SPT 4 : $Q_a = 0.640 \text{ kg/cm}^2$
Zapata 05: SPT 5 : $Q_a = 2.025 \text{ kg/cm}^2$
 - Factor de seguridad: FS = 3
 - Asentamientos inmediatos esperados: $P_i = 0.946 \text{ cm}$ en promedio

Las capacidades portantes o admisibles se analizan en el ítem 3.5.8, resultando ser diferentes a las presentadas en el estudio de mecánica de suelos presentado en esta sección.

3.3 ESTADO ACTUAL DEL PROYECTO

3.3.1 Generalidades

El proyecto estructural a proponer corresponde para el saldo de obra del viaducto en la intersección de la av. Circunvalación norte y av. Independencia de la ciudad de Juliaca, partiendo de la base de que ya han sido construidos 02 estribos y 10 pilares de

concreto armado correspondientes al proyecto inicial, en el cual no se ha culminado la superestructura.

3.3.2 Antecedentes

3.3.2.1 Primer proyecto – Código único de inversión 221210

Se refiere al proyecto “Mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura vial de la av. Independencia, tramo (av. Circunvalación – jr. Pojcraccasi), en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román-Puno (componente construcción de obras complementarias)” y se puede ver en la tabla 38 un resumen este proyecto.

Tabla 38

Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel

Ítem	Contenido
Componentes / Partidas globales	1) Construcción de estribos de concreto 2) Construcción de zapatas para estribos de concreto 3) Construcción de pilares y vigas cabezal de concreto 4) Suministro e Instalación de Vigas Metálicas 5) Construcción de Pavimento Flexible 6) Construcción de Muros de Suelo Reforzado 7) Suministro e Instalación de Geo textil de diferentes tipos 8) Instalación Provisional de Postes de Concreto Armado
Presupuesto	S/ 6'529,295.99 (Costo directo) S/ 1'132,832.86 (Costo indirecto) S/ 7'662,128.85 (Presupuesto total)
Plazo de ejecución	300 días calendario
Fecha de inicio	11/05/2013
Modalidad de ejecución	Administración directa
Resolución de aprobación	Resolución gerencial N° 118-2013-MPSRJ/GEMU

Nota. Elaborada en base a la información recopilada en INFObras



Según el informe de estado de obra de la subgerencia de obras públicas de la Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca (2014); la obra fue paralizada el 31 de marzo del 2014, mediante informe N°039-2014 GEIN/MRIVAIOC-MPSRJ-R.O./EJRQ, en el cual la residencia remite el informe de corte y paralización de la obra a marzo del 2014 por falta de aprobación del expediente técnico modificado, asignación presupuestal y desabastecimiento de materiales. Con un avance físico que asciende a S/ 3'570,451.85, ejecutándose un 46.60% respecto del presupuesto total del expediente técnico aprobado, no incluyéndose los gastos de liquidación; Los componentes ejecutados de este proyecto se detallan a continuación.

3.3.2.1.1 *Subestructura.*

- 10 pilares de concreto armado, cuyas zapatas son de $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, mientras que los pilares y la viga cabezal de $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$.
- 2 estribos de concreto armado, cuyas zapatas son de $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$ y la pantalla de $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$.

Los pilares y estribos existentes se encuentran espaciados a 30.00 m entre ejes.

Adicionalmente, según el expediente técnico vigente del proyecto, se ejecutaron enrocados bajo la cimentación de pilares y estribos, de espesor variable entre 1.50 a 1.80 m, con la finalidad de alcanzar cotas de estratos con mayor capacidad de carga, ya que los estratos superficiales presentaron baja capacidad. (Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca, 2020)

Figura 24

Pilares de concreto existentes (a diferentes alturas)



Nota. Tomado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 25

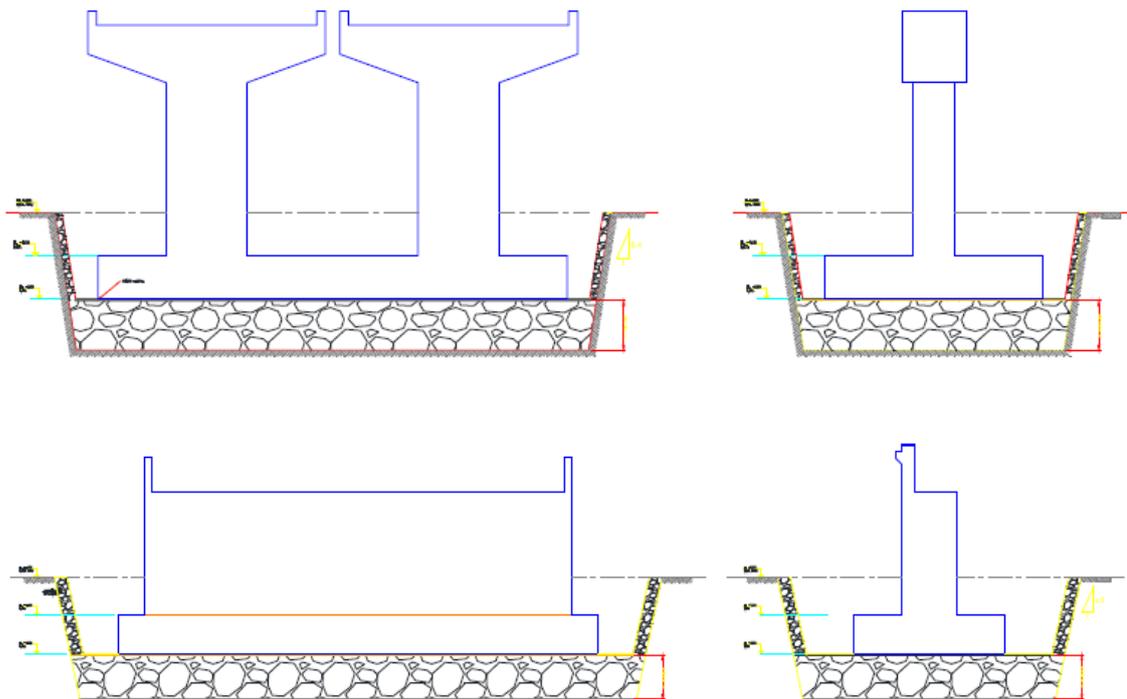
Estribo sur existente



Nota. Tomado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 26

Esquema geométrico de cimentación existente



Nota. Tomado del *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.3.2.2 Segundo proyecto – Código único de inversión 2381901

Se refiere al proyecto “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román - Puno - II etapa (Construcción de la super estructura y accesos)” aprobado con resolución de gerencial municipal N° 152-2018-MPSRJ/GEMU. Dicho proyecto comenzó a ejecutarse con fecha 08 de setiembre del 2018, sin embargo, no prosperó y la entidad y la empresa contratista se fueron a arbitraje en abril del 2019. (Sin Fronteras, 2019).

Los datos relevantes de este proyecto se presentaron en la tabla 5. No se llegaron a ejecutar componentes de la superestructura mientras duro este proyecto y por ende no se ha profundizado en la misma en la presente investigación.

3.3.2.3 Tercer proyecto (saldo de obra) – Código único de inversión 221210

Se refiere al proyecto de saldo de la obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román - Puno - II etapa (Construcción de la super estructura y accesos)” y se presenta en la tabla 39 un resumen de los datos más importantes proyecto.

Tabla 39

Datos importantes del primer proyecto del intercambio a desnivel

Ítem	Contenido
Componentes / Partidas globales	1) Trabajos preliminares
	2) Mejoramiento de terreno para cimientos
	3) Construcción de área de estacionamientos
	4) Construcción de parque inferior
	5) Ambientes administrativos y servicios higiénicos
	6) Sistema de evacuación de aguas pluviales
	7) Construcción de superestructura
	8) Rampa de acceso
	9) Varios
	10) Señalización y seguridad vial
Costo	S/ 11'996,213.72 (Costo directo)
	S/ 934,318.46 (Costo indirecto)
	S/ 12'930,532.18 (Presupuesto total)
Plazo	240 días calendario
Fecha de inicio	09/08/2021
Modalidad de ejecución	Administración directa
Resolución de aprobación	Resolución gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Nota. Elaborada en base a la información recopilada en INFObras

La superestructura en este proyecto fue replanteada respecto a su proyecto predecesor (segundo proyecto) y se detalla en el ítem 3.3.2.3.1.

3.3.2.4 Superestructura.

Según el expediente técnico del saldo de obra; en el segundo proyecto la superestructura fue planteada como un tablero de sección compuesta: Vigas I de acero estructural con losa de concreto armado, sobre la cual se consideró asfalto de 5 cm de espesor como superficie de desgaste.

La sección del tablero fue planteada con peralte constante y en dirección longitudinal fue dividido en tres tramos (tramos continuos de 60 m cada uno).

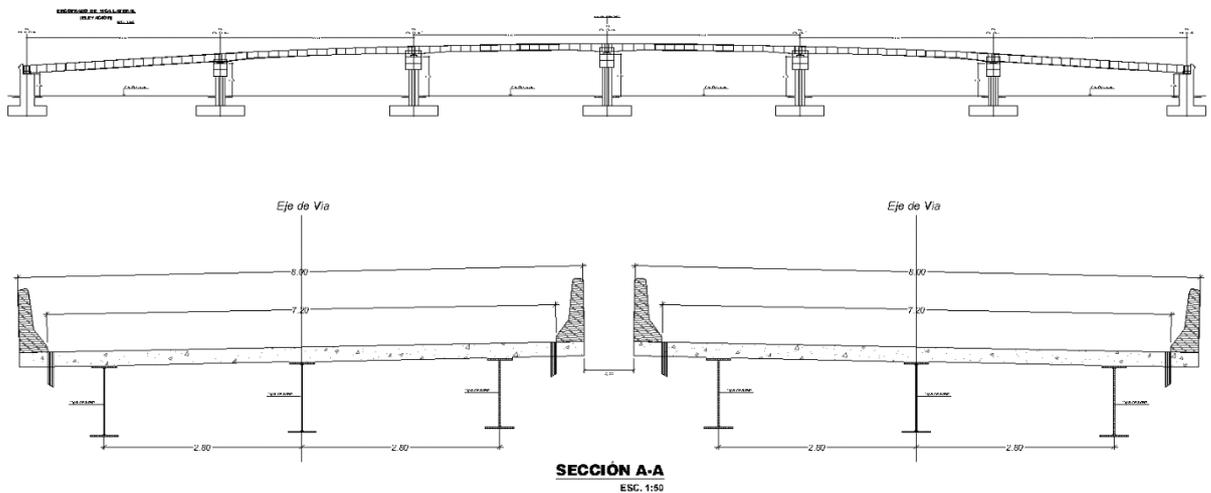
En la formulación del proyecto saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” también se ha optado por un tablero de sección compuesta: vigas I de acero estructural con losa de concreto armado, considerando que la losa funciona a su vez como superficie de rodadura para alivianar el peso de la superestructura.

La sección del tablero fue replanteada con peralte variable en la viga continua de acero y en dirección longitudinal se han contemplado seis tramos continuos (30 m cada uno – 180 m en total) con apoyos de neopreno reforzado y con dispositivos de control sísmico en cada apoyo.

En la figura 27 se presenta la elevación y la sección transversal del tablero de esta superestructura.

Figura 27

Elevación y secciones de superestructura con vigas metálicas



Nota. Adaptado del *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.3.2.5 Estado del proyecto a fecha de agosto del 2023

La presente investigación ha sido delimitada y desarrollada en el año 2022, sin embargo, a la fecha de su aprobación y sustentación se han desarrollado nuevos eventos del proyecto en estudio.

Según el informe de control concurrente N° 021-2023-OCI/0465-SCC de la Contraloría general de la República (2023), mediante resolución gerencial N° 285-2022-MPSR-J/GEMU de 7 de junio de 2022, se aprobó un presupuesto adicional de S/ 3'376,867,72 y una ampliación de plazo de 193 días calendario. Además, mediante resoluciones gerenciales N° 591, 751 y 782 del mismo año se ha aprobado un presupuesto amplificado total de S/. 17'159,695.34 y una ampliación de plazo total de 268 días calendario, teniéndose como fecha de termino de obra programado el 29 de diciembre del 2022.



En el informe mencionado del párrafo anterior, también se presentan situaciones adversas encontradas en el proyecto. Se mencionan las situaciones siguientes:

1. Falta de ejecución de juntas asfálticas en sardineles del cerco perimétrico genera la presencia de fisuras afectando la vida útil de la obra.
2. Falta de recubrimiento y alineamiento en el cerco perimétrico pone en riesgo la estabilidad de la estructura afectando la vida útil de la obra.
3. Deductivo de partidas sin el sustento técnico puede afectar la vida útil de la obra y la seguridad durante su funcionamiento.
4. Falta de supervisión o inspección a la ejecución de la obra genera incertidumbre sobre el cumplimiento de especificaciones técnicas de trabajos que fueron ejecutados.
5. Falta de trabajos de desencofrado en el tablero del puente genera el riesgo de accidentes y pérdida de materiales.
6. Falta de veracidad de pruebas de control de calidad de obra genera incertidumbre sobre el cumplimiento de las especificaciones técnicas de trabajos que fueron ejecutados.
7. Pendientes transversales menores al 2% en calzadas podrían afectar la adecuada evacuación de aguas pluviales de la obra.
8. Trabajos de juntas asfálticas en las barreras de impacto de la superestructura fueron valorizadas al 100%; sin embargo, no fueron ejecutadas, genera la presencia de fisuras afectando la transparencia y vida útil de la obra.
9. Ejecución parcial de juntas de dilatación en barreras de proyección de las rampas de acceso y con un material diferente al establecido en el expediente técnico; sin embargo, fueron valorizados al 1000% generando la presencia de fisuras, afectando la transparencia y vida útil de la obra.



Según la Coordinadora nacional de comunicaciones (2023), en su nota periodística denominada Juliaca: clausuraron temporalmente puente bypass. Indica que el viernes 9 de enero del 2023 en horas de la noche fue clausurado temporalmente por orden municipal. Además de acuerdo a una nota periodística con fecha 14 de junio, del diario Sin Fronteras (2023), el gerente de infraestructura de la municipalidad provincial de San Román manifestó que la obra se clausuro temporalmente debido a que la Contraloría determino que el funcionamiento del intercambio a desnivel desde enero a mayo, ha significado un alto riesgo por la falta de señalización y por el tráfico en los carriles, donde se verifico el día de la inspección que los vehículos transitan en ambos sentidos por un solo carril. Asimismo, indico que la reapertura se tiene prevista en un lapso de dos a tres meses y que previamente se van a realizar tres acciones bajo el marco normativo.

1. Simular el paso vehicular de acuerdo a la norma de transportes, para limitar los tipos de vehículo que puedan transitar con seguridad.
2. Simular el tránsito vehicular en los principales ingresos y salidas de la ciudad con el fin de señalar los carriles.
3. Una preliquidación para establecer que los gastos realizados fueron adecuados o si existen irregularidades.

Pachamama Radio (2023), en su nota periodística, con fecha de 05 de agosto del 2023, denominada Juliaca: bypass será reactivado solo para vehículos livianos nos indica que el regidor de la Municipalidad Provincial de San Román, Javier Chura Espirilla, ha revelado que el gerente de infraestructura informó que el bypass de Juliaca será reactivado, limitado únicamente al tránsito de vehículos livianos. Además, indico que toda la información respecto a las irregularidades detectadas ha sido comunicada a la contraloría.



En base a ello, se infiere que el intercambio a desnivel fue clausurado temporalmente debido a las deficiencias técnicas advertidas por los siguientes informes de contraloría:

- Informe de Hito de Control n.º 001-2022-OCI/0465-SCC (18 de febrero de 2022)
- Informe de Hito de Control n.º 048-2022-OCI/0465-SCC (1 de setiembre de 2022)
- Informe de Control Concurrente n.º 021-2023-OCI/0465-scc (16 de junio de 2023)

Es preciso indicar que como parte de la evidencia de los informes mencionados no se presentan fisuras debidas a fallas estructurales ni en la superestructura ni en la subestructura. La presunta decisión de reactivar el funcionamiento del intercambio a desnivel solo para los vehículos livianos responde a la recomendación dada por el documento “Reformulación del Diseño Estructural (Super Estructura)” del (Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca, 2020). Esta verificación estructural ha empleado los resultados del estudio de mecánica de suelos presentados en la sección 3.2.3; según la verificación de capacidad portante presentada en la sección 3.5.8 se demuestra que dichos resultados de capacidad portante son erróneos y se presenta un recalculo para los mismos tomando como datos de entrada los resultados del mencionado estudio de mecánica de suelos. Para el alcance de la presente investigación se han tomado los resultados recalculados de la capacidad portante, para los cuales la cimentación no necesita de un reforzamiento estructural.

3.4 PROYECTO ESTRUCTURAL

Para la reformulación estructural de la superestructura se tuvo como condicionantes: La luz (espaciamiento) entre pilares y estribos existentes, así como sus



alturas (variables). Esto aplica tanto a la superestructura planteada en el proyecto de saldo de obra, así como en el planteamiento estructural abordado en el presente trabajo de investigación.

3.4.1 Descripción del proyecto estructural

Las características elementales comunes del puente, son:

- Categoría del puente : Puente común (tercera categoría)
- Luz entre ejes de apoyo : 30.00 (6 tramos)
- Longitud total del tablero : 181.10 (con pendiente longitudinal)
- Número de vías : 02
- Número de carriles : 02 por vía
- Ancho de la calzada : 7.20 m
- Ancho total del tablero : 8.00 m (para cada vía)
- Superficie de rodadura : Losa de concreto armado
- Galibo libre : 5.10 m
- Sobrecarga de diseño : HL-93 (especificaciones AASHTO LRFD)

3.4.2 Normas y reglamentos

El diseño de las estructuras del intercambio vial se ha realizado de acuerdo a los reglamentos y las normas técnicas mencionados en el apartado 2.2.1:

3.4.3 Cargas utilizadas:

3.4.3.1 Cargas permanentes

- Peso propio y cargas muertas.
- Empuje de tierra.

3.4.3.2 Cargas variables

- Sobrecarga vehicular
- Solicitaciones sísmicas (EQ)
- Solicitaciones debidas al viento (WS) y (WL)

3.5 SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS

3.5.1 Descripción de la solución estructural

Se ha optado por tableros de sección compuesta: Vigas cajón abierto de concreto postensado con losa de concreto armado, empleando pre-losas prefabricadas; la parte superior del tablero presenta una variación parabólica, con una pendiente longitudinal variable desde 0.5% a 6.0% que se adecua a la altura de los pilares y estribos existentes.

El tablero es de seis tramos simplemente apoyados (30.00 m cada uno) por cada vía, los apoyos son de neopreno reforzado y en cada apoyo se han dispuesto dispositivos de control sísmico.

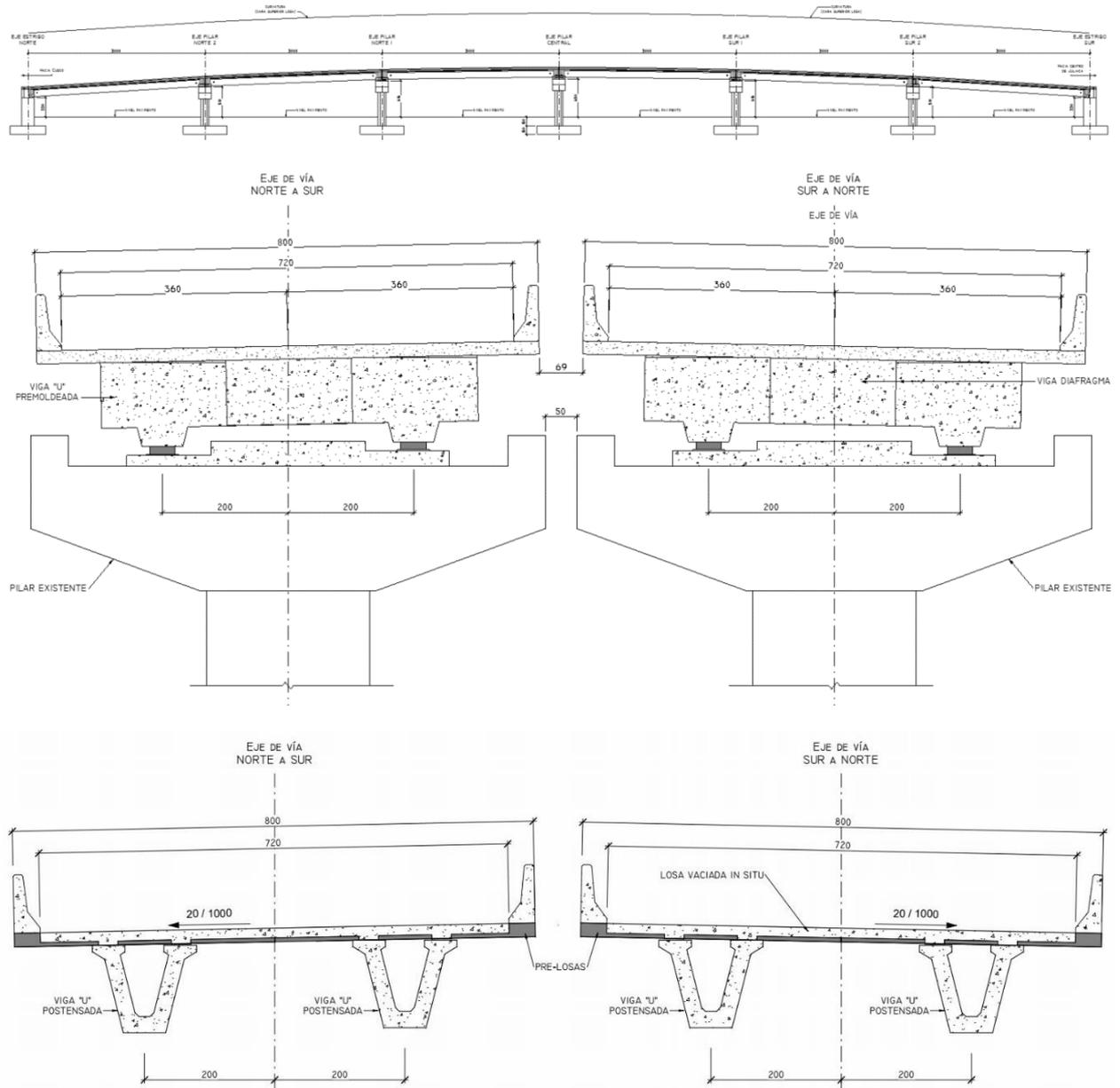
La losa presenta un espesor total de 0.21 m, y además servirá como superficie de rodadura, por lo que se le considero un recubrimiento superior libre de 4 cm. En una primera etapa se montarán las pre-losas y en una segunda instancia se hará un vaciado in situ que permitirá completar el espesor total y que garantice el comportamiento de sección compuesta

Se cuentan con vigas tipo cajón abierto o vigas “U” (dos vigas por cada tablero) con una contra flecha inicial inducida por el postensado. Cada tablero cuenta con diafragmas transversales de concreto armado en los apoyos.

El detalle de los elementos estructurales se presenta en los planos del proyecto adjuntos en el anexo A. Una parte del plano se presenta en la figura 28.

Figura 28

Elevación y secciones de superestructura con vigas postensadas



Nota. Se muestran vistas del plano de superestructura con vigas postensadas adjuntados en el anexo A. Elaborado y extraído del programa *Revit*

3.5.2 Materiales

Las propiedades de materiales que componen las estructuras se presentan en las tablas 40,41,42 y 43.

Tabla 40*Propiedades del concreto de las vigas postensadas*

Propiedades del concreto – Vigas postensadas		
Peso específico	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión de diseño ($f'c$)	350	kg/cm ²
Resistencia a la compresión al postensar ($f'ci$)	350	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	31.62	GPa
Módulo de corte (G)	13.80	GPa

*Nota. Elaborado en base al diseño de esta alternativa***Tabla 41***Propiedades del concreto de la losa, pre-losas y la infraestructura*

Propiedades del concreto – Losa, pre-losas e infraestructura		
Peso específico	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión de diseño ($f'c$)	280	kg/cm ²
Resistencia a la compresión al postensar ($f'ci$)	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	29.37	GPa
Módulo de corte (G)	12.26	GPa

*Nota. Elaborado en base al diseño de esta alternativa***Tabla 42***Propiedades de la armadura activa*

Propiedades del acero de presfuerzo – ASTM A416-270 de baja relajación		
Esfuerzo último (fpu)	1860	MPa
Esfuerzo de fluencia (fpy)	1674	MPa
Módulo de elasticidad (E)	196.50	GPa

Nota. Elaborado en base al diseño de esta alternativa

Tabla 43

Propiedades de la armadura pasiva

Propiedades del acero de refuerzo – ASTM A616-60		
Esfuerzo último (fpu)	633	MPa
Esfuerzo de fluencia (fpy)	420	MPa
Módulo de elasticidad (E)	199.95	GPa

Nota. Elaborado en base al diseño de esta alternativa

3.5.3 Predimensionamiento

Se predimensionó según la tabla 44, tomada del manual de puentes del Perú 2018.

Tabla 44

Peraltes mínimos sugeridos según la luz del puente

Superestructura		Profundidad mínima en pies (ft), incluyendo el tablero.	
Material	Tipo	Tramos Simples	Tramos Continuos
Concreto reforzado	Loza con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1.2(S + 10)}{30}$	$\frac{S + 10}{30} \geq 0.54 \text{ ft}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas de estructuras peatonales	0.035L	0.033L
Concreto pretensado	Losas	$0.030L \geq 6.5 \text{ in}$	$0.027 \geq 6.5 \text{ in}$
	Vigas Cajón coladas en sitio	0.045L	0.040L
	Vigas doble T prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas de estructuras peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas cajón adyacentes	0.030L	0.025L
Acero	Profundidad total de viga doble T compuesta	0.040L	0.032L
	Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

Nota. Adaptado de Manual de puentes del Perú 2018, elaborado por MTC (2018c, p. 338)



Para las vigas, por ser simplemente apoyadas, consideramos:

$hf = 1.56 \text{ m} \rightarrow$ Peralte considerando tablero

En primera instancia se consideró un peralte total de viga de 1.35m. Luego fue necesario incrementar el peralte para cumplir con el esfuerzo admisible de compresión de la viga en la etapa de realizar el postensado.

Para la losa:

$$e\text{-min} = 0.17 \text{ m}$$

$$e = 0.10 + S/30. \quad \text{Para } S' = 2.82 \text{ m, } e = 0.194 \text{ m}$$

Finalmente consideramos un espesor total de losa de **$e = 21\text{cm}$** .

3.5.4 Viga cajón abierta postensada o viga “U”

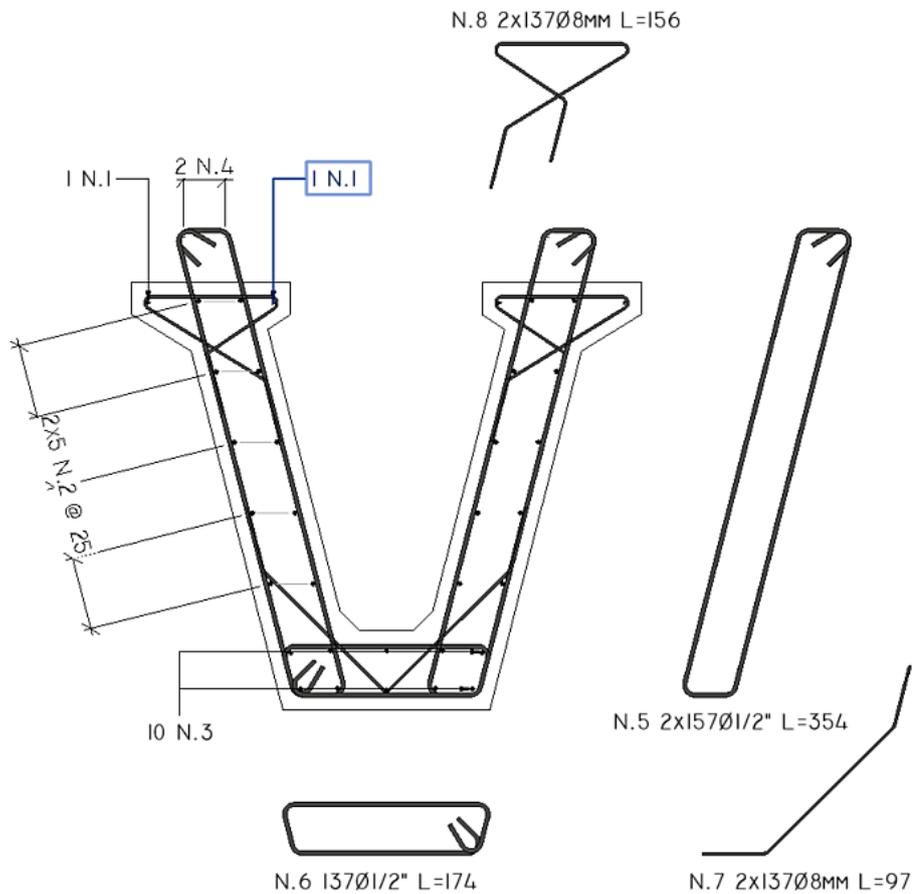
Las vigas se han concebido en concreto postensado con geometría de tipo cajón abierto y actúan de forma compuesta con la losa de concreto armado mediante la acción de conectores de corte de los estribos. Las cargas muertas soportadas por la viga son las que provienen de su peso propio, del peso de la losa y de las barreras de concreto, mientras que para el efecto de la carga viva se ha de posicionar transversalmente a los camiones de diseño de tal forma que produzcan las sollicitaciones más desfavorables en la viga. En la figura 29 se puede visualizar la sección transversal típica de la viga.

3.5.4.1 Propiedades de los componentes estructurales

Se muestra a continuación las propiedades geométricas de las secciones del modelo estructural; para la losa de concreto armado, la viga en su estado inicial (no compuesta) y la viga actuando como sección compuesta en las figuras 30 y 31.

Figura 29

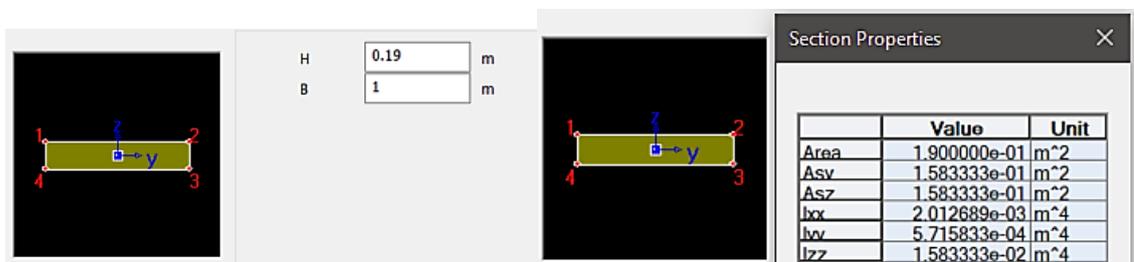
Armado de acero pasivo en viga postensada en región "B"



Nota. Se muestra la sección de la viga postensada, con el armado de acero típico en la región "B" de la viga

Figura 30

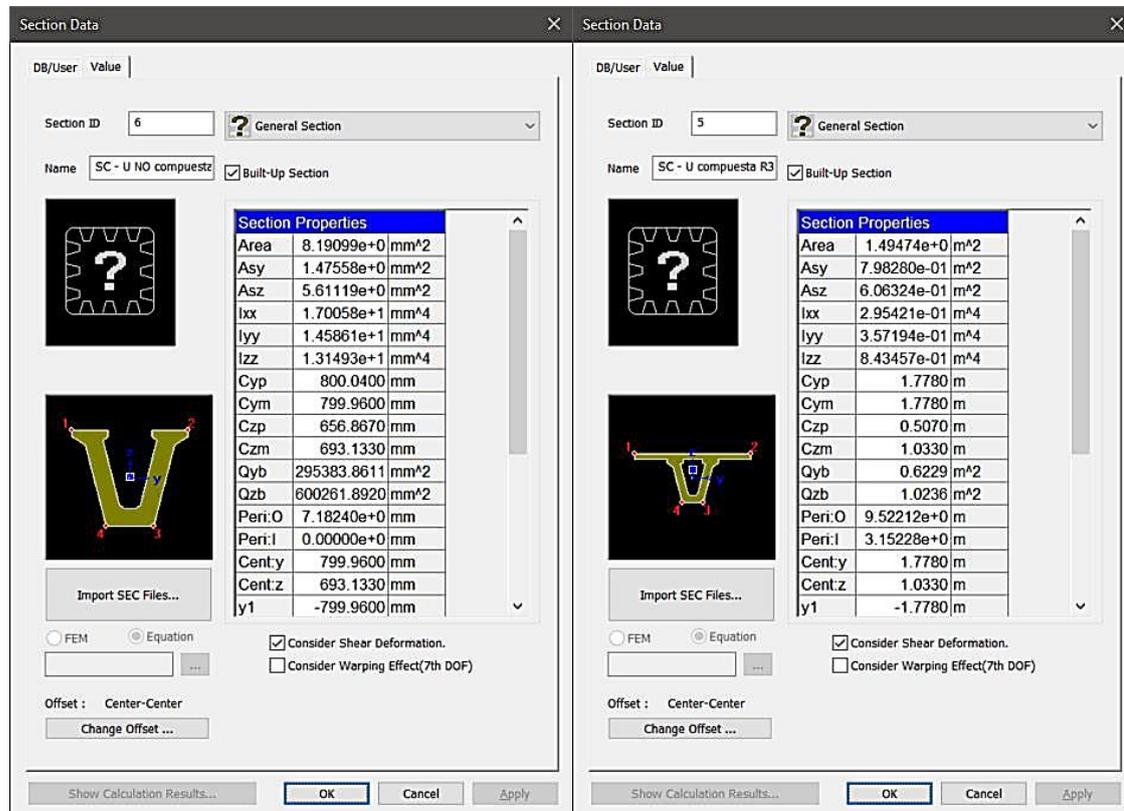
Propiedades geométricas de la losa de concreto armado



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 31

Propiedades geométricas de la viga postensada



Nota. Se muestra las propiedades geométricas de la sección no compuesta (izquierda) y de la sección compuesta(derecha). Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

3.5.4.2 Análisis estructural transversal para la determinación de la intensidad de carga viva que va a cada viga longitudinal

Para determinar los efectos más desfavorables de la carga viva en su posición transversal se ha elaborado un modelo estructural en el programa Midas Civil, considerando que los apoyos son del tipo resorte con rigideces determinadas según el planteamiento de Fauchart; los cuales se encuentran en el centroide de la viga compuesta y para lo cual se generan elastic rigid links entre los puntos de apoyo físicos de la losa y el centroide mencionado. Se ha considerado como sección resistente de la losa a solo 19 de los 21 cm, debido a que esta se empleara a su vez como superficie de rodadura. El modelo estructural se muestra en la figura 32.

Figura 32

Modelo estructural de la sección transversal



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Las propiedades de resorte, empleados según el método de Fauchart

$$k_v = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^4 \cdot E \cdot I \qquad k_\theta = \left(\frac{\pi}{\ell}\right)^2 \cdot G \cdot I_t$$

Tabla 45

Cálculo de propiedades elásticas de resorte para los apoyos

Cálculo de coeficiente de elasticidad de resortes		
E losa	3.01E+06	tf/m ²
E viga	3.39E+06	tf/m ²
G losa	1.26E+06	tf/m ²
G viga	1.41E+06	tf/m ²
E ponderado según área	3.21E+06	tf/m ²
G ponderado según área	1.34E+06	tf/m ²
Inercia a flexión (I)	0.357194	m ⁴
Inercia a torsión	2.95E-01	m ⁴
k _v	137.88	tf/m ²
k _θ	4332.77	tf/m ²

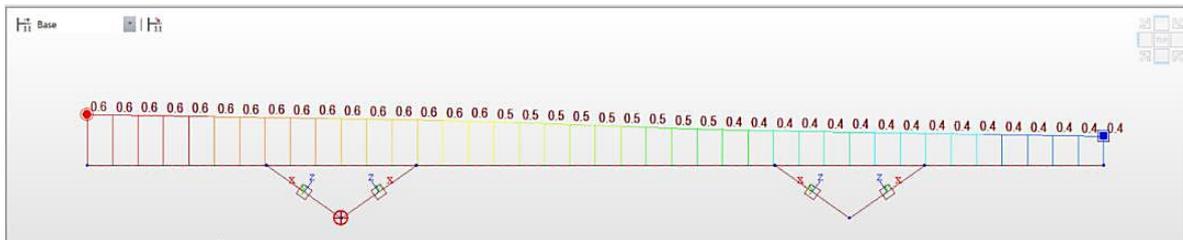
Nota. Elaboración propia

La rigidez de los resortes calculadas por el método Fauchart son válidas para ambas vigas y se tomó en cuenta los diferentes módulos de elasticidad entre la viga no compuesta y la losa; mediante la ponderación referente al área que corresponde a cada

una. Se ha considerado el camión de diseño en su posición más desfavorable para obtener reacciones.

Figura 33

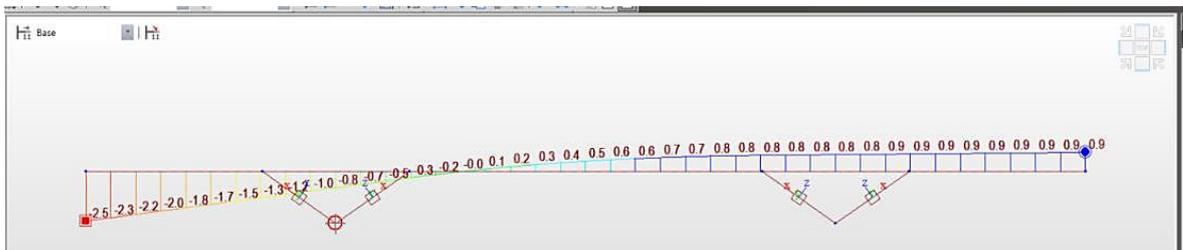
Línea de influencia para la reacción vertical en la viga (nudo 13)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 34

Línea de influencia de reacción por torsión X-X en la viga (nudo 13)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

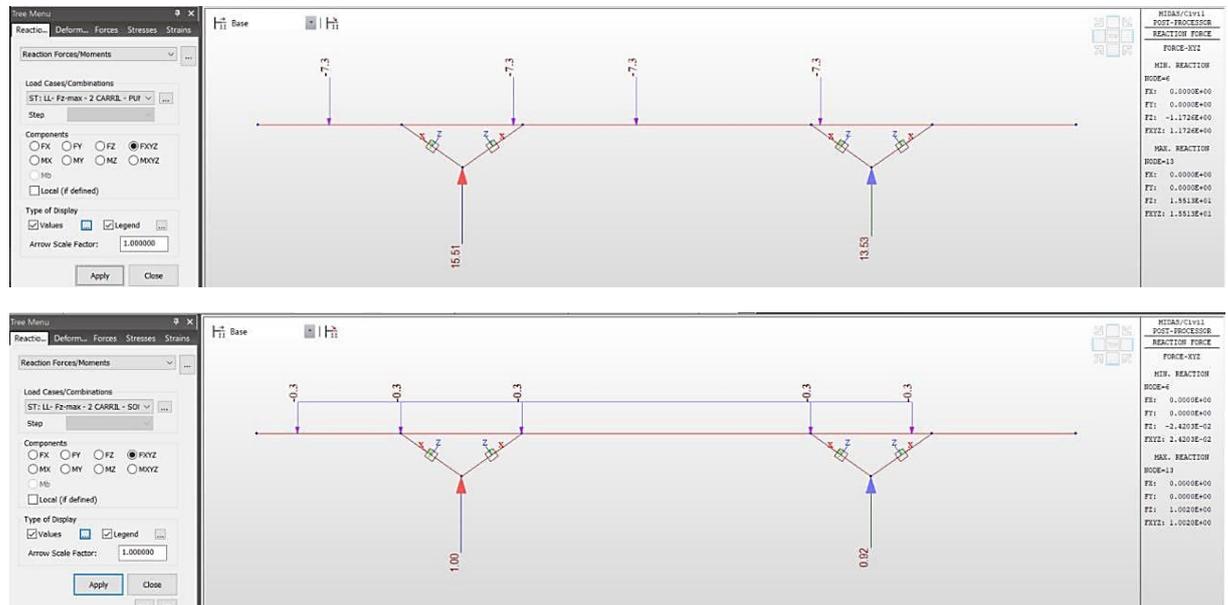
Para la reacción más desfavorable, se cargan los **2 carriles** y se aborda la respuesta del camión de diseño y la sobrecarga distribuida por separado.

Para el momento de torsión más desfavorable se carga **1 carril** y se aborda la respuesta del camión de diseño y la sobrecarga distribuida por separado. Se muestra esta reacción en la figura 36.

Las reacciones obtenidas se presentan en la tabla 46.

Figura 35

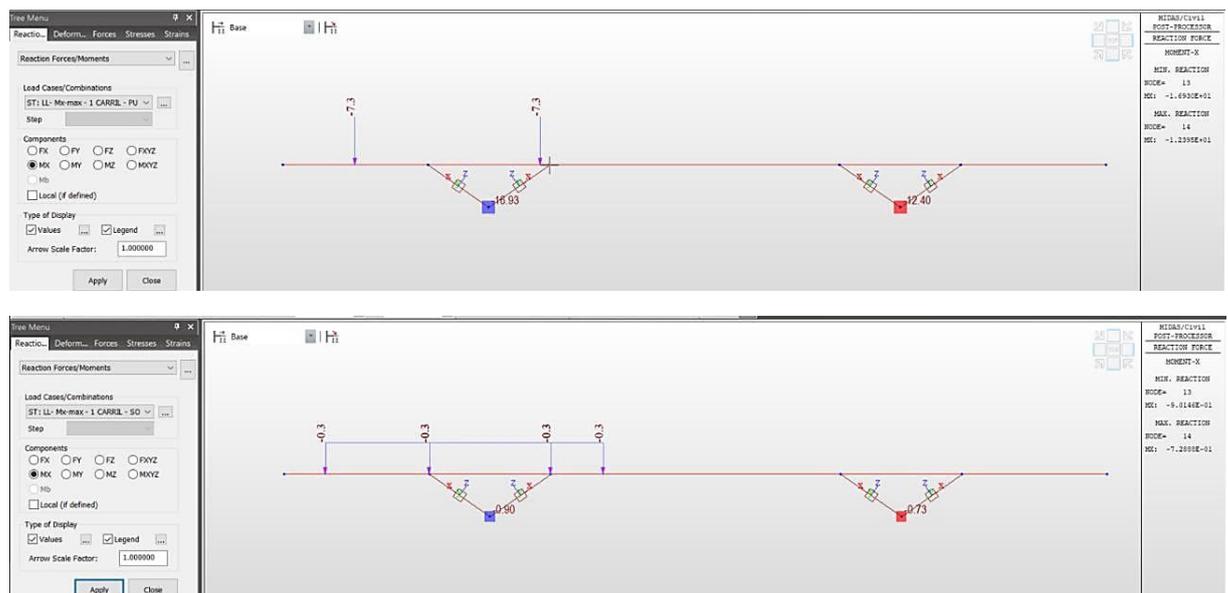
Reacción vertical más desfavorable en la viga – carga móvil



Nota. Se muestra la reacción más desfavorable para el camión de diseño HL-93TRK (arriba) y la sobrecarga móvil (abajo). Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 36

Reacción de torsión más desfavorable en la viga – carga móvil



Nota. Se muestra la reacción de torsión más desfavorable para el camión de diseño HL-93K (arriba) y la sobrecarga móvil (abajo). Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Tabla 46

Respuesta y momento torsor crítico – carga móvil

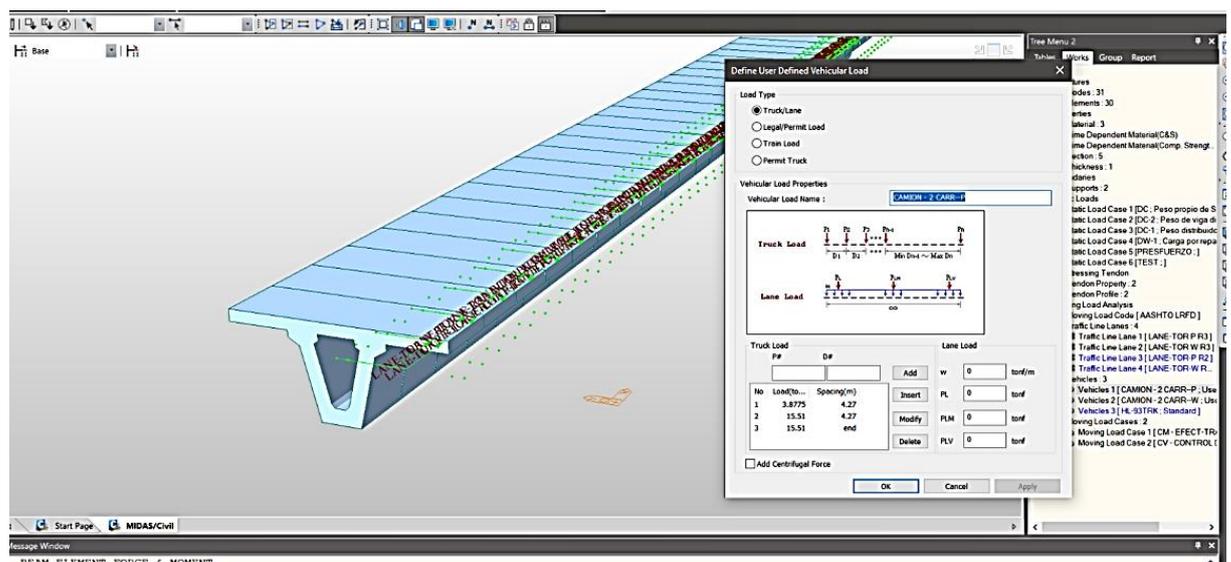
Caso de carga	Fz (tf)	Mx (tf-m)
Fz máximo – 2 carriles (P)	15.51	-8.35
Fz máximo – 2 carriles (W)	1.00	-0.24
Mx máximo – 1 carril (P)	8.64	-16.93
Mx máximo – 1 carril (W)	0.51	-0.90

Nota. Elaboración propia

Para llevar estas fuerzas hacia la viga, llevamos la reacción directamente del caso más desfavorable, el cual es cuando se han cargado los dos carriles; ahora para llevar la torsión más desfavorable; dividimos las reacciones de momento más desfavorables (para un carril) entre las reacciones verticales más desfavorables (dos carriles) obteniendo así una excentricidad que se tomará en cuenta al cargar el modelo estructural de la viga longitudinal. Estas fuerzas se presentan en la tabla 47.

Figura 37

Aplicación de cargas en modelo estructural longitudinal



Nota. Se muestra la viga analizada estructuralmente, a la cual se le aplican las reacciones obtenidas del modelo transversal. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

Tabla 47

Cargas transmitidas del modelo estructural transversal al longitudinal

Caso de carga	Fz (tf)	Mx (tf-m)	e (m)
Camión de diseño (P)	15.51	-16.93	-1.09
Sobrecarga distribuida (W)	1.00	-0.90	-0.90

Nota. Elaboración propia

3.5.4.3 Análisis y diseño longitudinal de cada trabe/larguero.

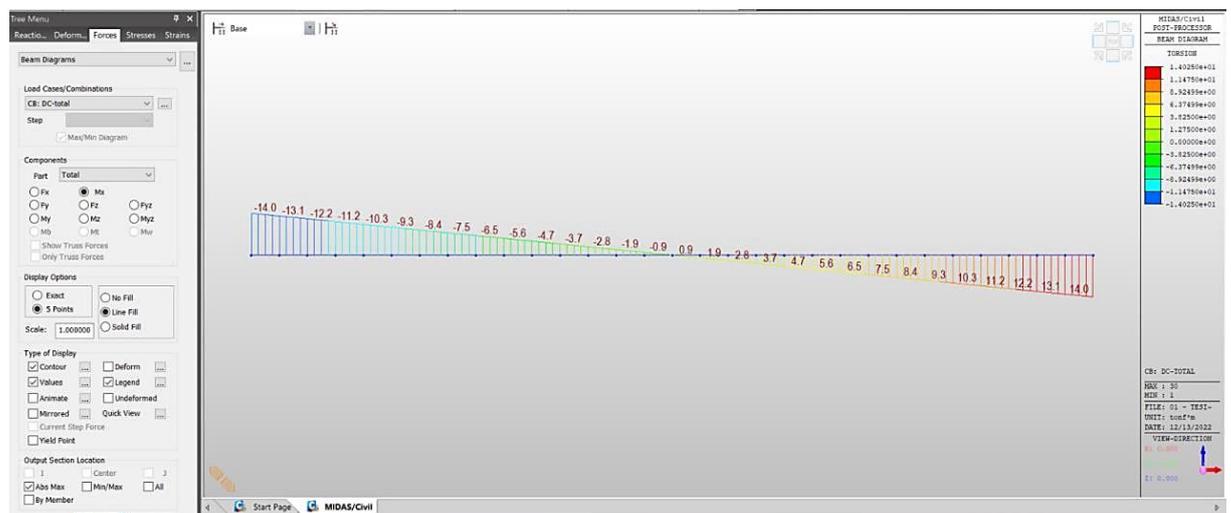
3.5.4.3.1 Efectos de la carga muerta

Las cargas permanentes aplicadas al modelo estructural longitudinal de una viga fueron. Las solicitaciones internas obtenidas se presentan en las figuras 38,39 y 40.

- Peso propio de la viga (DC)
- Peso propio de los elementos estructurales (viga diafragma) (DC)
- Peso propio de las barreras de concreto (DC)
- Peso propio del recapeo del asfalto (DW)

Figura 38

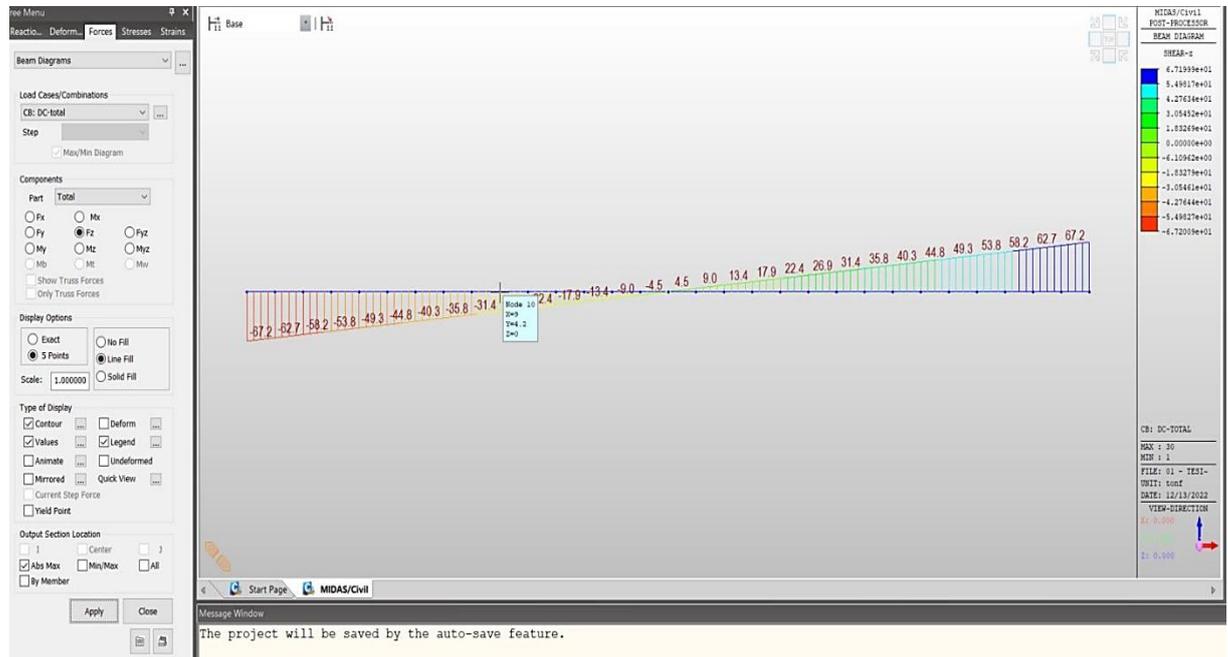
Momento torsor longitudinal para la viga compuesta (DC)



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

Figura 39

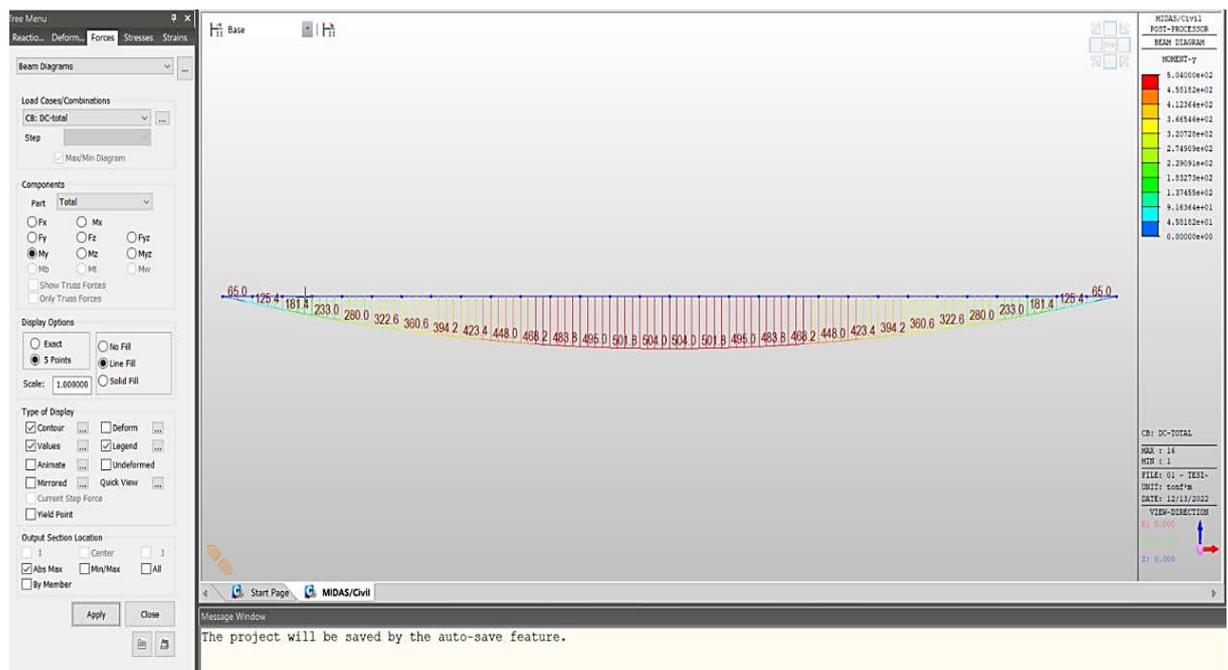
Fuerza cortante para caso de carga DC (1 viga compuesta)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 40

Momento flector para caso de carga DC (1 viga compuesta)



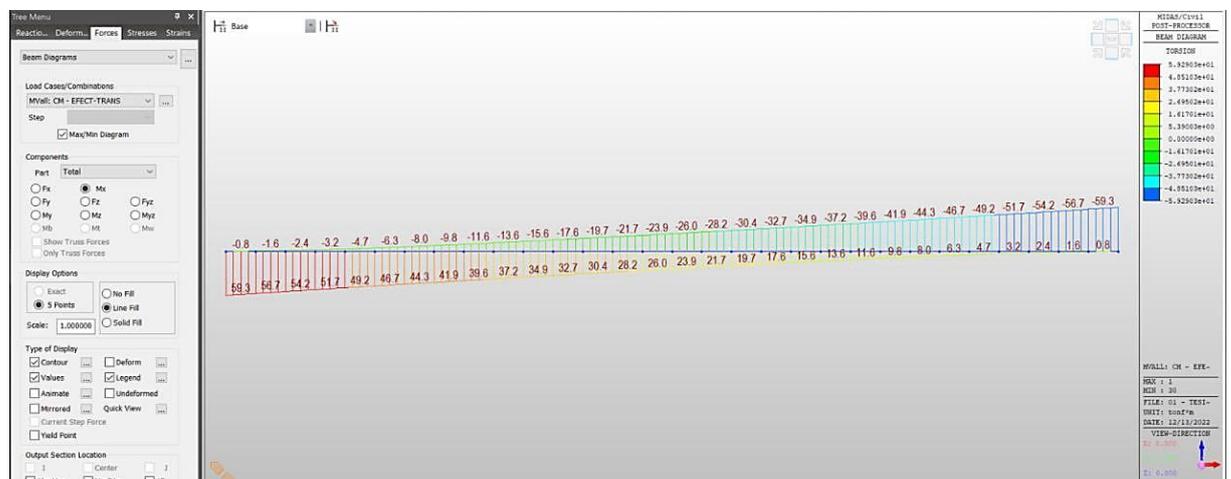
Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

3.5.4.3.2 Efecto de la carga viva

Para considerar el efecto de la carga viva en el modelo estructural se consideró como carga móvil las solicitaciones críticas inducidas por el camión de diseño de la losa hacia la viga; es decir se aplicó las cargas obtenidas en el acápite 3.5.4.2 como carga móvil. Obteniendo las solicitaciones internas mostradas en la figura 41,42 y 43.

Figura 41

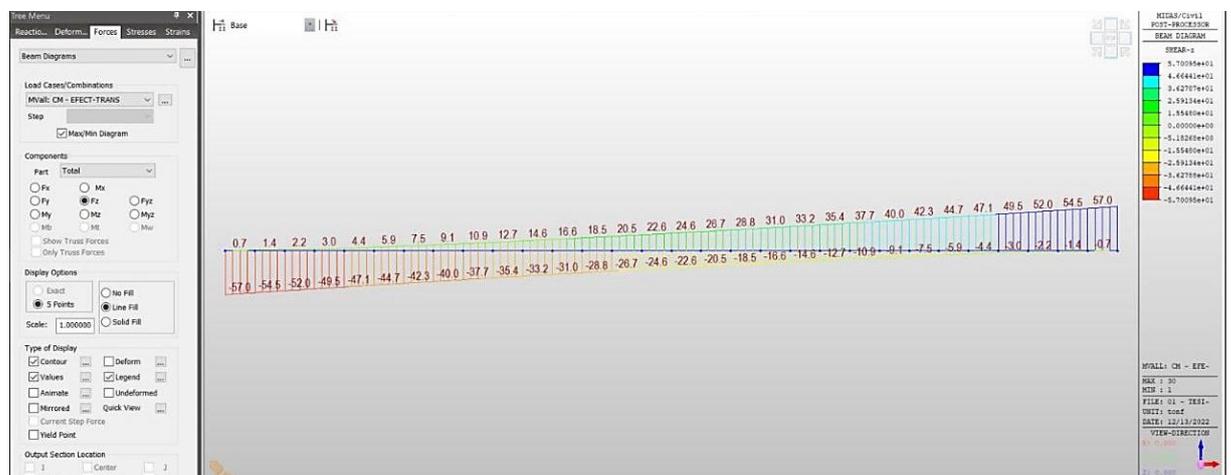
Momento torsor longitudinal más desfavorable (carga móvil)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 42

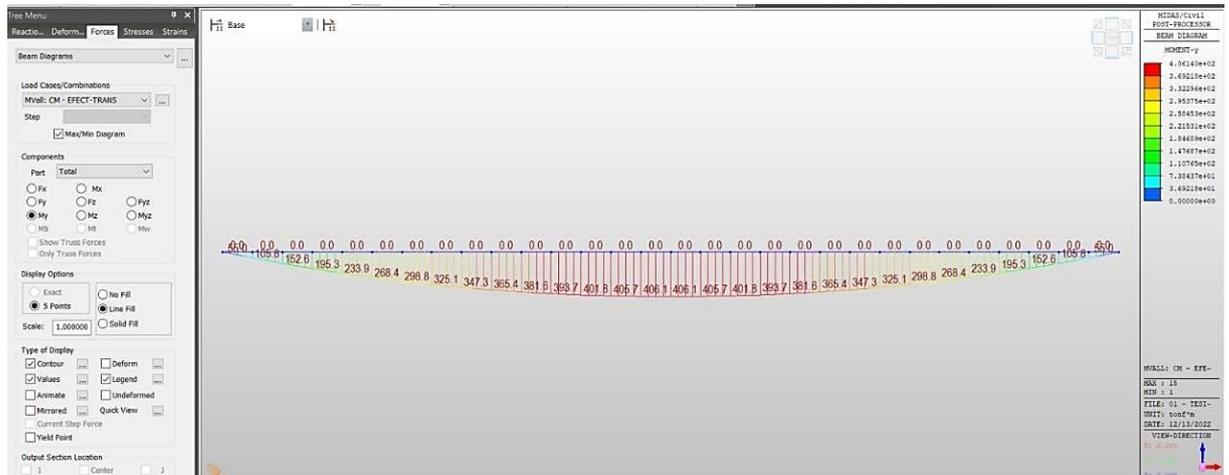
Fuerza cortante más desfavorable (carga móvil)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 43

Momento flector más desfavorable (carga móvil)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

3.5.4.3.3 Dimensionamiento del acero de presfuerzo

Para dimensionar el acero de presfuerzo necesario consideraremos el **estado límite de servicio III** en la etapa final de la viga, es decir para la sección compuesta cuando ya hayan ocurrido todas las pérdidas en el acero de presfuerzo. Posteriormente se verifica que los esfuerzos permisibles del concreto no sean excedidos ni en la fibra superior ni en la inferior a lo largo de toda la viga y principalmente en la sección crítica para las etapas constructivas importantes, los esfuerzos actuantes se presentan en la figura 44. El procedimiento detallado se puede ver en el **anexo C. Memoria de cálculo de viga postensada.**

Se ha considerado una eficiencia preliminar de $\eta=0.84$ (esfuerzo final / esfuerzo inicial)

Los esfuerzos permisibles según (AASHTO, 2020) son:

- Esfuerzos permisibles en etapa inicial

$$\sigma_{ci_max} = 20.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti_max} = -3.69 \text{ MPa}$$

- Esfuerzos permisibles en etapa final

$$\sigma_{cs_max} = 15.45 \text{ MPa}$$

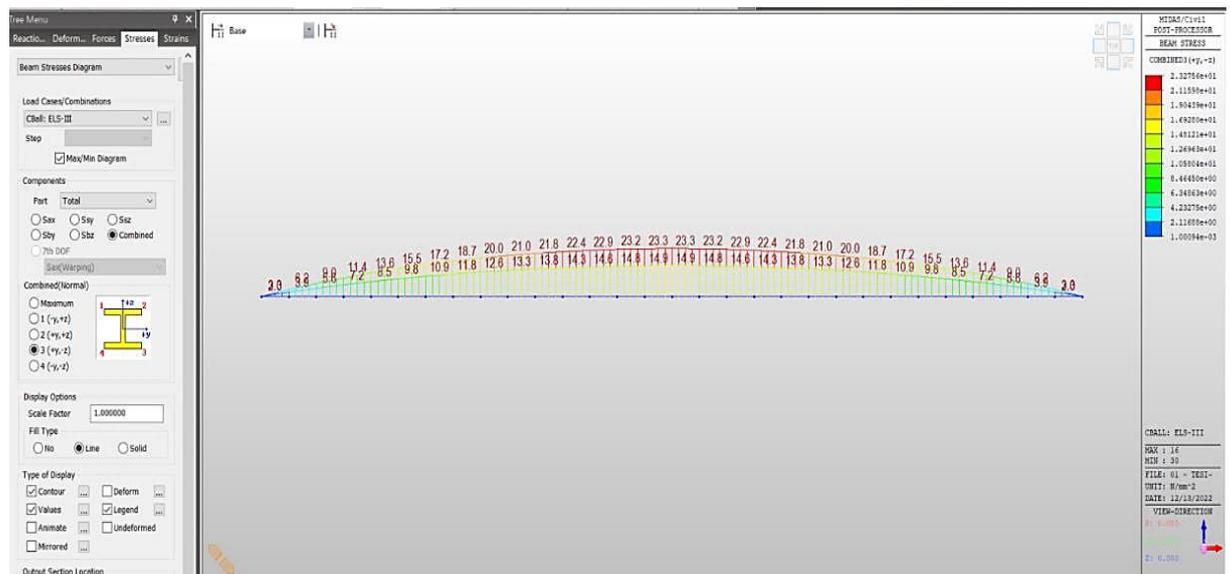
$$\sigma_{ts_max} = -2.92 \text{ MPa}$$

Donde el signo negativo (-) indica tracción.

El esfuerzo actuante en la fibra inferior de la viga cajón sin efecto de presforzado para la condición de servicio III es de **-25.45 MPa**.

Figura 44

Esfuerzos actuantes en fibra inferior – ELS III (MPa)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Para cumplir con el esfuerzo admisible permitido por norma en la fibra inferior para condición de servicio, se debe cumplir que:

$$\frac{F\infty_0}{A_{cc}} + \frac{F\infty_0 * e_{0c_max} * y_{bc}}{I_{gc}} + \sigma_{ts_ELS-III} = \sigma_{ts_max}$$

Para cumplir con ello, los valores requeridos son:

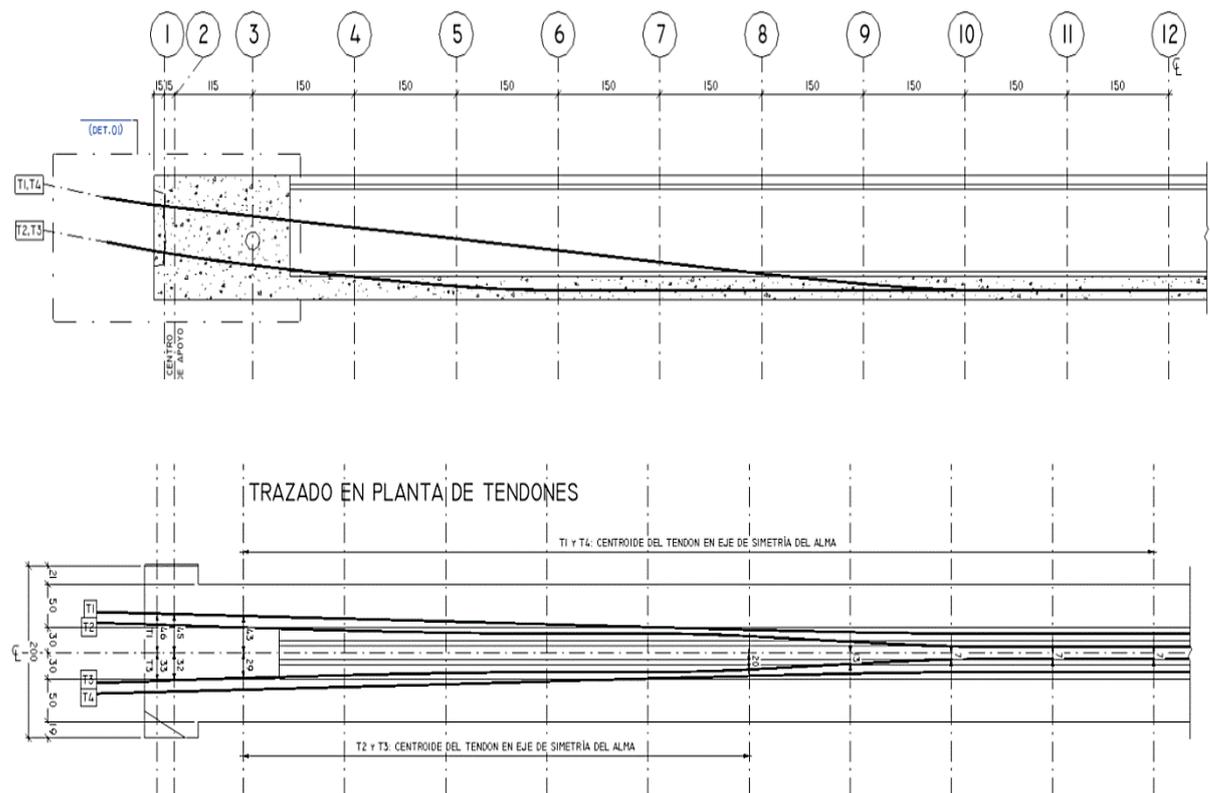
$$F_{\infty} = 682.09 \text{ tonf}$$

$$F_i = 812.01 \text{ tonf}$$

Esto lo logramos empleando 44 torones de 0.60" de diámetro (15.2mm), obteniendo las propiedades del catálogo Freyssinet. Para lo cual empleamos 04 cables de 11 torones cada uno según la siguiente trayectoria en elevación y en planta (ver planos del anexo A).

Figura 45

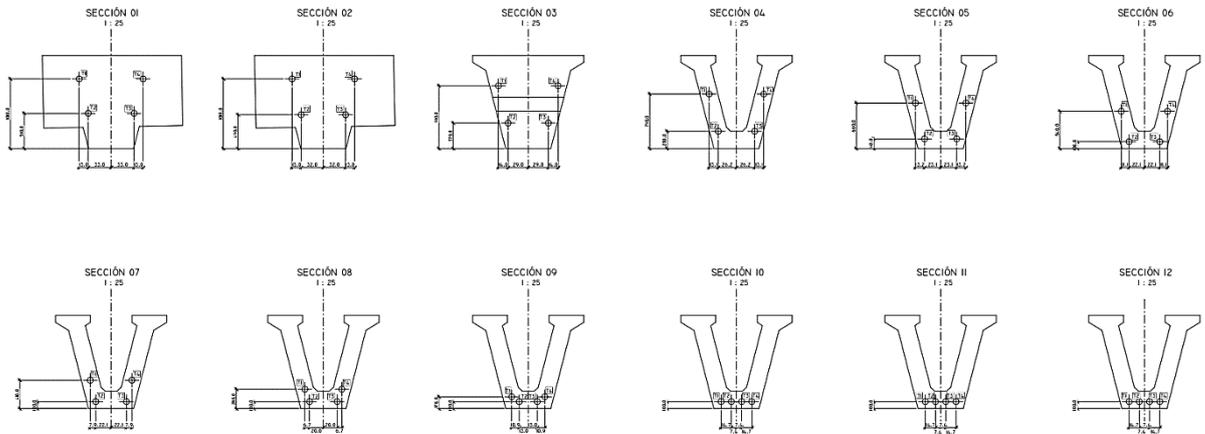
Vista longitudinal y en planta de los tendones de presfuerzo



Nota. Se muestran vistas del plano de superestructura con vigas postensadas adjuntados en el anexo A. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Figura 46

Secciones transversales de la viga con tendones de presfuerzo



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Luego de verificar las pérdidas instantáneas y diferidas en el acero de presfuerzo y posteriormente reducir la fuerza inicial de presfuerzo para cumplir con el esfuerzo admisible de compresión en el concreto en la etapa inicial tenemos el detalle en la tabla 48.

Tabla 48

Esfuerzo actuante en un tendón y sus pérdidas de esfuerzo

Nivel de esfuerzo en las diferentes etapas, para la sección central.	Esfuerzo en el acero de presfuerzo (MPa)
Esfuerzo al presforzar, f_{pj}	1350.00
Acortamiento elástico del concreto	46.51
Acuñaamiento del anclaje	0.00
Fricción	62.69
Esfuerzo luego de transferencia de presfuerzo, f_{pi}	1240.80
Acortamiento plástico del concreto (creep)	48.46
Contracción de fragua del concreto	78.40
Relajación del acero	15.82
Pérdidas totales dependientes del tiempo	142.68



Nivel de esfuerzo en las diferentes etapas, para la sección central.	Esfuerzo en el acero de presfuerzo (MPa)
Esfuerzo efectivo, luego de todas las pérdidas, fpe	1098.12
Suma de pérdidas totales	251.88
Porcentaje perdido respecto a esfuerzo inicial inducido	18.66 %
Porcentaje perdido respecto a esfuerzo luego de transferencia	11.50 %
Ratio $\eta = fpe/fpi$	0.885

Nota. Los esfuerzos mostrados corresponden a la sección crítica de cada tendón, que en este caso es la sección central. Elaborado a partir del cálculo estructural

Por lo tanto, tenemos que:

- Esfuerzo luego de pérdidas instantáneas : $fpi = 1240.80 \text{ MPa}$
- Esfuerzo estable (luego de toda pérdida) : $fpe = 1098.12 \text{ MPa}$
- Eficiencia : $\eta = 0.885$

Verificamos los esfuerzos en la sección central para condición inicial y final de carga con valores de esfuerzos más realistas.

- Etapa constructiva: Vigas postensadas lanzadas (luego de transferencia)
 - $\sigma_{ci} = 20.56 \text{ MPa} < \sigma_{ci_max} = 20.59 \text{ MPa}$ **OK!**
 - $\sigma_{ti} = -1.32 \text{ MPa} > \sigma_{ti_max} = -3.69 \text{ MPa}$ **OK!**
- Etapa constructiva: Puente en servicio (luego de todas las pérdidas)
 - $\sigma_{cs} = 9.19 \text{ MPa} < \sigma_{cs_max} = 15.45 \text{ MPa}$ **OK!**
 - $\sigma_{ts} = -2.67 \text{ MPa} > \sigma_{ts_max} = -2.92 \text{ MPa}$ **OK!**

Se verifica que con la propuesta de cables de postensado se cumplen con los esfuerzos admisibles en las diferentes etapas de carga.



3.5.4.3.4 Verificación por flexión

Para ello primero hemos de verificar si basta con el acero de postensado para resistir las demandas por flexión o si es necesario incluir acero de refuerzo pasivo por flexión.

La demanda de momento flector según AASHTO (2020) es en este caso:

$$M_u = 1515.30 \text{ tonf-m}$$

Se ha comprobado en la memoria de cálculo (adjunta en el anexo C) que el comportamiento es de sección rectangular.

$$a = 11.94 \text{ cm} < hf = 19.00 \text{ cm}$$

Además, se ha verificado que se trata de una sección controlada por tracción y por ende:

$$\phi = 1.00.$$

$$f_{ps} = 1809.21 \text{ MPa}$$

$$\phi M_n = 1568.65 \text{ tonf-m} > M_u = 1515.30 \text{ tonf-m} \quad \mathbf{OK!}$$

La cantidad de refuerzo mínimo viene dado por el valor mínimo de momento de:

- $M_{cr} = 781.78 \text{ tonf-m}$
- $1.33 * M_u = 2015.35 \text{ tonf-m}$

El valor de resistencia a la flexión que tenemos es mayor que **781.78 tonf-m**, por ende, se cumple con la demanda de refuerzo mínimo.

Entonces el único refuerzo que se deberá poner a la viga será el de temperatura, que según la expresión de AASHTO (2020) resulta:

$$A_{s \text{ temperatura}} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad | \quad S_{\max} = 0.45 \text{ m}$$

Decidimos emplear $\text{Ø}1/2'' @ 0.30 \text{ m}$ ($4.30 \text{ cm}^2/\text{m}$), qué será posteriormente verificado por corte y torsión.

3.5.4.3.5 Verificación por cortante y torsión

Se verifica la resistencia a cortante y torsión según la normativa vigente en Perú y la especificación AASHTO 2020. Para el diseño por corte se decide abordarlo empleando un solo alma de la viga postensada, se muestra en la figura 47.

Se determina que la sección crítica queda a $d_v + b_{\text{apoyo}}/2 = 1.35\text{m}$ desde el eje del apoyo, en esa sección se tienen las siguientes solicitaciones, obtenidas del programa *Midas Civil*.

$$V_U = 191.30 \text{ tonf}$$

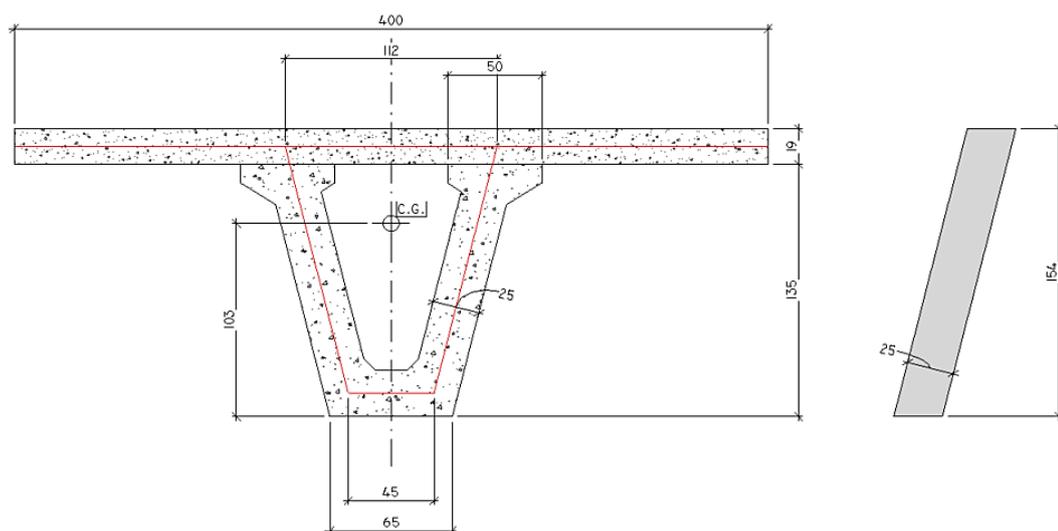
$$N_U = 0.33 \text{ tonf}$$

$$M_U = 266.00 \text{ tonf}$$

$$T_U = 191.30 \text{ tonf}$$

Figura 47

Viga compuesta, geométrico del alma izquierda



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*



Luego se obtiene que la cortante resistida por el acero de presfuerzo, específicamente 02 tendones ubicados en el alma resisten $V_p = 30.36 \text{ tonf}$ en la sección crítica.

Empleamos el procedimiento indicado en el artículo 5.7.3.4.2 de AASHTO (2020), para calcular ϵ_s y β , valores necesarios para determinar el cortante resistido por el concreto. El valor de ϵ_s calculado sale de -0.0004 y lo consideramos como 0 a favor de la seguridad, con lo cual obtenemos para el análisis por cortante en un solo alma.

$$\phi_{\text{CORTE}} = 0.90$$

$$\beta = 4.80$$

$$\theta = 29.00^\circ$$

$$V_c = 65.96 \text{ tonf}$$

$$V_s \text{ requerido} = 9.96 \text{ tonf}$$

$$A_v/s \text{ requerido} = 2.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Decidimos adoptar estribos de $\phi 3/8'' @ 0.30 \text{ m}$ ($4.73 \text{ cm}^2/\text{m}$) que cumple con el refuerzo mínimo y el espaciamiento máximo; veremos que será necesario incrementar la cuantía por torsión.

Para el **diseño por torsión** emplearemos lo indicado en el artículo 5.7 de AASHTO (2020).

Los valores principales en el cálculo son los siguientes:

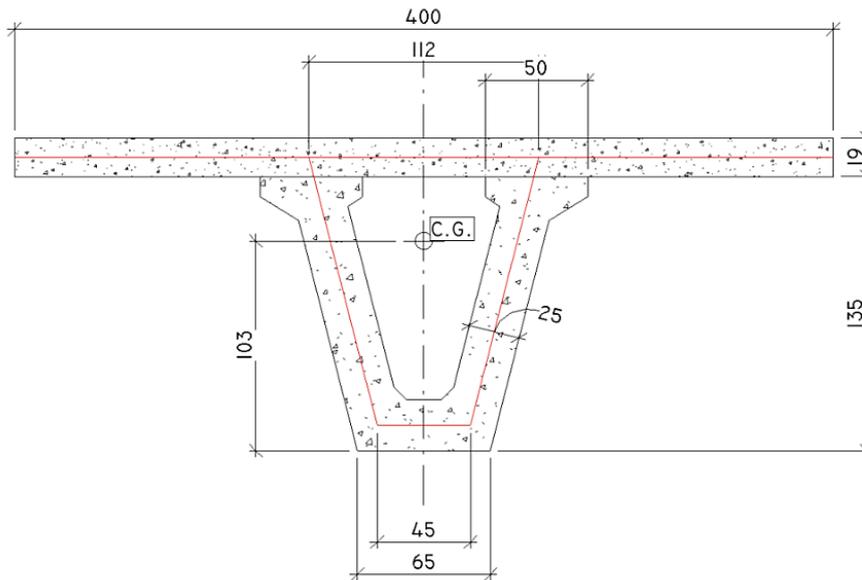
$$\phi_{\text{TORSIÓN}} = 0.90$$

$$T_u = 85.36 \text{ tonf-m}$$

$$T_{u_límite} = 32.157 \text{ tonf-m}$$

Figura 48

Viga compuesta, detalle geométrico para verificar por torsión



Nota. Elaborado y extraído del programa Revit

Como la torsión actuante supera la torsión límite indicada en el artículo 5.7.2.1 de AASHTO (2020), entonces el refuerzo por torsión es necesario. Verificamos el acero requerido por torsión según el artículo 5.7.3.6.2 de AASHTO (2020).

$$A_{t/s \text{ requerido}} = 7.81 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$T_{n \text{ requerido}} = 94.84 \text{ tonf-m}$$

El acero total requerido por cortante y torsión viene dado por:

$$A_{vt/s \text{ requerido}} = A_{v/s \text{ requerido}} + A_{t/s \text{ requerido}} = 10.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para ello decidimos emplear estribos cerrados $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ ($12.90 \text{ cm}^2/\text{m}$) en las dos almas, así como en el ala inferior, esto es válido a partir de la sección crítica. Para la cantidad de acero provista:

$$T_n = 156.60 \text{ tonf-m}$$

$$\emptyset_{\text{TORSIÓN}} * T_n = 140.94 \text{ tonf-m} > T_u = 85.36 \text{ tonf-m} \quad \mathbf{OK!}$$

Además, según el artículo 5.7.3.6.3 nos pide acero longitudinal por torsión adicional repartidos en todo el contorno de la sección, el cual en este caso se calcula como:

$$A_l = 53.85 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{varillas } 5/8''} = 28 \text{ und}$$

Para cumplir esta demanda empleamos 30 varillas de \emptyset 5/8'' repartidas en el contorno exterior del alma, en este caso en las almas y el ala inferior, ya que el ala superior estará provista de acero de la losa, además de por una cantidad considerable de concreto.

Finalmente podemos resumir como se indica en la tabla 49:

Tabla 49

Detalle de armadura pasiva para la viga postensada

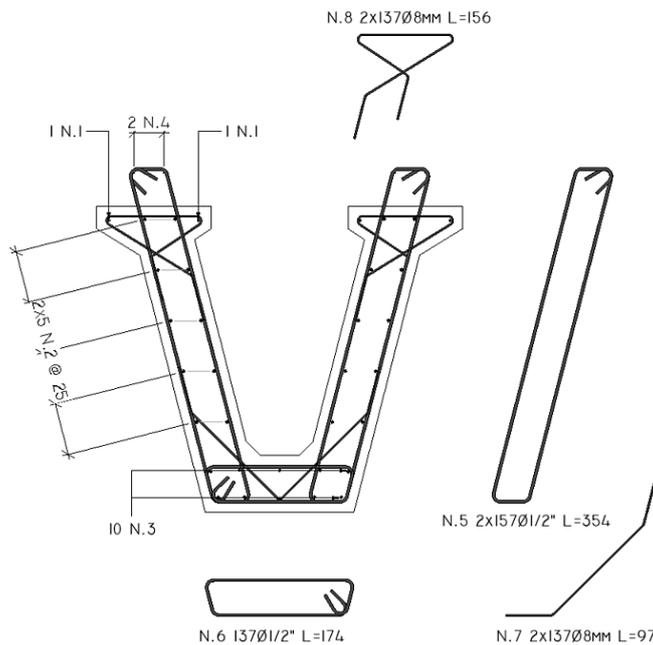
	Cuantía provista	Observación
Acero longitudinal	30 x \emptyset 5/8''	Repartida en el contorno de la sección
Acero transversal	[] \emptyset 1/2'' \emptyset 0.20 m	Estribos cerrados en almas y ala inferior, valido a partir de 1.35 m del eje del apoyo

Nota. Elaboración propia

Podríamos emplear la cuantía obtenida a lo largo de toda la viga, pero no sería lo más eficiente ya que las demandas de cortante y torsión van disminuyendo a medida que nos acercamos al centro de la viga por lo cual se propone una distribución de estribos de \emptyset 1/2'' @ 0.30m a partir de los 9.00 m de la viga, como se ve en la figura 50.

Figura 49

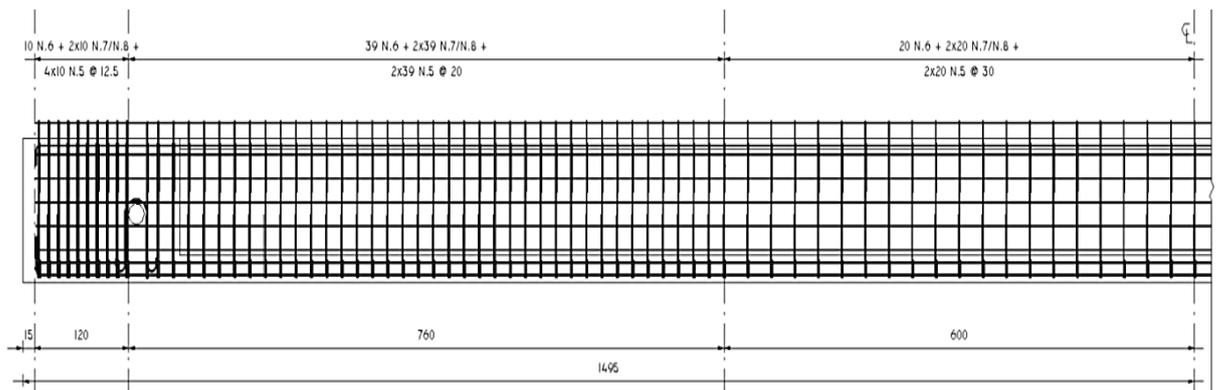
Armado de acero pasivo en zona "B" de la viga postensada



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Figura 50

Armado de acero pasivo para la viga postensada – Vista longitudinal



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Para validar y verificar esta distribución es necesario realizar la verificación en todas las secciones pertinentes, que en este caso se consideraron a cada metro. Primero se deben de obtener las solicitaciones para estado límite de resistencia I en las secciones a verificar, estas las obtendremos del programa *Midas Civil 2022 v.1.2*.

Tabla 50

Solicitaciones a lo largo de la viga para estado límite de resistencia I

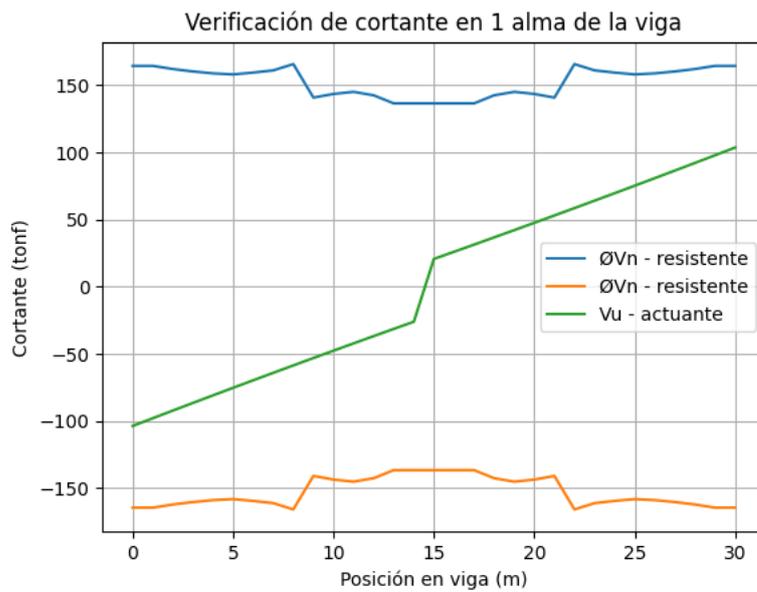
Elem	Load	Part	Axial (tonf)	Shear-y (tonf)	Shear-z (tonf)	Torsion (tonf*m)	Moment-y (tonf*m)	Moment-z (tonf*m)
0	ELR-I(all)	I[2]	0.4	0	-207.25	90.54	0	0.18
1	ELR-I(all)	J[2]	0.38	0	-195.77	87.04	200.07	0.17
2	ELR-I(all)	J[3]	0.33	0	-184.34	83.6	385.78	0.15
3	ELR-I(all)	J[4]	0.29	0	-172.98	80.21	557.14	0.13
4	ELR-I(all)	J[5]	0.26	0	-161.69	76.88	714.14	0.12
5	ELR-I(all)	J[6]	0.21	0	-150.45	73.6	856.79	0.1
6	ELR-I(all)	J[7]	0.15	0	-139.27	70.38	985.08	0.08
7	ELR-I(all)	J[8]	0	0	-128.16	67.21	1099.01	0
8	ELR-I(all)	J[9]	0	0	-117.1	64.1	1198.59	0
9	ELR-I(all)	J[10]	0	0	-106.11	61.04	1283.81	0
10	ELR-I(all)	J[11]	0	0	-95.18	58.04	1354.68	0
11	ELR-I(all)	J[12]	0	0	-84.31	55.1	1415.24	0
12	ELR-I(all)	J[13]	0	0	-73.5	52.2	1461.44	0
13	ELR-I(all)	J[14]	0	0	-62.75	49.37	1493.28	0
14	ELR-I(all)	J[15]	0	0	-52.07	46.59	1510.77	0
15	ELR-I(all)	J[16]	0	0	41.44	-43.86	1513.9	0
16	ELR-I(all)	J[17]	0	0	52.07	-46.59	1510.77	0
17	ELR-I(all)	J[18]	0	0	62.75	-49.37	1493.28	0
18	ELR-I(all)	J[19]	0	0	73.5	-52.2	1461.44	0
19	ELR-I(all)	J[20]	0	0	84.31	-55.1	1415.24	0
20	ELR-I(all)	J[21]	0	0	95.18	-58.04	1354.68	0
21	ELR-I(all)	J[22]	0	0	106.11	-61.04	1283.81	0
22	ELR-I(all)	J[23]	0	0	117.1	-64.1	1198.59	0
23	ELR-I(all)	J[24]	0	0	128.16	-67.21	1099.01	0
24	ELR-I(all)	J[25]	0	0	139.27	-70.38	985.08	0
25	ELR-I(all)	J[26]	0.15	0	150.45	-73.6	856.79	0.08
26	ELR-I(all)	J[27]	0.21	0	161.69	-76.88	714.14	0.1
27	ELR-I(all)	J[28]	0.26	0	172.98	-80.21	557.14	0.12
28	ELR-I(all)	J[29]	0.29	0	184.34	-83.6	385.78	0.13
29	ELR-I(all)	J[30]	0.33	0	195.77	-87.04	200.07	0.15
30	ELR-I(all)	J[31]	0.38	0	207.25	-90.54	0	0.17

Nota. Elaboración propia

Para hacer la verificación a cada metro de la viga se han generado gráficos mediante scripts en Python y se presentan en las figuras 51, 52 y 53.

Figura 51

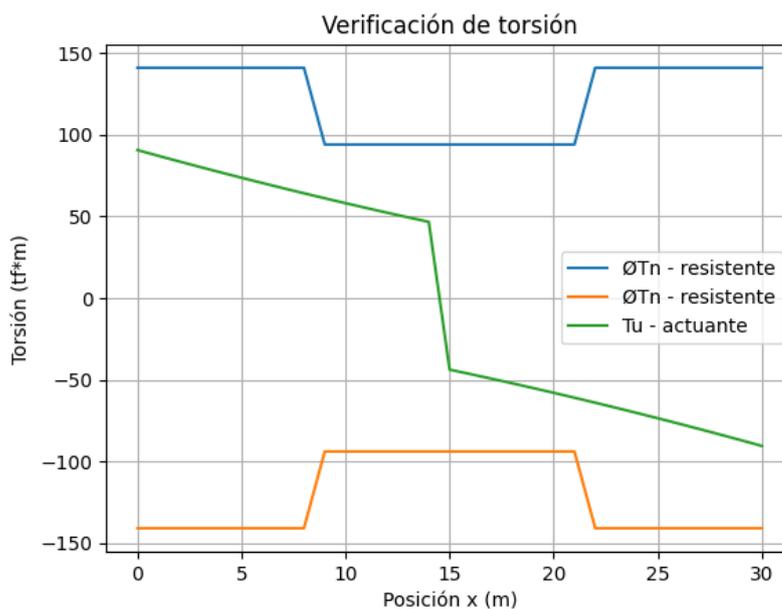
Verificación por cortante a lo largo de toda la viga



Nota. Elaborado y generado mediante un script en Python

Figura 52

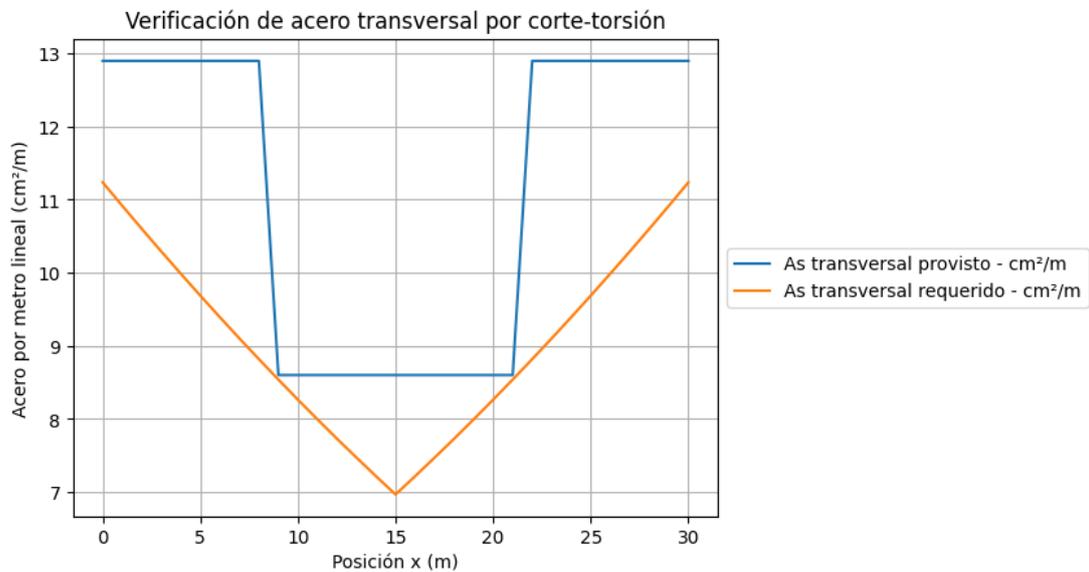
Verificación por torsión a lo largo de toda la viga



Nota. Elaborado y generado mediante un script en Python

Figura 53

Verificación de acero transversal por cortante-torsión



Nota. Elaborado y generado mediante un *script en Python*

3.5.4.3.6 Diseño por cortante horizontal en interfaz viga-losa

Se verificará la cortante en la interfaz viga-losa, según el artículo 5.7.4 de (AASHTO, 2020) y para ello consideramos solo 01 alma, tal como se hizo con el cortante vertical y verificaremos la misma sección crítica, a 1.35 m del eje del apoyo.

Acá la fuerza cortante actuando en la interfaz, para el área de contacto $b_{vi} = 0.50$ m se calcula y da como resultado 121.08 tonf-m.

Los parámetros a usar para la cortante resistente, según el artículo 5.7.4.4 de (AASHTO, 2020) son:

$$c = 1.93 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1.0$$

$$K_1 = 0.30$$

$$K_2 = 12.41 \text{ MPa} \quad (\text{concreto de densidad normal})$$

Y obtenemos como cortante resistente en la interfaz para la distribución de refuerzo por corte-torsión, $\emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$ ($12.9 \text{ cm}^2/\text{m}$), el siguiente valor:

$$V_{ni} = 152.61 \text{ tonf-m}$$

$$\emptyset_{\text{CORTE}} * V_{ni} = 137.35 \text{ tonf-m} > V_{ui} = 121.08 \text{ tonf-m} \quad \text{OK!}$$

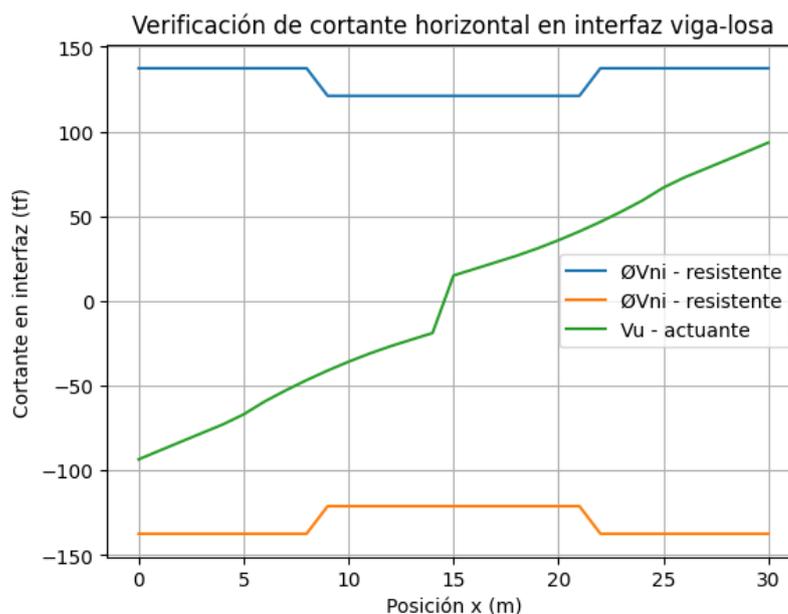
Además, tenemos que el refuerzo mínimo por corte horizontal según el artículo 5.7.4.2 de AASHTO (2020) es:

$$A_{vf \text{ mínimo}} = 4.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Concluimos que con el refuerzo por corte-torsión también se cumple con las demandas por corte horizontal en la interfaz viga-losa, en la sección crítica. Para las demás secciones se procede como se hizo anteriormente, es decir. Se realizan las verificaciones a cada metro, los resultados se muestran en la figura 54.

Figura 54

Verificación de cortante horizontal a lo largo de toda la viga



Nota. Elaborado y generado mediante el *script en Python*

3.5.4.3.7 Verificación de deflexiones admisibles

Las especificaciones AASHTO (2020) en su artículo 2.5.2.6.2 nos indica una deformación máxima permisible por carga viva de:

$$L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad (\text{Puente vehicular})$$

Para verificar esta condición podemos hacer uso de una carga equivalente que produzca el mismo momento producido por la carga viva móvil, es decir:

$$M_{LL_IM} = 406.10 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

$$W_{eq_LL_IM} = 3.61 \text{ tonf/m}$$

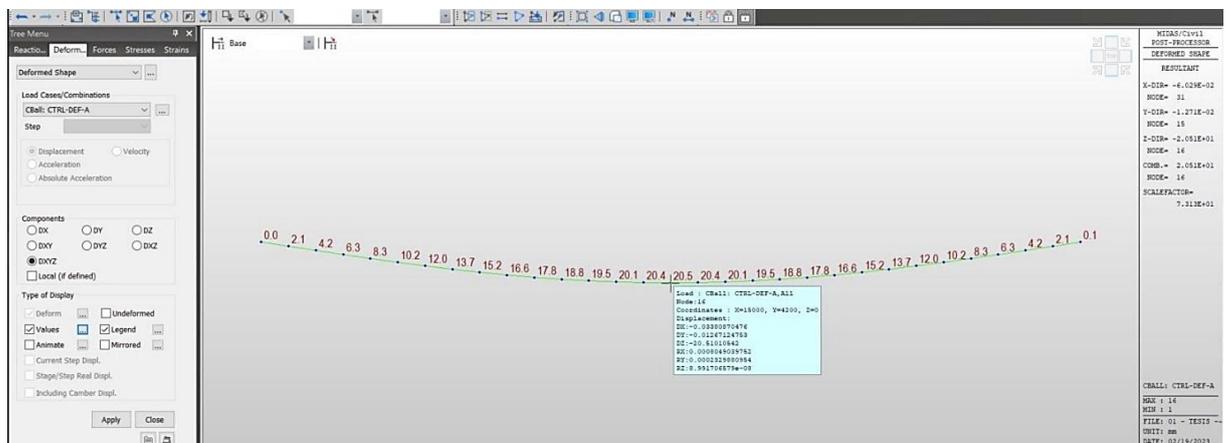
$$\Delta_{LL_IM} = 33.10 \text{ mm}$$

La condición anterior ya verifica que se cumple con no sobrepasar la deflexión límite, sin embargo, haremos la verificación según indica (AASHTO, 2020) en su artículo 3.6.1.3.2.

- Deflexión resultante por el camión de diseño únicamente (con impacto).

Figura 55

Deflexión por camión de diseño con impacto



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

$$\Delta_1 = 20.50 \text{ mm}$$

- Deflexión resultante del 25% del camión de diseño (con impacto) más la sobrecarga de diseño. Se muestra en la figura 56

$$\Delta_2 = 13.80 \text{ mm}$$

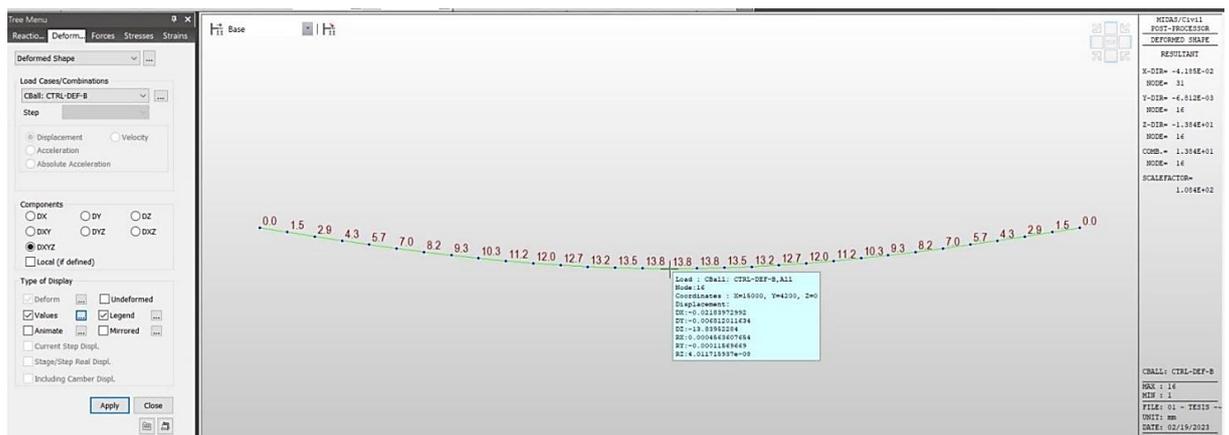
Tomamos el máximo de los dos casos para verificar deflexión máxima.

$$\Delta_{LL_IM} = \max(\Delta_1, \Delta_2)$$

$$\Delta_{LL_IM} = 20.50 \text{ mm} < L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

Figura 56

Deflexión por 25% de camión de diseño y sobrecarga distribuida



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Se ha verificado que las deflexiones máximas de carga viva por AASHTO no son superadas y se considera satisfactorio este resultado.

3.5.4.3.8 Diseño de zona de anclaje por método de bielas y tirantes según AASHTO

El diseño por corte y flexión visto previamente aplica en las regiones “B” que podríamos considerar desde 1.35 m a partir del eje del apoyo, para la zona del anclaje será necesario hacer un análisis por bielas y tirantes por tratarse de una región “D”.

Realizaremos el análisis para un alma.

1. Determinamos la ubicación de la región “D”

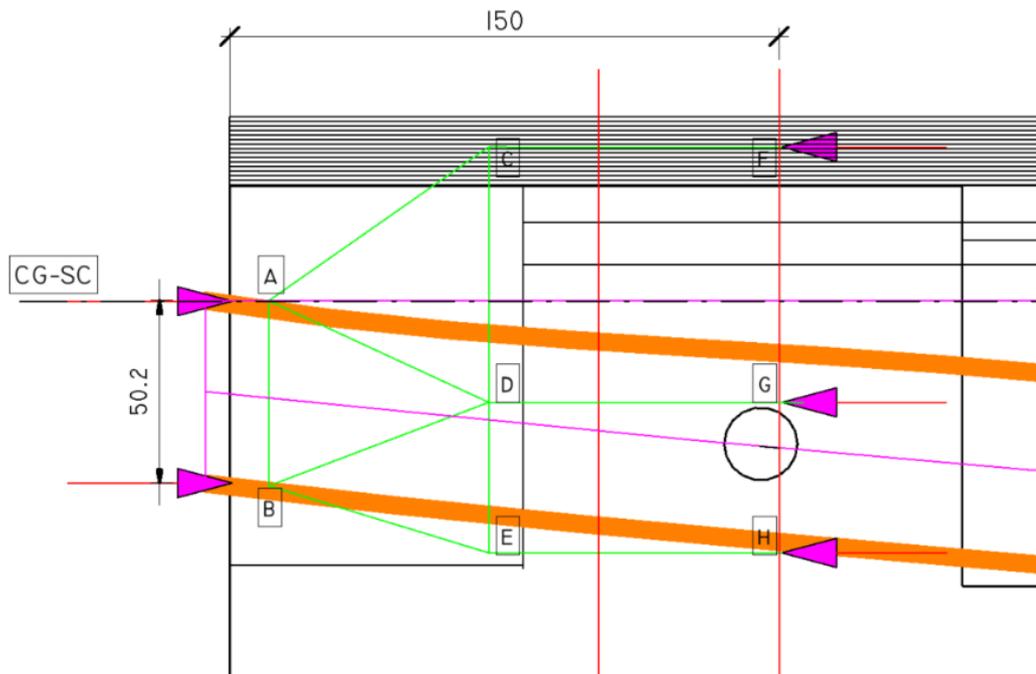
La sección de viga completa tiene como dimensiones 2.00 m y 1.50 m, se optó por tomar 1.50 m para la “región D” en análisis. Medida desde el extremo de la viga. El esquema se muestra en la figura 57.

2. Definir las condiciones de reacciones y fuerzas actuantes en esta región.

Verificamos si podemos ignorar la reacción como fuerza actuante, según los criterios presentados en la tabla 51. En base a dicha tabla, tomamos la decisión de no tomar en cuenta la fuerza de reacción en el apoyo para simplificar el modelo de biela-tirante.

Figura 57

Esquema de región “D”



Nota. Se ha realizado un esquema gráfico del modelo biela-tirante y la trayectoria de fuerzas en la región “D”

Tabla 51

Verificaciones para ignorar la fuerza de reacción

VERIFICACIONES PARA IGNORAR LA FUERZA DE REACCIÓN	
La reacción esta debajo de la sección	OK
La resultante de las fuerzas de presfuerzo está dentro del núcleo central de la sección.	OK
La pendiente de la fuerza del presfuerzo es menor que 5°	ACEPTABLE
La reacción no amplificada en el apoyo es menor que el 15% de la fuerza de presfuerzo.	ACEPTABLE

Nota. Elaboración propia

Para determinar las demás acciones sobre la región “D” calculamos los esfuerzos de la viga a 1.50 m del extremo de la misma y la equiparamos con las fuerzas generadas en este caso en la parte inferior de la viga por el cable de presfuerzo, en la parte superior por el bloque de compresiones de la viga y al centro la fuerza resultante para lograr el equilibrio en el sistema.

3. Construcción del modelo de biela y tirante para su análisis estructural

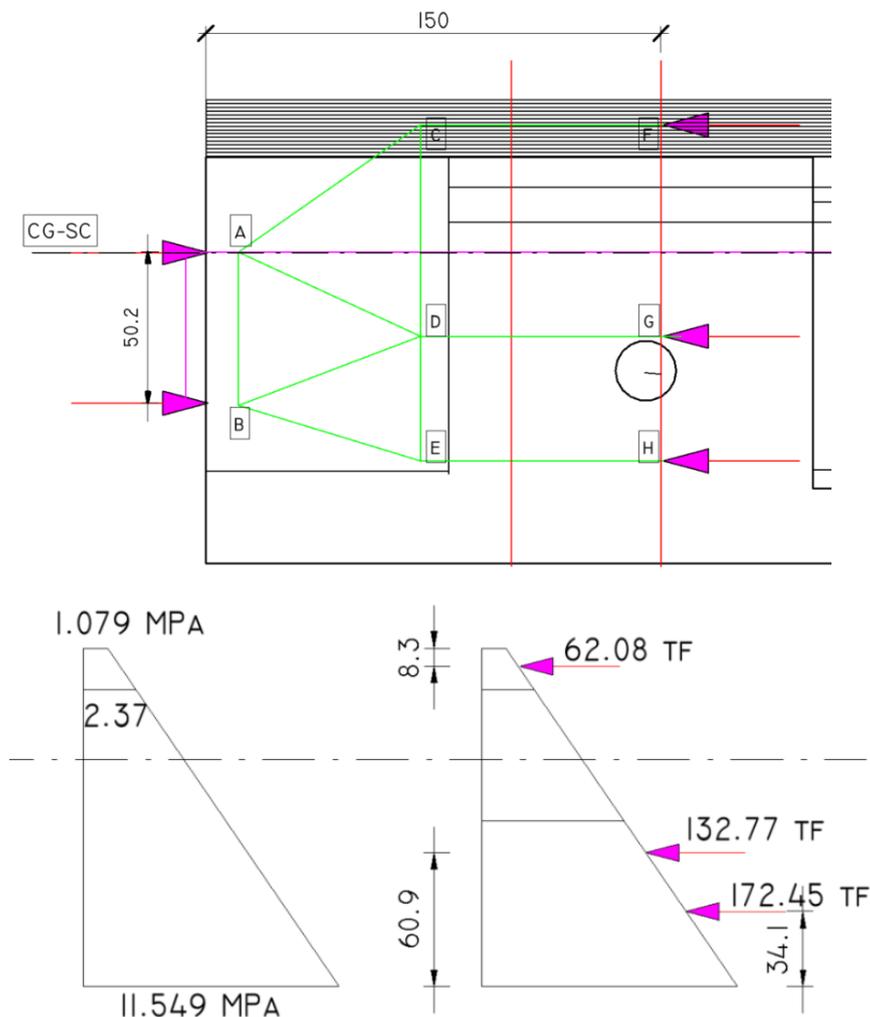
Con las condiciones de contorno y las recomendaciones de AASHTO (2020), así como de Naaman (2004); elegimos que los nudos de cambio de dirección estén a 70 cm del lado izquierdo y estén a 10 cm del mismo lado para los nudos de los anclajes, para que el elemento biela o tirante generado ahí tenga un ancho suficiente para soportar esfuerzos. Se presenta un esquema geométrico en la figura 58. Por equilibrio actúan los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_{\text{top}} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bot}} = 11.55 \text{ MPa}$$

Figura 58

Esquema biela-tirante para la estimación inicial de fuerzas actuantes



Nota. Se presenta el equilibrio de las fuerzas actuantes en el modelo biela-tirante

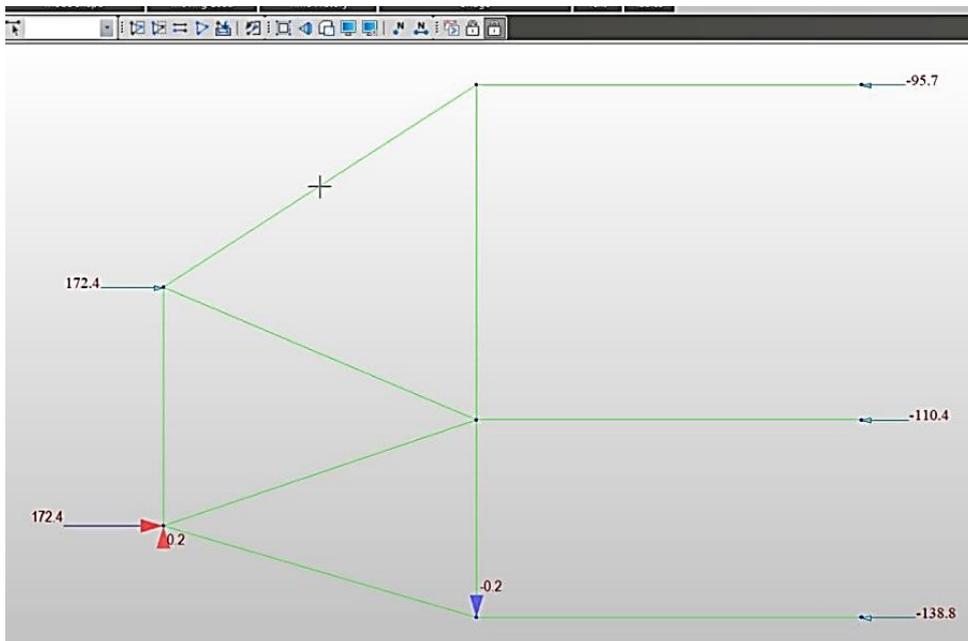
En el extremo izquierdo de la región “D” actuarán las fuerzas de presfuerzo directamente aplicadas en el acto de postensar. Luego hemos de corregir las fuerzas del tendón de la parte inferior de la viga, así como la generada en el bloque de compresiones para lograr el equilibrio del sistema y obtenemos el modelo estructural presentado en la figura 59.

4. Resolvemos el sistema de biela y tirante con el software MIDAS CIVIL.

Las fuerzas resultantes en cada barra se muestran en la figura 60.

Figura 59

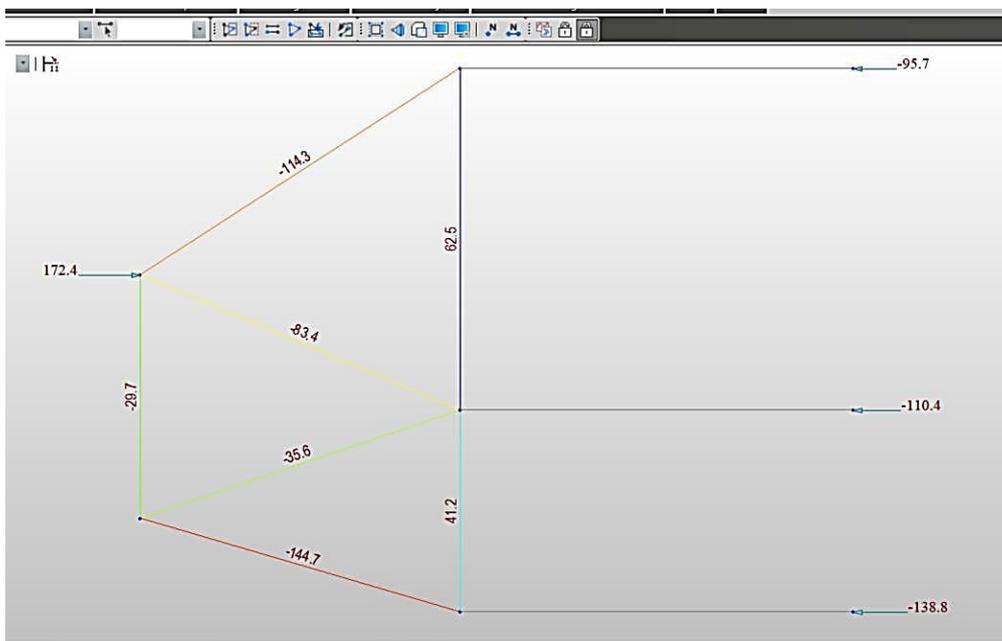
Modelo estructural biela-tirante para región "D" o zona de anclaje



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

Figura 60

Fuerzas internas en el modelo biela-tirante de la zona de anclaje



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

5. Verificamos la capacidad de las bielas en su centro y en los nodos.

Para ello se asumen que todas las bielas inclinadas tienen comportamiento de “botella” y las demás tienen comportamiento prismático.

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.70$$

Tabla 52

Fuerza actuante en las zonas nodales según tipo de nodo

Nodos	Tipo de nodo	β_n	$f_{cu} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'c$ (kg/cm ²)	$\emptyset f_{cu}$ (kg/cm ²)
a,b	CCC	0.85	252.875	177.0125
c,d,e	CCT	0.75	223.125	156.1875

Nota. Elaborado en base a esquema geométrico de modelo biela-tirante

Tabla 53

Fuerza actuante en las zonas nodales según tipo de nodo

Tipo de biela	Biela	Nodo inicial	Nodo final	β_s	β_n	$f_{cu} \leq 0.85 \beta f'c$ (kg/cm ²)	$\emptyset f_{cu}$ (kg/cm ²)	Fuerza en biela C (ton)	Fuerza mayorada Cu = 1.2 C (ton)	Profundidad de biela t (cm)	ws min requerido (cm)
PRISMA	cf	CCT		1	0.75	223.1	156.2	95.7	114.8	185.8	4.0
	dg	CCT		1	0.75	223.1	156.2	110.4	132.5	25	33.9
	eh	CCT		1	0.75	223.1	156.2	138.8	166.6	25	42.7
	ab	CCC	CCC	1	0.85	252.9	177.0	29.7	35.6	25	8.1
INCLINADO (mínimo refuerzo en rejilla)	ac	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	114.3	137.2	25*	35.1
	ad	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	83.4	100.1	25	25.6
	bd	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	35.6	42.7	25	10.9
	be	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	144.7	173.6	25	44.5

Nota. (*) Esta entre 25 y 185.8 cm, conservadoramente tomamos 25 cm. Elaborado a partir del análisis estructural del modelo de biela-tirante

Se puede verificar que todos estos anchos de biela caen dentro de la región de concreto, incluyendo la biela AB con un ancho de 8.05 cm.

Como paso intermedio verificamos si las placas de anclaje obtenidas del catálogo Freyssinet son suficientes para soportar las demandas de esfuerzos de compresión introducidas por las fuerzas de presfuerzo.

$$F_{\text{presfuerzo}} = 1.2 * 172.4 \text{ ton-f}$$

$$\text{Área placa } (A_1) = 20 * 24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = 42.27 \text{ MPa}$$

Como se dispone de refuerzo en espiral en la zona de anclaje y se ha comprobado geoméricamente que $A_2 = 4 * A_1$, entonces se puede calcular es esfuerzo que puede soportar las placas como sigue:

$$\sigma_{\text{resistente}} = 0.75 * f'_{ci} * \sqrt{(A_2/A_1)} = 51.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{actuante}} < \sigma_{\text{resistente}} \quad \text{OK!}$$

6. Verificamos el ancho de los tirantes y diseñamos el acero necesario para soportar la tracción en los tirantes.

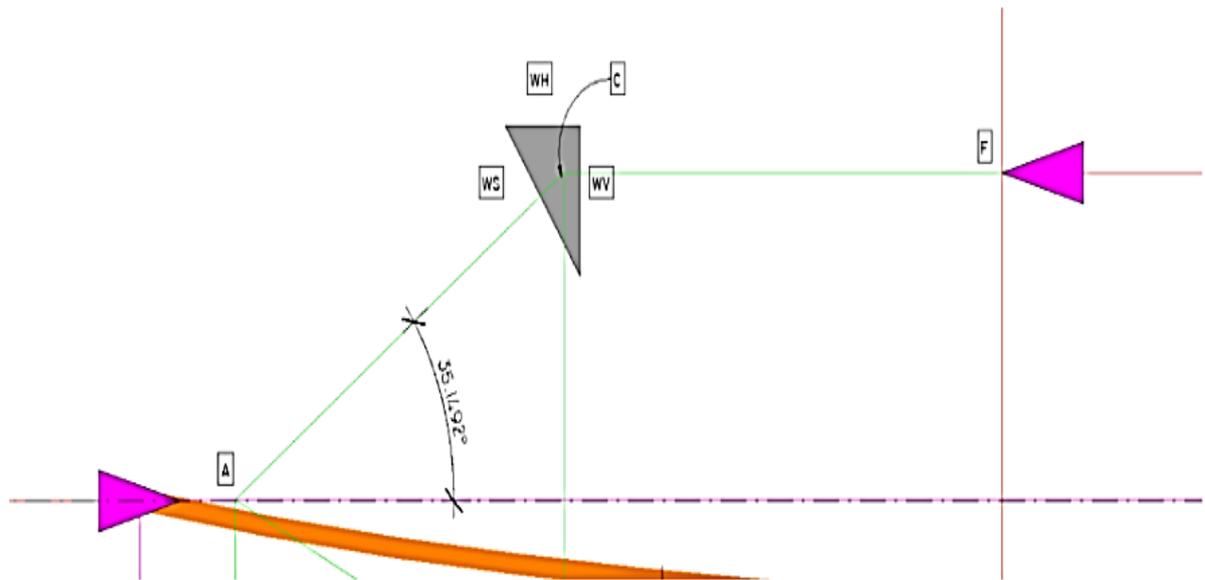
Empezamos con la zona nodal “C” se determina que el ancho mínimo del tirante CD es 55.40 cm para que se satisfagan las condiciones de resistencia del nudo y las bielas concurrentes.

El esquema geométrico de la zona nodal “C” se presenta en la figura 61.

Continuamos con la zona nodal “D”, se determina que el ancho mínimo del tirante CD debe de ser de 24.28 cm para que se satisfagan las condiciones de resistencia del nudo y las bielas concurrentes.

Figura 61

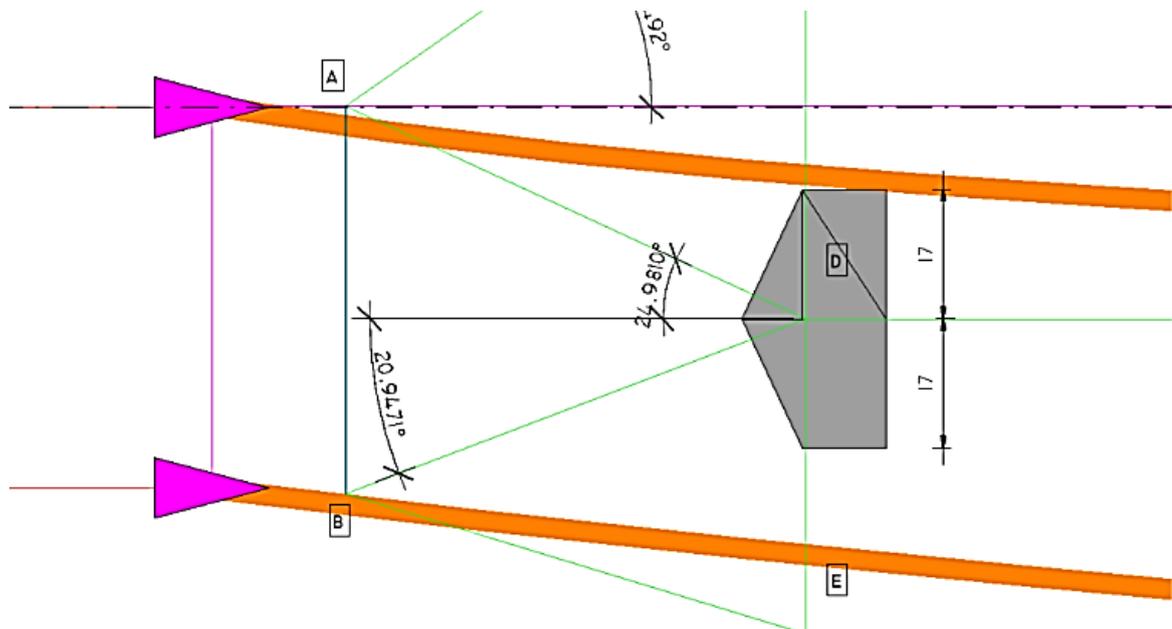
Geométrica requerida en zona nodal "C"



Nota. Se presenta el análisis de equilibrio en el nodo "C"

Figura 62

Geométrica requerida en zona nodal "D"



Nota. Se presenta el análisis de equilibrio en el nodo "D"

Entonces el ancho del tirante viene dado por el mayor valor, en este caso de 55.40 cm, y por ende diseñamos el acero para este ancho de tirante y para que soporte la tracción del mencionado tirante, distribuimos la cantidad de acero necesaria por cálculo en el ancho del tirante.

$$T_{CD} = 62.50 \text{ ton-f}$$

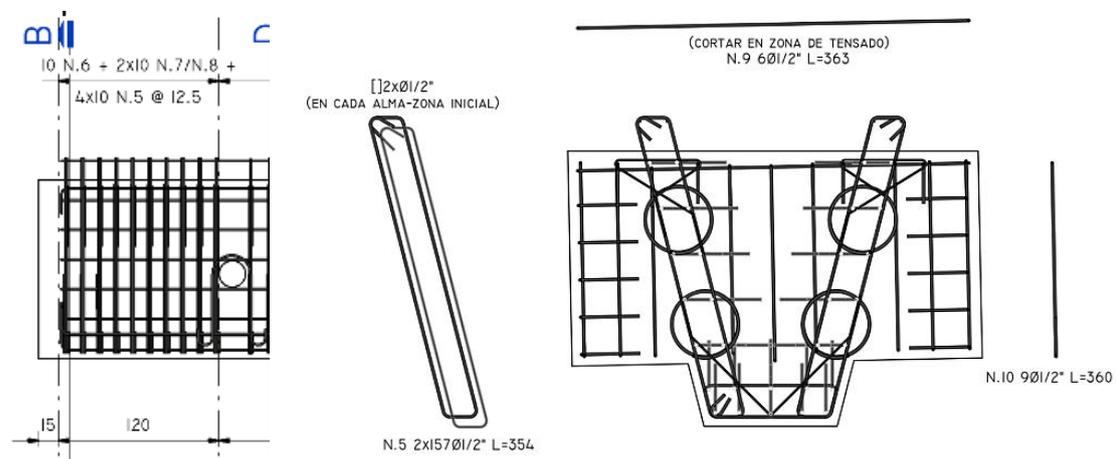
$$A_{SCD} = (1.2 * T_{CD}) / (0.90 * f_y) = 19.84 \text{ cm}^2$$

$$A_{SCD_requerido} = 35.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Decidimos emplear paquetes de cada 2 estribos cerrados de $\emptyset 1/2'' @ 0.125 \text{ m}$ (41.28 cm^2/m) desde el inicio de la viga hasta la posición de 1.30 m, que resulta ser la sección crítica según se ha verificado en el modelo estructural.

Figura 63

Armado de acero pasivo en zona de anclaje

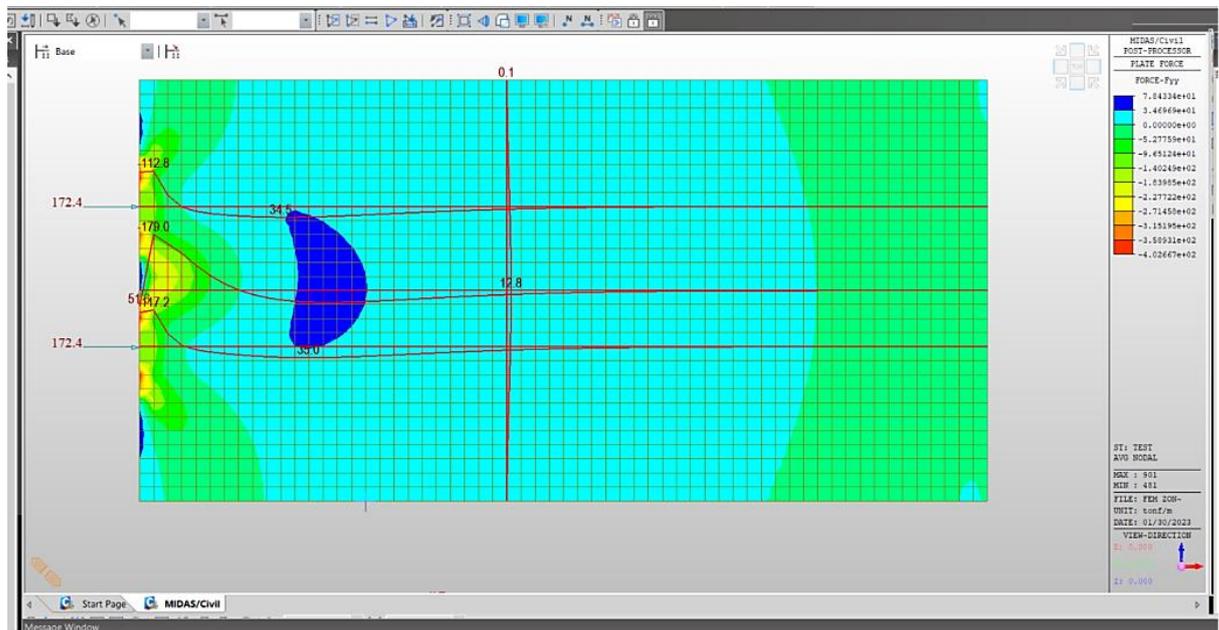


Nota. Se presenta la sección de la viga postensada en su región inicial. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Adicionalmente se ha realizado un modelo cualitativo de elementos finitos para visualizar que la zona de anclaje se encuentre en tracción efectivamente y se muestra en la figura 64.

Figura 64

Modelo de elementos finitos (FEM) cualitativo de la zona de anclaje



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

En el modelo de elementos finitos (FEM) se puede comprobar que la zona de tracción este comprendida entre 0.30 m y 2.00 m aproximadamente, pero que la zona con esfuerzos importantes de tracción es justamente hasta 1.30 m. Los valores obtenidos difieren del modelo de biela-tirante debido a que este modelo es solo cualitativo.

El análisis estructural y diseño de la viga en estudio se detalla con precisión en el anexo C. Memoria de cálculo de la viga y los detalles constructivos se presentan en el anexo A. Planos constructivos para la superestructura con vigas postensadas.

3.5.5 Vigas diafragma

3.5.5.1 Propiedades de los componentes estructurales

El peralte de la viga diafragma fue dimensionado considerando el peralte de la viga postensada, menos 0.30 m. La viga diafragma tiene dimensiones de 0.30 x 1.24 m y

solo se cuenta con las mismas en los apoyos, se muestra en la figura 65 las propiedades geométricas de la misma obtenidas del programa MIDAS CIVIL 2022 v.1.2.

Figura 65

Propiedades geométricas de la viga diafragma

	Value	Unit
Area	3.720000e-01	m ²
Asv	3.100000e-01	m ²
Asz	3.100000e-01	m ²
Ixx	9.459486e-03	m ⁴
Iyy	4.766560e-02	m ⁴
Izz	2.790000e-03	m ⁴
Cyx	1.500000e-01	m
Cym	1.500000e-01	m
Czx	6.200000e-01	m
Czm	6.200000e-01	m
Qyx	1.922000e-01	m ²
Qzh	1.125000e-02	m ²
Peri:O	3.080000e+00	m
Peri:l	0.000000e+00	m
Center:y	1.500000e-01	m
Center:z	6.200000e-01	m
v1	-1.500000e-01	m
z1	6.200000e-01	m
v2	1.500000e-01	m
z2	6.200000e-01	m
v3	1.500000e-01	m
z3	-6.200000e-01	m
v4	-1.500000e-01	m
z4	-6.200000e-01	m

Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

3.5.5.2 Análisis estructural

Las vigas diafragma tiene dos etapas relevantes para su diseño estructural, estas son las siguientes:

- Estado límite de resistencia I, considerando que el diafragma está apoyado en dos puntos, que son en este caso los dispositivos de apoyo neopreno reforzado.

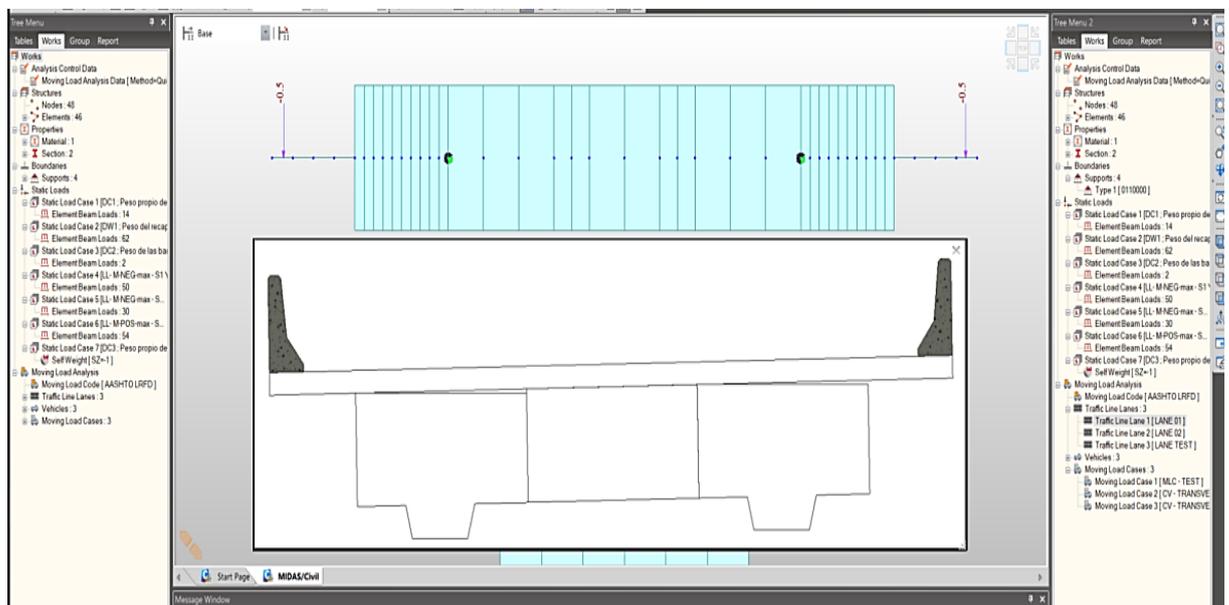
- Estado de levantamiento de tablero (mediante gatas hidráulicas) para reemplazar los dispositivos de apoyo (neopreno reforzado) cuando estos hayan cumplido su vida útil o necesitan de un reemplazo urgente, en este caso solo se consideran cargas permanentes. Y la aplicación de carga de las gatas hidráulicas.

3.5.5.2.1 Estado límite de resistencia I

Se presenta en la siguiente figura el modelo estructural para este caso, se considera la carga viva más desfavorable y se distribuye en un ancho de franja recomendado por la tabla 4.6.2.1.3-1 de AASHTO (2020). Se ha considerado cargas móviles, respetando los carriles de diseño y la separación entre vehículos para determinar las solicitaciones más desfavorables.

Figura 66

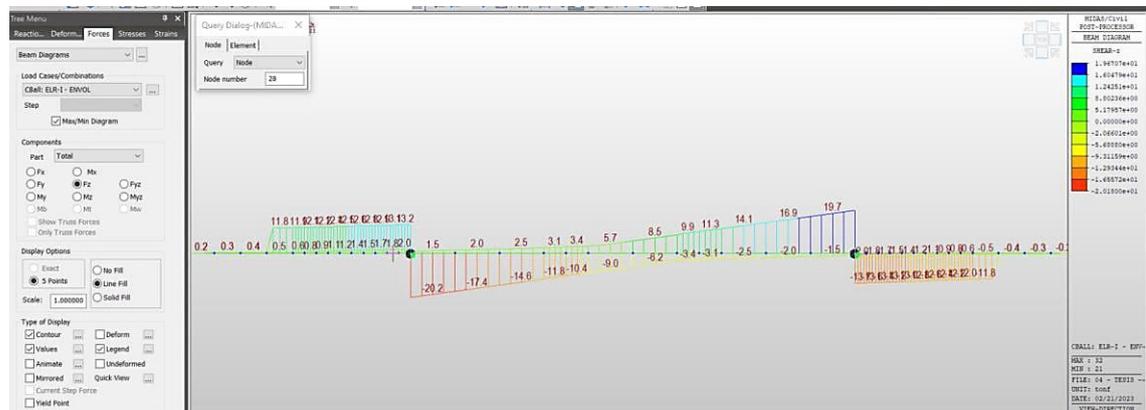
Modelo estructural de la viga diafragma - ELR I



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 67

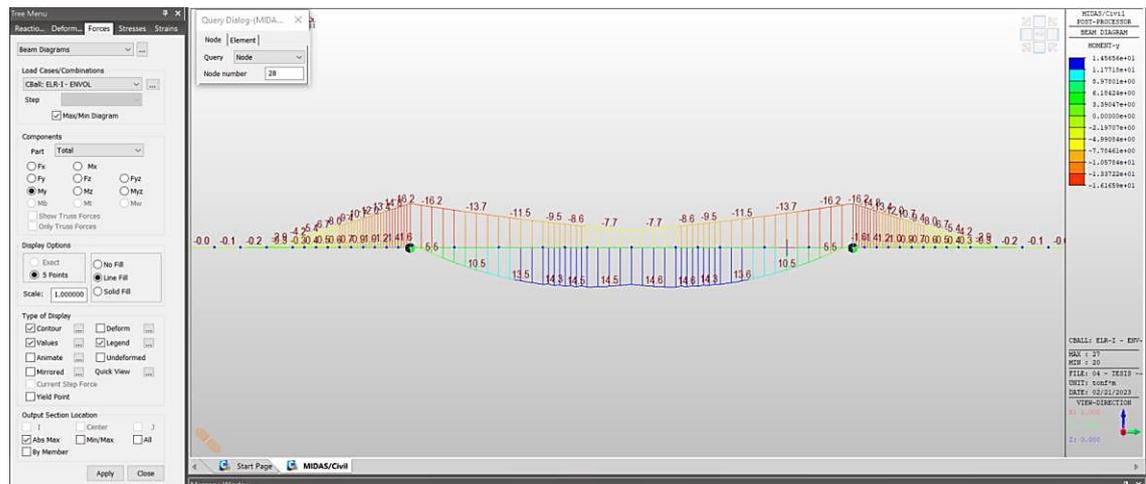
Envolvente de cortantes para la viga diafragma - ELR I



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 68

Envolvente de momentos flectores para la viga diafragma - ELR I



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

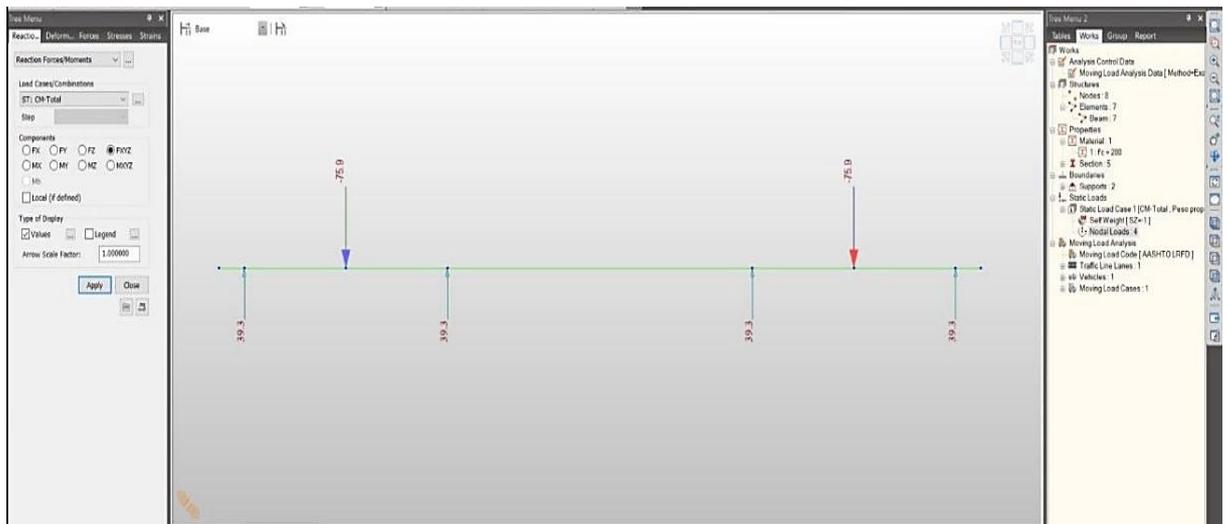
3.5.5.2.2 Estado de levantamiento del tablero para el reemplazo de los dispositivos de apoyo

Este es el caso más crítico, con un valor de 75.90 tf es el correspondiente a las cargas permanentes en servicio (DC y DW) sin presencia de carga viva. Se han considerado 4 gatas en para cada diafragma que se activan en simultaneo. La fuerza

necesaria para ser aplicada por cada gata debe ser mayor 39.30 tonf y se recomienda gatas con capacidad mínima de 45 tonf.

Figura 69

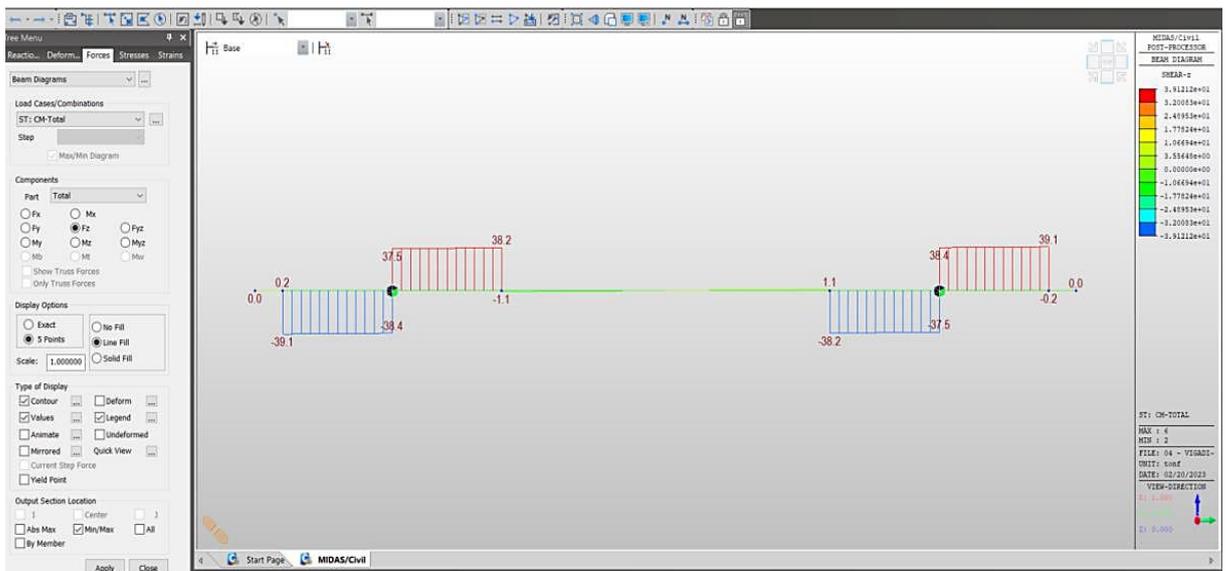
Modelo estructural de viga diafragma al reemplazar apoyos



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 70

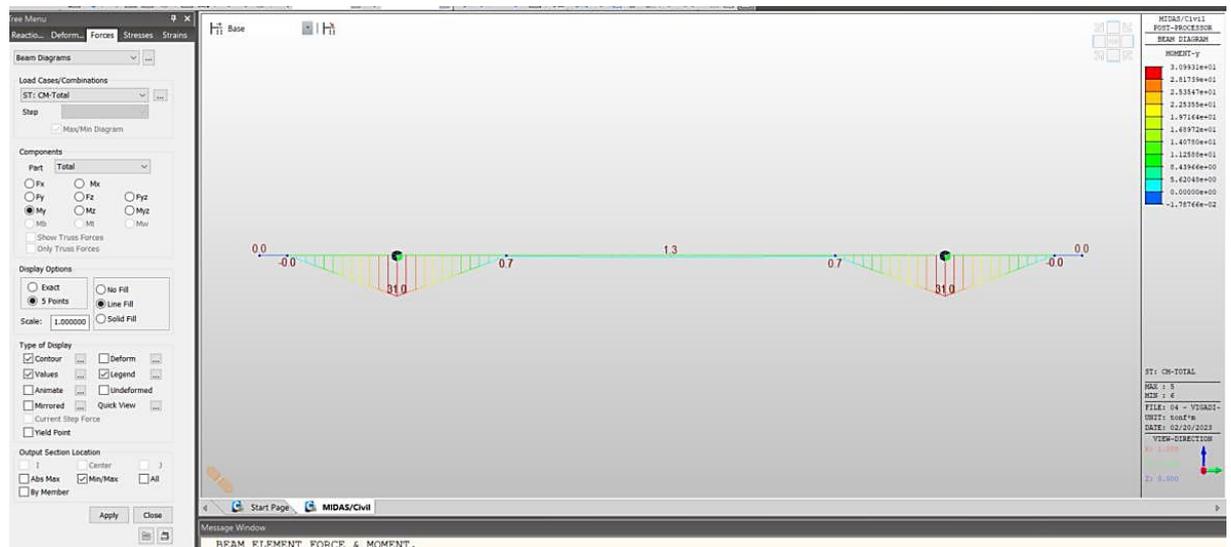
Fuerzas cortantes en viga diafragma al reemplazar apoyos



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 71

Momentos flectores en viga diafragma al reemplazar apoyos



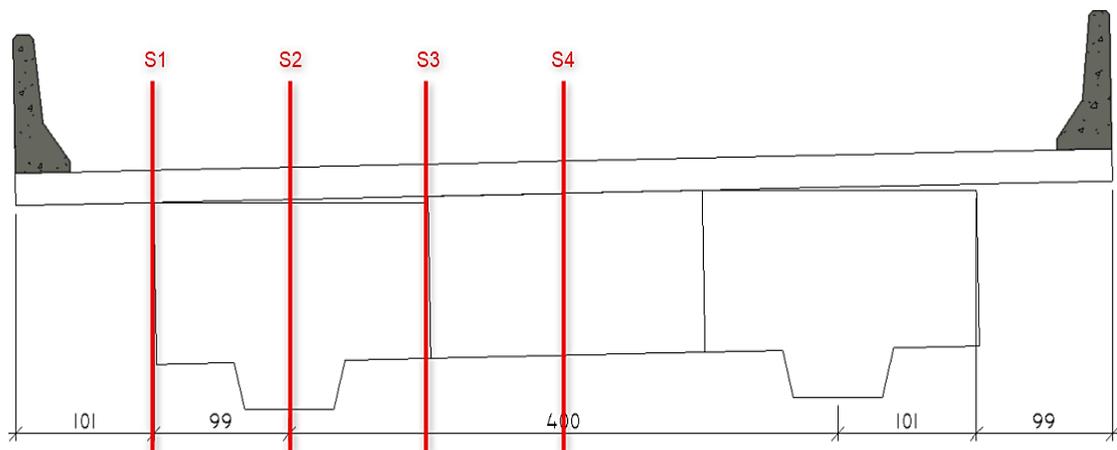
Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

3.5.5.3 Diseño de la viga diafragma

Diseñamos el acero por flexión y corte combinando los resultados de ambos modelos estructurales. Verificamos las secciones indicadas en la figura 72.

Figura 72

Secciones de diseño de la viga diafragma



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Recordamos que el concreto es de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y el acero es de $f_y = 4200$

kg/cm^2 .

Tabla 54

Diseño por flexión en viga diafragma

Sección	b	h	d	Mu	a	As	Md min	As min	As calculado	Posición
	m	m	m	tf-m	cm	cm ²	tf-m	cm ²	cm ²	
S1	0.30	1.24	1.18	2.92	0.39	0.66	2.84	0.28	0.66	SUP
S2 (sup)	0.30	1.24	1.18	9.35	1.24	2.11	2.84	0.28	2.11	SUP
S2 (inf)	0.30	1.24	1.18	37.68	5.08	8.63	2.84	0.28	8.63	INF
S3	0.30	1.24	1.18	16.17	2.15	3.66	2.84	0.28	3.66	SUP
S4	0.30	1.24	1.18	14.53	1.93	3.28	2.84	0.28	3.28	INF

Nota. Elaborado según diseño estructural de viga diafragma

Entonces decidimos emplear como refuerzo positivo $3 \times \text{Ø}3/4''$ (8.52 cm^2) y como refuerzo negativo $3 \times \text{Ø}5/8''$ (5.97 cm^2).

Además, por tratarse de un elemento no presforzado, cuyo peralte excede de 0.90 m, entonces debemos adicionar refuerzo de piel a lo largo del alma según el artículo 5.6.7 de AASHTO (2020).

$$d_1 = 1.04 \text{ m}$$

$$A_{sk_min} = 0.131 \text{ in}^2/\text{ft}$$

$$A_{sk_min} = 2.78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sk_provisto} = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Entonces adoptamos colocar como refuerzo de piel varillas de $\text{Ø}3/8'' @ 0.20 \text{ m}$ adicional al refuerzo por flexión.



Para el diseño por corte la condición crítica es en el levantamiento del tablero con un cortante de 39.10 tonf y diseñaremos para este cortante amplificado en 1.25.

$$\phi = 0.90 \quad (\text{cortante y torsión según AASHTO})$$

$$dv = 106.20$$

$$Vu = 48.88 \text{ tf}$$

$$\phi Vc = 25.43 \text{ tf}$$

$$\phi Vs = 23.45 \text{ tf}$$

$$Vs = 27.58 \text{ tf}$$

Empleamos estribos simples de 3/8", se deben de considerar las dos ramas.

$$Av = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$s = 25.51 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} = 60.00 \text{ cm}$$

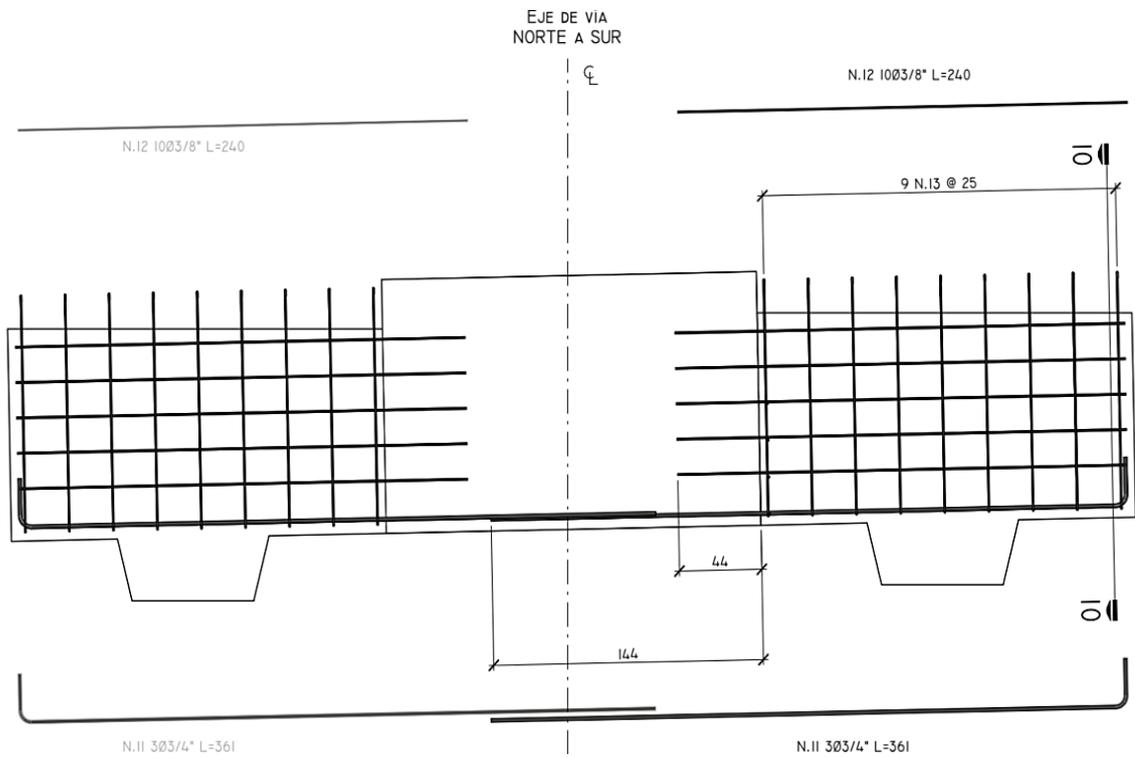
Finalmente decidimos emplear estribos cerrados $\phi 3/8'' @ 25 \text{ cm}$.

La viga diafragma se compone de parte de las dos vigas postensadas, en las cuales se deja acero de refuerzo sobresaliente con el fin de mediante un empalme de aceros de refuerzo y vaciado en la zona central de la viga diafragma se logre un comportamiento monolítico de la misma; estas se muestran en la figura 73 y 74, respectivamente.

Es decir, que parte de la viga diafragma viene como parte de la viga postensada y se completa su construcción con concreto vaciado in situ en campo. Los detalles de construcción se encuentran en los planos adjuntos.

Figura 73

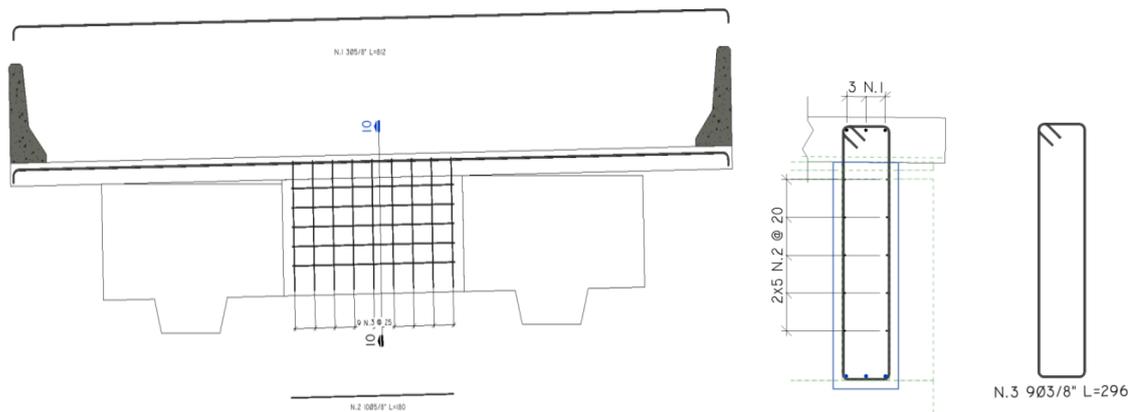
Armadura pasiva de viga diafragma, embebida en viga postensada



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Figura 74

Detalle de armadura pasiva para viga diafragma, sección central



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Tabla 55*Detalle de armado en viga diafragma*

Tipo de armadura	As provisto
Longitudinal superior	3 Ø 5/8"
Longitudinal inferior	3 Ø 3/4"
Estribos	[] Ø 3/8" Ø 25 cm

Nota. Elaborado según diseño estructural

3.5.6 Losa de concreto armado.

3.5.6.1 Descripción y propiedades geométricas de la losa

Se trata de una losa de concreto armado de resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, cuyo peralte total es de 0.21 m según predimensionamiento y se compone de un sistema de prelosas apoyadas sobre las almas de las vigas postensadas para luego completar el espesor total mediante un vaciado in situ como se muestra en la figura 75.

$$S = 2.90 \text{ m}$$

$$t = 0.10 \text{ m} + \frac{S}{30} = 0.197 \text{ m}$$

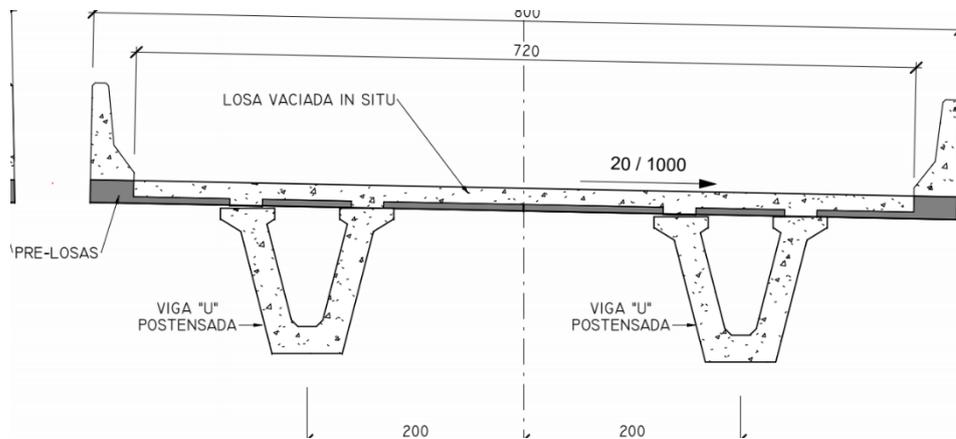
$$t_{\text{min_volado}} = 0.20 \text{ m}$$

$$t = \text{máx}(0.17 \text{ m}, t) = 0.197 \text{ m}$$

Se considera finalmente el espesor de la losa como de 0.21 m, sin embargo, para el análisis estructural se ha considerado, a favor de la seguridad que el espesor efectivo de la losa será de 0.19 m, debido a que esta losa trabajará a su vez como carpeta de rodadura.

Figura 75

Sección transversal típica de losa de superestructura



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

3.5.6.2 Análisis estructural

El análisis estructural de la losa se ha desarrollado en el programa *Midas Civil*, las cargas aplicadas se muestran en las figuras 76 y 77; mientras que las solicitaciones resultantes se muestran en las figuras 78 y 79.

Figura 76

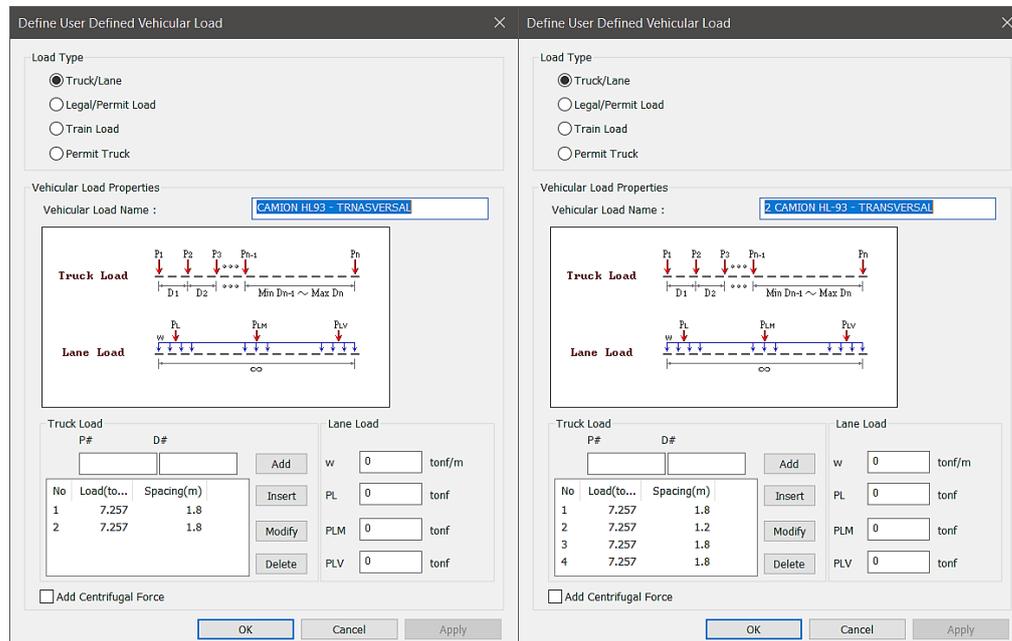
Cargas en losa – Peso propio, recapeo y barreras (tf)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 77

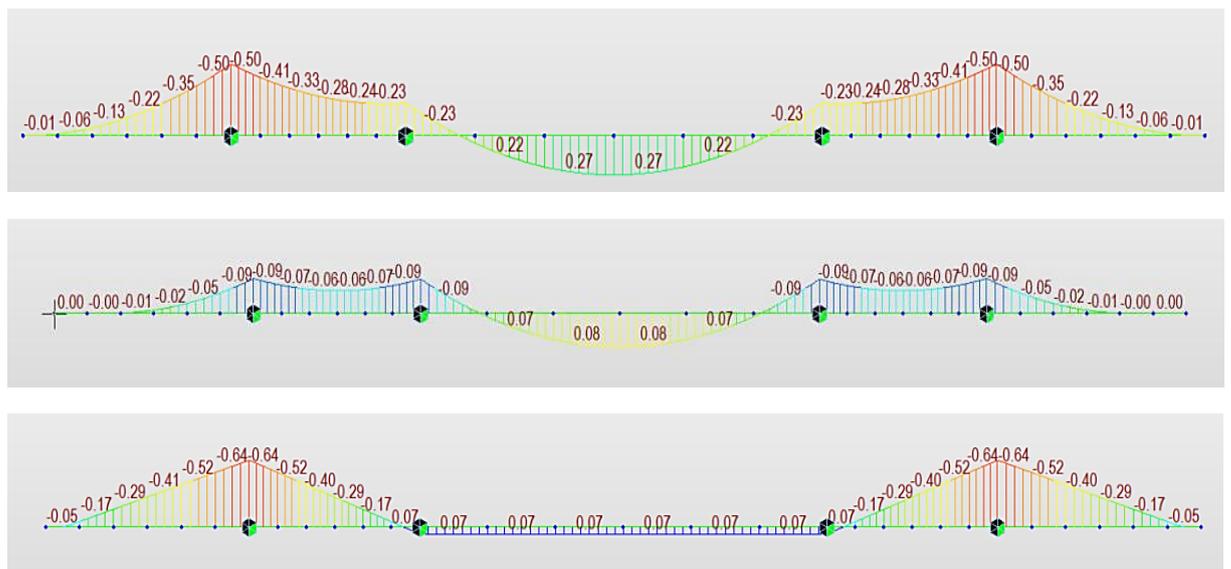
Cargas móvil según AASHTO – Para 1 carril y para 2 carriles



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

Figura 78

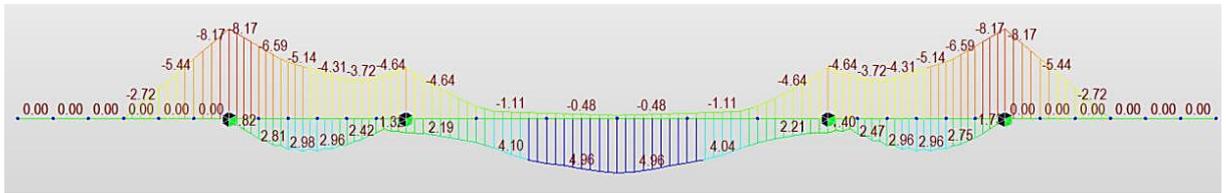
*Momentos flectores en losa – Peso propio, recapeo y barreras (tf^*m)*



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Civil

Figura 79

Envolvente de momentos flectores en losa – Carga viva (tf-m)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

NOTA: Los valores de momento obtenidos para la sobrecarga vehicular, ya están afectados por amplificación de impacto (33%) y el factor de presencia múltiple (m).

El cálculo de ancho de franjas viene dado por:

$$S = 2.90 \text{ m}$$

$$X = 0.74 \text{ m} \quad \text{Distancia de aplicación de carga móvil en voladizo}$$

$$E_{\text{volado}} = 1.14 \text{ m} + 0.833 * X = 1.756 \text{ m}$$

$$E_{\text{negativo}} = 1.22 \text{ m} + 0.25 * S = 1.945 \text{ m}$$

$$E_{\text{positivo}} = 0.66 \text{ m} + 0.55 * S = 2.255 \text{ m}$$

Los momentos resultantes correspondientes a las secciones críticas según la figura 80 por carga vehicular se indican en la tabla 56.

Para el diseño se emplean las siguientes combinaciones de carga:

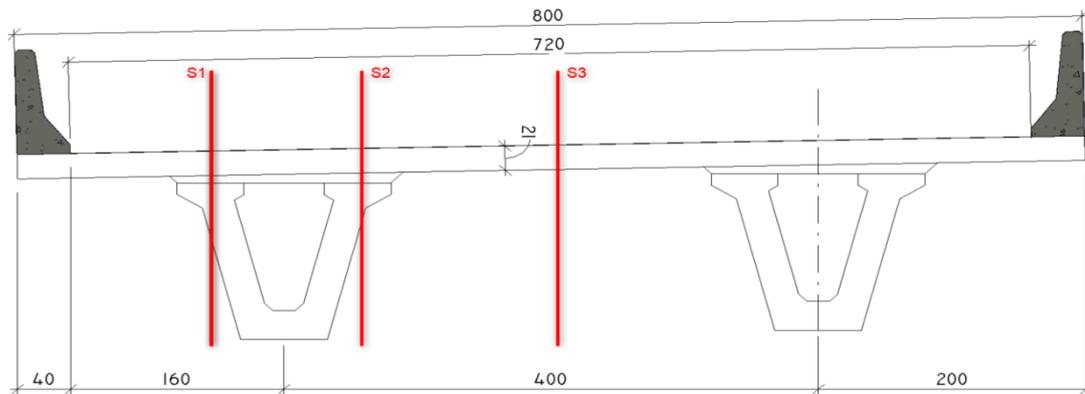
$$S1: M(-) \text{ volado} = 1.25 * DC + 1.50 * DW + 1.75 * LL$$

$$S2: M(-) \text{ centro} = 1.25 * \text{Peso propio} + 0.90 * \text{Barreras} + 1.50 * DW + 1.75 * LL$$

$$S3: M(+) \text{ centro} = 1.25 * DC + 1.50 * DW + 1.75 * LL$$

Figura 80

Secciones de diseño para la losa de concreto armado



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Tabla 56

Momentos actuantes en zonas críticas de losa por carga viva (tf-m)

Sobrecarga	Volado (M-)	Centro (M-)	Centro (M+)
(LL+IM)	8.17	4.64	4.96
(LL+IM)/E	4.65	2.39	2.20

Nota. Elaborado según análisis estructural de la losa

Tabla 57

Momentos flectores en secciones de diseño (tf-m) – ELR I

	DC Peso propio y barreras	DW Recapeo	LL Sobrecarga vehicular	
M(-) volado	1.43	0.15	8.14	9.72 tonf-m
M(-) centro	0.22	0.14	4.17	4.53 tonf-m
M(+) centro	1.33	0.12	3.85	5.29 tonf-m

Nota. Elaborado según análisis estructural de la losa

Tabla 58*Diseño de acero para losa – ELR-I*

SECCIÓN	Armadura	b (m)	h (m)	d (m)	Mu (tf-m)	a (cm)	As (cm ²)
S1	-	1.00	0.21	0.16	-9.72	3.27	18.55
S2	-	1.00	0.21	0.16	-4.53	1.43	8.11
S3	+	1.00	0.21	0.18	5.29	1.47	8.35

Nota. Elaborado según diseño estructural de la losa

Tabla 59*Detalle de acero para losa – ELR-I*

Tipo de armadura	Acero provisto
Flexión inferior	Ø 1/2" Ø 10 cm
Flexión superior	Ø 1/2" Ø 10 cm + Ø 1/2" Ø 10 cm (En pre-losa y en losa in situ)
Distribución inferior	Ø 1/2" Ø 15 cm
Temperatura superior	Ø 3/8" Ø 30 cm

Nota. Elaboración propia

Los detalles típicos de esta pre-losa se muestran en la figura 81 y 82. Mientras que el plano donde se aprecia con mayor detalle se adjunta en el anexo A.

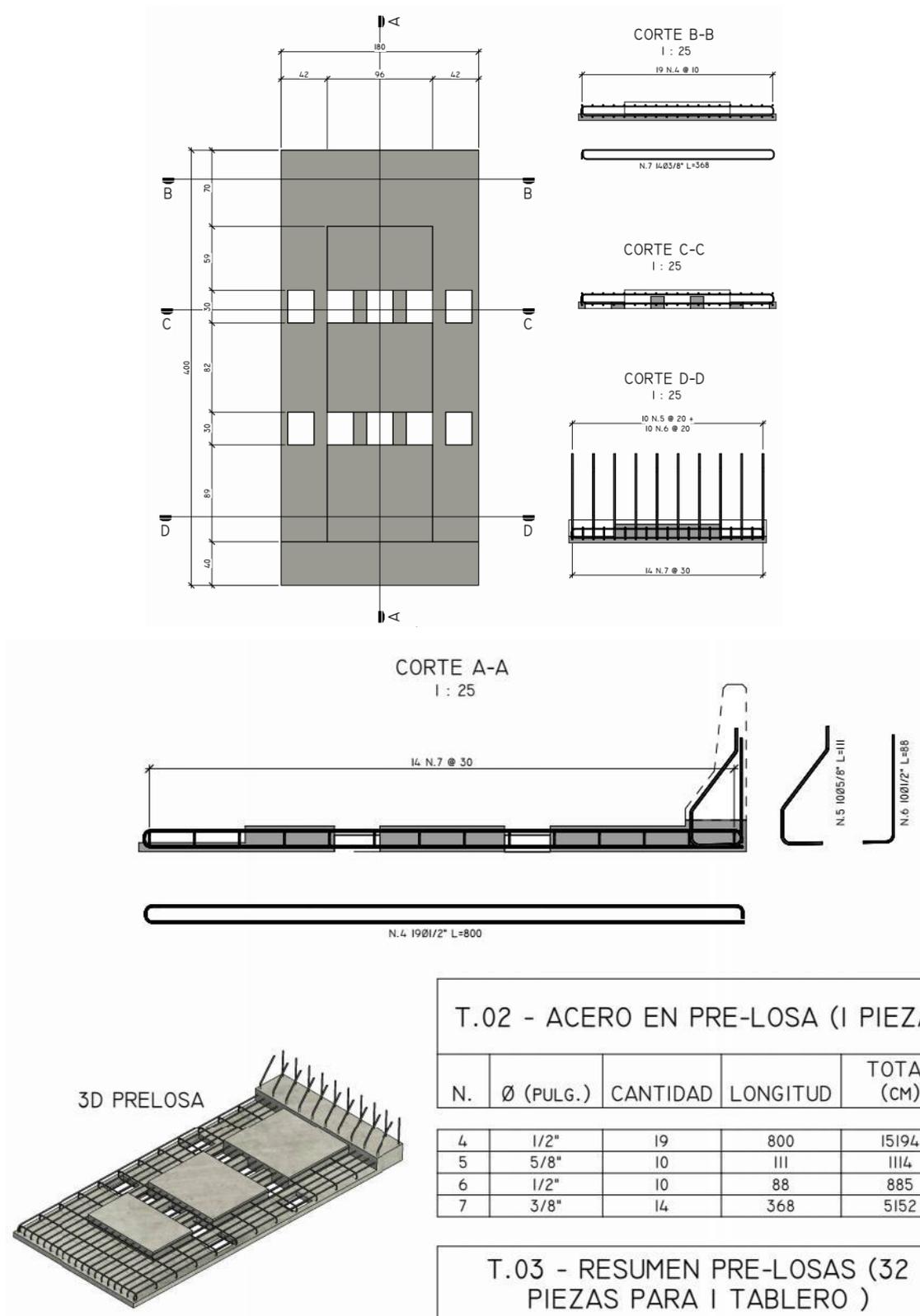
3.5.7 Dispositivos de apoyo de neopreno reforzado

Se ha dimensionado los dispositivos de apoyo, en neopreno reforzado según las especificaciones AASHTO (2020) y se ha optado por un modelo comercializado por Freyssinet, que lo presenta en su catálogo.

En base al diseño realizado se ha optado por escoger el dispositivo de apoyo de neopreno reforzado de las características mostradas en la figura 83, según catálogo de Freyssinet (adjunto en anexo S).

Figura 81

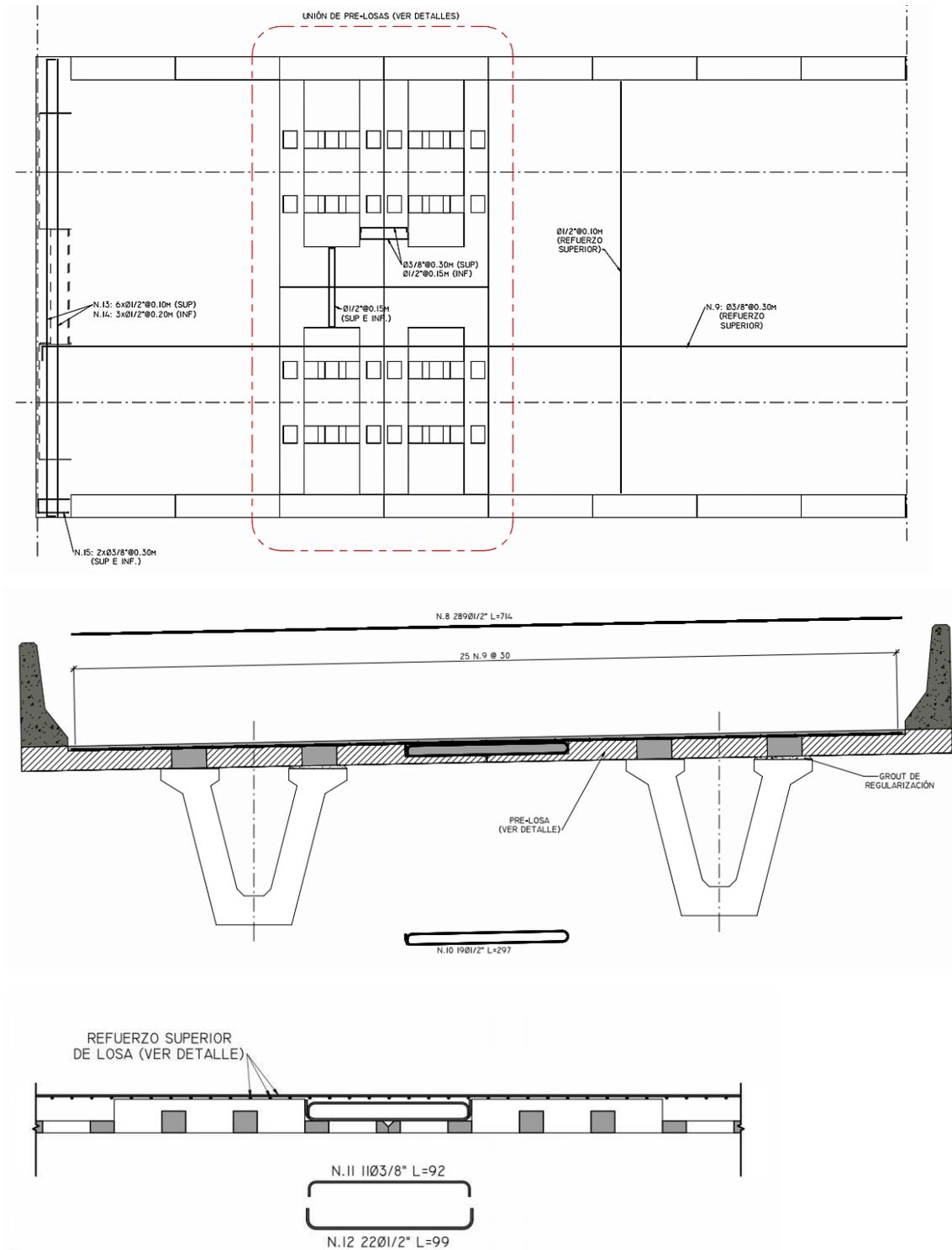
Detalle de armado de pre-losa – planta y secciones



Nota. Elaborado y extraído del programa Revit

Figura 82

Acero en losa – Vista en planta y sección transversal



PERFIL - UNIÓN DE PRE-LOSAS

Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*



El procedimiento de diseño de los dispositivos de apoyo se detalla en las siguientes imágenes:

NSBA ELASTOMERIC BEARING DESIGN (ENGLISH UNITS)			
AASHTO LRFD, 9TH ED., 2020			
METHOD A - ELASTOMERIC PADS AND STEEL-REINFORCED ELASTOMERIC BEARINGS - SECTION 14.7.5 & 14.7.6			
I. INITIAL DESIGN INPUTS			
Bearing Type:	Steel-Reinforced Bearing		
Dead Load = P_D =	173.18	kips	78.54 tf
Live Load = P_{LL} =	125.71	kips	57.01 tf
Horizontal Movement of Bridge Superstructure = Δ_0 =	1.57	in.	4.00 cm
Calculated Rotation =	0.005	Radians	
Rotation Construction Tolerance =	0.005	Radians	(14.4.2.1)
Design Rotation = θ_s =	0.01	Radians	
Bearing Shape:	Rectangular		
Bearing Subject to Shear Deformation?	yes		
II. BEARING GEOMETRY			
Flange Width =	25.59	in.	65.00 cm
Bearing Width = W =	15.75	in.	40.00 cm
Flange Width $\geq W$	25.59 \geq 15.75	in.	OK
Total Unfactored Compressive Load = P_T =	298.89	kips	
Minimum Required Area of Bearing (shear deformation permitted) = A_{min} =	239.11	in. ²	Based on service limit (14.7.6.3.2)
Minimum Required Area of Bearing (shear deformation prevented) = A_{min} =	N/A	in. ² *	
Minimum Bearing Length = L_{min} =	15.18	in.	
Bearing Length = L =	19.69	in.	50 cm
$L \geq L_{min}$	19.7 \geq 15.18		OK
	N/A \geq N/A		
	N/A \geq N/A	N/A	N/A
Bearing Area = A =	310.0	in. ²	2000 cm ²
*Note - Stress limit increased 10 percent due to prevention of shear deformation per Section 14.7.6.3.2.			
III. SHEAR DEFORMATION (AASHTO LRFD 14.7.6.3.4)			
Maximum Total Shear Deformation of Elastomer at Service Limit = $\Delta_s = \Delta_0$ =	1.575	in.	
$2\Delta_s$ =	3.150	in.	
$10\Delta_s$ =	15.748	in.	
Elastomeric Layer Thickness = h_{ri} =	0.47	in.	1.2 cm
Thickness of Top and Bottom Cover Layers (each) = h_{cover} =	0.098	in.	0.25 cm
$h_{cover} \leq 0.7h_{ri}$	0.098 \leq 0.331	in.	OK (14.7.6.1)
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = n_{int} =	7		($n_{int} = 0$ for PEP and CDP)
Total Elastomer Thickness = $h_{rt} = 2h_{cover} + n_{int}h_{ri}$ =	3.504	in.*	
Total Elastomer Thickness of PEP = h_{rt} =	0.900	in.	
Total Elastomer Thickness of CDP = $h_{rt} = t_p$ =	0.00	in.	
For PEP, FGP, and Steel-Reinforced Elastomeric Bearings:			
$h_{rt} \geq 2\Delta_s$	3.504 \geq 3.15	in.	OK (14.7.6.3.4-1)
For CDP Elastomeric Bearings:			
$h_{rt} \geq 10\Delta_s$	N/A \geq N/A		(14.7.6.3.4-2)
			N/A
*Note - Applies to FGP and steel-reinforced elastomeric bearings only.			



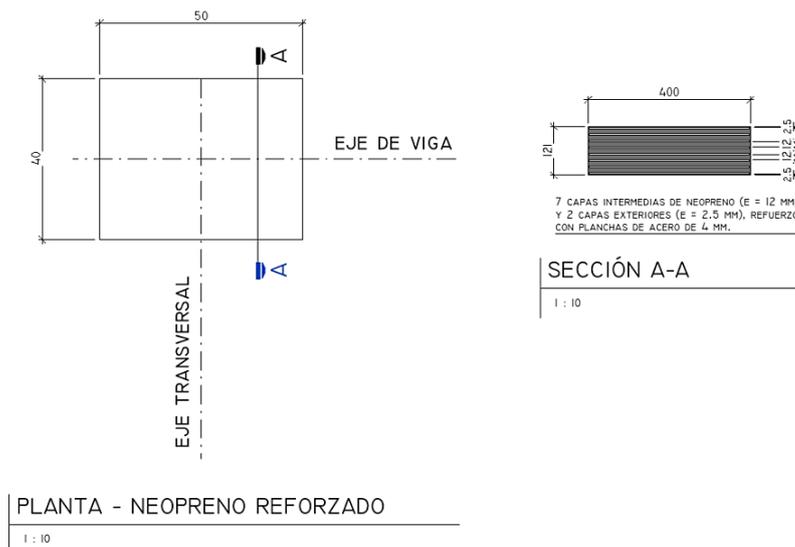
IV. COMPRESSIVE STRESS (AASHTO LRFD 14.7.6.3.2)				
Shear Modulus of Elastomer min = G =	0.130	ksi		(Tabla 14.7.6.2-1)
Shear Modulus of Elastomer max = G max =	0.200	ksi		(Tabla 14.7.6.2-1)
For PEP, FGP, and CDP Elastomeric Bearings:				
$0.08 \leq G \leq 0.250$		ksi		(14.7.6.2)
$0.08 \leq N/A \leq 0.250$		ksi	N/A	
For Steel-Reinforced Elastomeric Bearings:				
$0.08 \leq G \leq 0.175$		ksi		(14.7.6.2) and (14.7.5.2)
$0.08 \leq 0.130 \leq 0.175$		ksi	OK	
Service Average Compressive Stress (Total Load) = $\sigma_s = \frac{P_T}{A} =$	0.96	ksi		
Service Average Compressive Stress (Dead Load) =	0.56	ksi		
Service Average Compressive Stress (Live Load) = $\sigma_L = \frac{P_L}{A} =$	0.41	ksi		
Rectangular Shape Factor interior = $S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} =$	9.26			(14.7.5.1-1)
Rectangular Shape Factor exterior = $S_e = \frac{LW}{2h_{re}(L+W)} =$	44.44			(14.7.5.1-1)
Circular Shape Factor = $S_c = \frac{D}{4h_{ri}} =$	N/A			(14.7.5.1-2)
Bearings Subject to Shear Deformation:				
PEP:	$\sigma_s \leq 0.80$	ksi		(14.7.6.3.2-1)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
FGP:	$\sigma_s \leq 1.00GS$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 0.80$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
CDP:	$\sigma_s \leq 1.50$	ksi		(14.7.6.3.2-3)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
Steel Reinforced:	$\sigma_s \leq 1.25$	ksi		(14.7.6.3.2-8)
	$0.96 \leq 1.25$	ksi	OK	
	$\sigma_s \leq 1.25GS$	ksi		(14.7.6.3.2-7)
	$0.96 \leq 1.50$	ksi	OK	
Bearings Fixed Against Shear Deformation*:				
<i>*Note - Stress limit increased 10 percent due to prevention of shear deformation per Section 14.7.6.3.2.</i>				
PEP:	$\sigma_s \leq 0.88$	ksi		(14.7.6.3.2-1)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
FGP:	$\sigma_s \leq 1.10GS$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 0.88$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
CDP:	$\sigma_s \leq 1.65$	ksi		(14.7.6.3.2-3)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
Steel Reinforced:	$\sigma_s \leq 1.10$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.10GS$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	

V. DEFORMATIONS DUE COMPRESSION (AASHTO LRFD 14.7.6.3.3)			
Capa interior - deformación por carga muerta =	2.35%		
Capa interior - deformación por carga total =	3.60%		
Capa exterior - deformación por carga muerta =	1.50%		
Capa exterior - deformación por carga total =	3.00%		
Coeeficiente por creep (deflexión) =	0.35		(para dureza 60 - tabla 14.7.6.2-1)
ξ (%):			
Apoyo reforzado - dureza 60:			
Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO - Curvas esfuerzo-deformación			
Deflexión por compresión inicial =	0.125	in	
Deflexión debida a carga muerta =	0.081	in	
Deflexión debida a carga viva =	0.044	in	
Deflexión debida al creep =	0.028	in	
Deflexión debida a la carga viva y al creep =	0.073	in	
	$0.07 \leq 0.13$ (1/8")	in	OK (C14.7.5.3.6)
Deflexión inicial en una capa interior de elastómero =	0.017	in	
	$0.02 \leq 0.04$ (0.09 * hr)	in	OK (14.7.6.3.3)
VI. ANCLAJE DEL DISPOSITIVO (AASHTO LRFD 14.8.3)			
Coeeficiente de fricción =	0.20		(C14.8.3.1)
Fuerza de fricción desarrollada = Ff =	34.64	kip	$H_u = G A \frac{\Delta_s}{h_t}$
Fuerza cortante en apoyo, debida al desplazamiento = Hu =	27.87	kip	(14.6.3.1-2)
	(C14.8.3.1) $27.9 \leq 34.6$	kip	OK, NO REQUIERE ANCLAJE
VII. ROTATION (AASHTO LRFD 14.7.6.3.5 y C14.7.6.3.5a)			
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 adicionales.			

VIII. REINFORCEMENT (AASHTO LRFD 14.7.6.3.7)				
FGP: Service Limit State				
Minimum Yield Strength of Fiber Reinforcement = F_{yFIBER} =		36	ksi	
$h_{s\ min} = \frac{2.2h_{ri}}{F_{yFIBER}} =$		N/A	in.	
Double Fiberglass Layer with 0.125 in. Separation = $h_{s\ min\ total} = 2h_{s\ min} + 0.125 =$		N/A	in.	(14.7.6.3.1)
Steel-Reinforced: Service Limit State				
Minimum Yield Strength of Steel Reinforcement = F_y =		36	ksi	
$h_{s\ min} = \frac{3.0h_{max}\sigma_s}{F_y} =$		0.038	in.	Controls (14.7.5.3.5-1)
Steel-Reinforced: Fatigue Limit State				
Constant Amplitude Fatigue Threshold = ΔF_{TH} =		24	ksi	(Table 6.6.1.2.5-3)
$h_{s\ min} = \frac{2.0h_{max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} =$		0.016	in.	(14.7.5.3.5-2)
Required Minimum Reinforcement Thickness = $h_{s\ min}$ =		0.038	in.	
Practical Minimum Reinforcement Thickness = $h_{s\ min}$ =		0.063	in.	(14.7.5.3.5)
Reinforcement Thickness = h_s =		0.157	in.	4 mm
$h_s \geq h_{s\ min}$		0.157	>	0.063
			in.	OK
IX. STABILITY (AASHTO LRFD 14.7.6.3.6)				
Total Thickness of Bearing Shall Not Exceed the Least of:				
$L/3 =$		6.56	in.	
$W/3 =$		5.25	in.	Controls
$D/4 =$		N/A	in.	
Total Bearing Thickness = $h_{rt} + h_s(n_{int}+1) =$		4.76	in.	OK
		4.76	<	5.25
X. FINAL DESIGN SUMMARY				
Bearing Width = $W =$		15.7	in.	40.00 cm
Bearing Length = $L =$		19.7	in.	50.00 cm
Elastomeric Layer Thickness = $h_{ri} =$		0.472	in.	1.20 cm
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = $h_{cover} =$		0.098	in.	0.25 cm
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = $n_{int} =$		7		
Total Elastomer Thickness = $h_{rt} =$		3.504	in.	8.90 cm
Reinforcement Thickness = $h_s =$		0.157	in.	0.40 cm
Total Bearing Thickness = $h_{rt} + h_s(n_{int} + 1) =$		4.764	in.	12.10 cm

Figura 83

Detalle de dispositivo de apoyo según catálogo Freyssinet



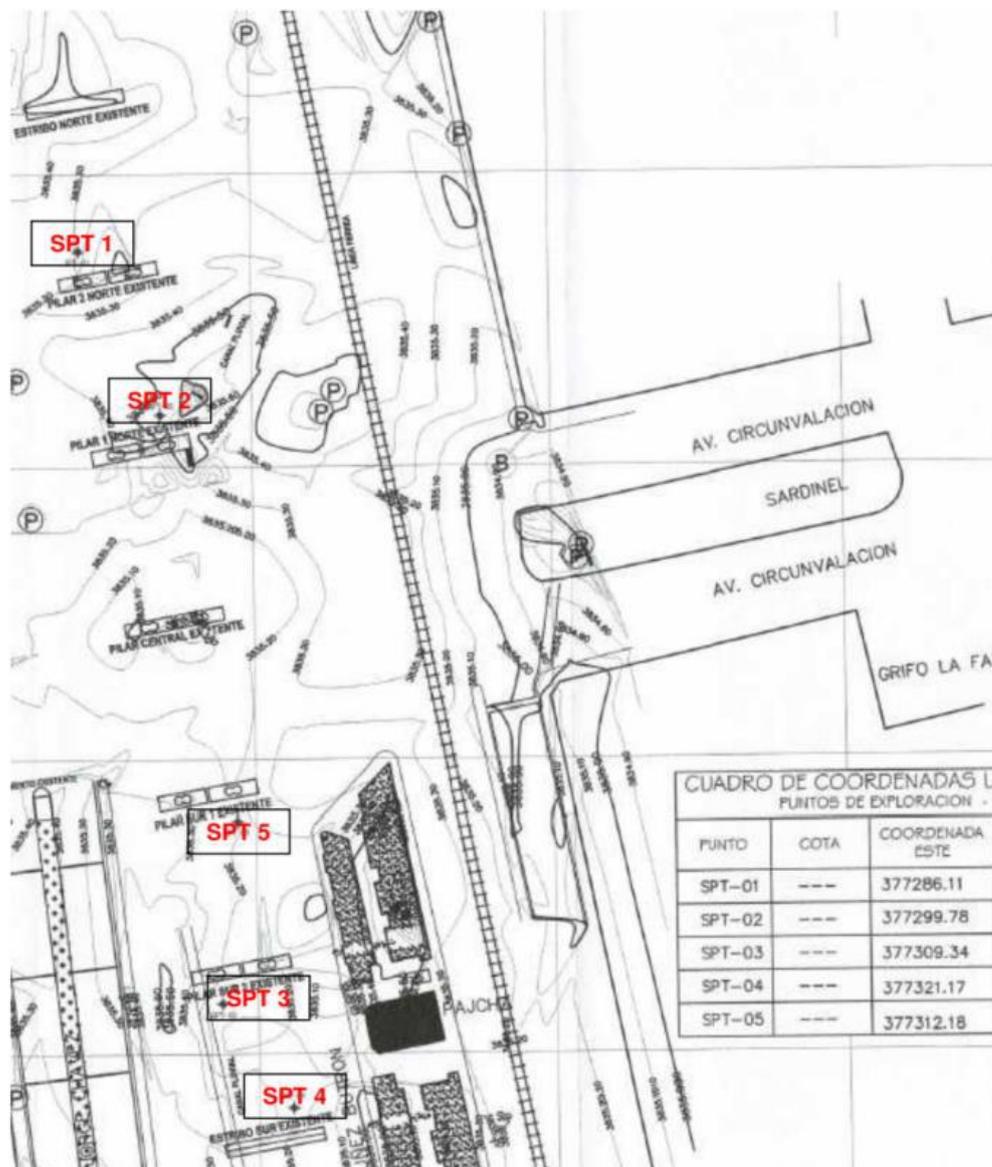
Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

3.5.8 Verificación de la capacidad admisible del terreno

Según el proyecto vigente, el estudio de mecánica de suelos fue elaborado por VF Contratistas Generales S.A.C. en el año 2020, la cual realizó cinco ensayos SPT en diferentes ubicaciones según se muestra en la figura 84.

Figura 84

Ubicación de ensayos SPT



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Según este estudio de mecánica de suelos, las capacidades admisibles se calculan empleando las ecuaciones establecidas por Terzaghi y Peck tal como se vio en el ítem 3.2.3.11 y los resultados obtenidos, considerando una profundidad de desplante de 3.00 m y que el nivel freático se ubica a 1.50 m bajo el nivel de terreno se obtuvieron los resultados de la tabla 33 (ver página 152).

Se verificó el cálculo de las capacidades admisibles con el mismo método y los mismos datos de entrada, y se verificó que es correcto el cálculo, sin embargo, en las conclusiones del estudio de mecánica de suelos se presentan resultados de una conversión errónea de unidades. Por ejemplo, para el SPT N°01 la capacidad admisible que muestran en los cálculos es de 731.15 kN/m², que es lo mismo que 7.45 kgf/cm²; sin embargo, en sus conclusiones presentan una capacidad portante de 0.984 kgf/cm².

Por lo cual se decidió, a manera de comprobación, recalcular las capacidades admisibles según las especificaciones AASHTO 2020, en su artículo 10.6.3.1.2.

$$q_u = c * N_{cm} + \gamma_q * D_f * N_{qm} * C_{wq} + 0.5 * \gamma_f * B * N_{\gamma m} * C_{w\gamma} \quad (65)$$

Donde:

c = Cohesión, tomada como la resistencia a corte no drenada

N_{cm} = Factor de capacidad por cohesión modificada

N_{qm} = Factor de capacidad por sobrecarga modificada

$N_{\gamma m}$ = Factor de capacidad por peso unitario modificada

γ_q = Peso unitario de suelo por encima de la profundidad de desplante

γ_f = Peso unitario de suelo por debajo de la profundidad de desplante

D_f = Profundidad de desplante

B = Ancho de cimentación

$C_{wq}, C_{wy} =$ Factores de corrección por nivel freático

$s_c, s_\gamma, s_q =$ Factores de corrección por forma de cimentación

$d_q =$ Factor de corrección por profundidad y por resistencia al corte en interfaz

$i_c, i_\gamma, i_q =$ Factores de corrección por inclinación de las cargas

Como datos de entrada se ha empleado el ángulo de fricción dado por los ensayos SPT, las cargas obtenidas del modelo estructural, por tratarse de suelos arenosos no cohesivos se ha empleado un valor de cero para la cohesión. El cálculo detallado de la capacidad admisible se muestra en el ANEXO E. El resumen se muestra en la tabla 60.

Tabla 60

Cálculo de capacidades admisibles según especificaciones AASHTO

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05	UNIDADES
c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	--
\emptyset	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71	°
yq	1.88	2.10	1.90	1.89	2.08	tf/m ³
q	5.64	6.31	5.71	5.67	6.23	tf/m ²
B'	7.16	7.16	7.16	7.16	7.16	m
L'	15.86	15.86	15.86	15.86	15.86	m
Df	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m
Ncm	40.64	50.67	38.72	37.74	53.39	--
Nqm	39.08	53.03	36.60	35.35	56.84	--
Nym	20.18	29.10	18.62	17.83	31.66	--
Cwq	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	--
Cwy	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	--
FS	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	--
qu	2287.20	3534.80	2158.94	2066.86	3755.51	kN/m ²
q_adm	762.40	1178.27	719.65	688.95	1251.84	kN/m ²
q_adm	7.77	12.01	7.34	7.03	12.77	kgf/cm ²

Nota. Elaborado en base a los resultados del estudio de mecánica de suelos y según el artículo 10.6.3.1.2 de las especificaciones AASHTO (2020)

Al respecto la Contraloría general de la República (2022), en su informe de hito de control N° 001-2022-OCI/0465-SCC, presenta como una de las situaciones adversas las deficiencias en la elaboración del expediente técnico. Dicho informe cuestiona los resultados del estudio de mecánica de suelos debido a que existe gran variabilidad de la capacidad admisible en diferentes ubicaciones y que no se presenta información referente al estribo norte y al pilar central. En el documento denominado “Reformulación del Diseño Estructural (Super Estructura)” del expediente técnico (Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca, 2020) se recomienda que se realicen los ensayos SPT en las ubicaciones faltantes y se complemente con alguna técnica geofísica (resistividad eléctrica, refracción sísmica u otro).

3.5.9 Verificación del diseño de pilares

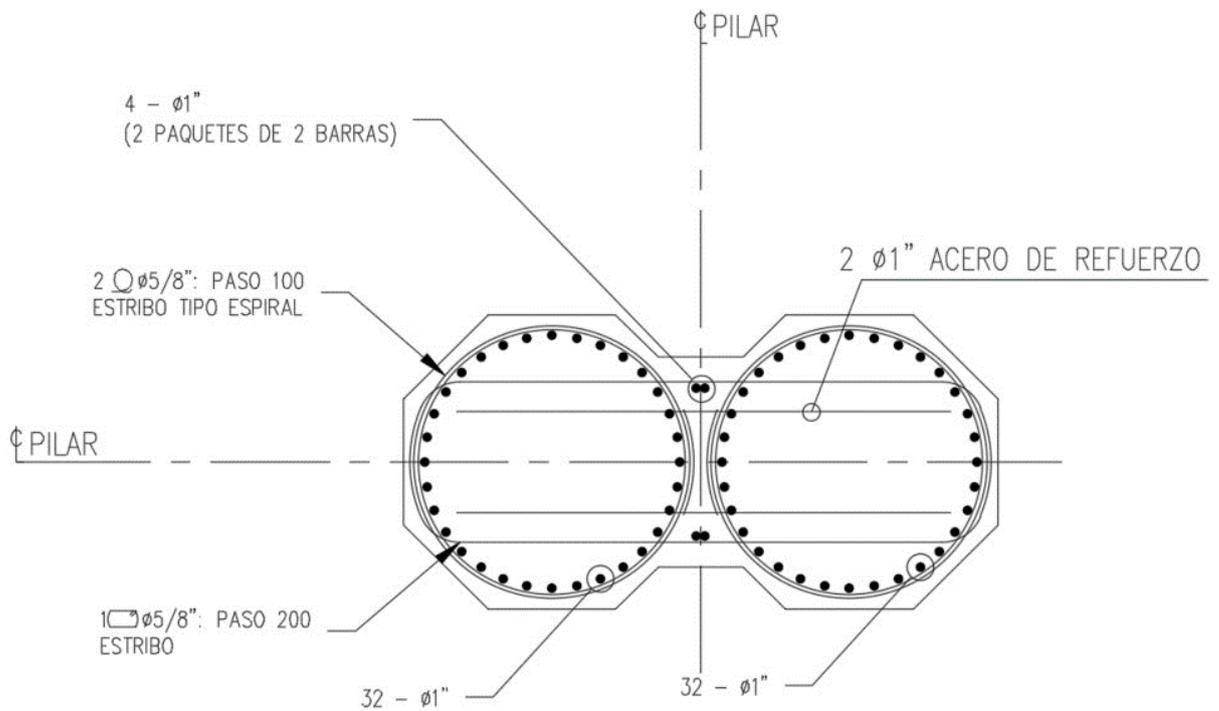
Para el modelo estructural de los pilares se ha considerado la geometría y el refuerzo indicado en el primer expediente técnico del proyecto hecho por la Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca (2013), esta geometría se muestra en la figura 85.

Para su verificación se ha cargado esta sección en el complemento General Section Designer del programa *Midas Civil* en base y se muestra en la figura 86.

Se ha realizado el análisis estructural de la estructura completa, a partir de la cual se verifico el diseño estructural de los pilares existentes para las combinaciones críticas de diseño, que en este caso corresponden a los estados últimos de resistencia I y evento extremo I, este último considerando el sismo aplicado en la dirección longitudinal como en la dirección transversal del puente.

Figura 85

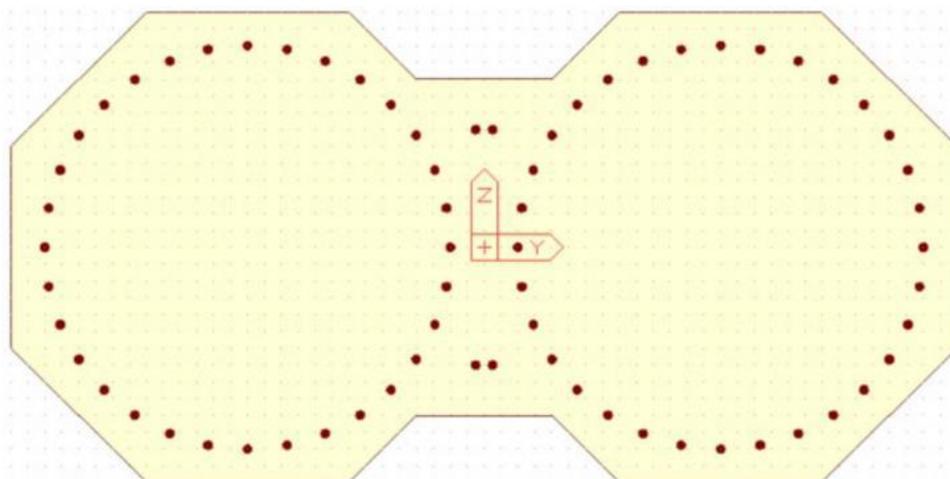
Sección transversal de pilar ejecutada



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N°118-2013-MPSRJ/GEMU

Figura 86

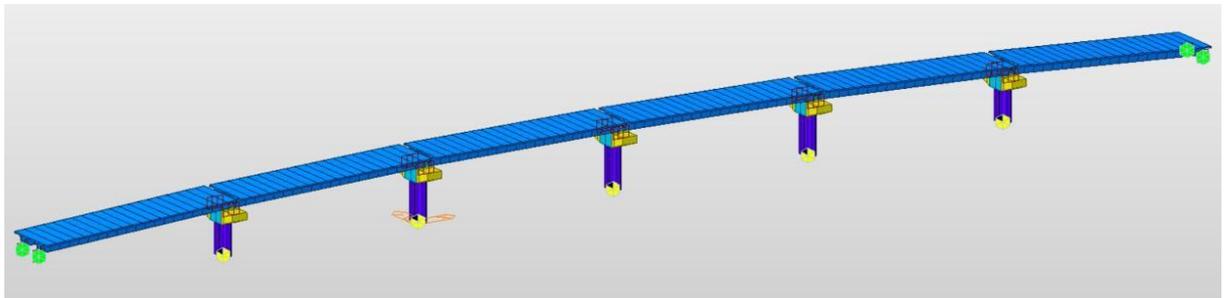
Sección de pilar en software de diseño



Nota. Elaborado y extraído del programa Midas Section General Designer

Figura 87

Modelo estructural de alternativa con vigas postensadas (1 sola vía)



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

El pilar con mayores solicitaciones es el pilar central, por ende, se empleará el mismo para la verificación estructural. Dichas solicitaciones se muestran en la tabla 61.

Tabla 61

Solicitaciones críticas en pilar central

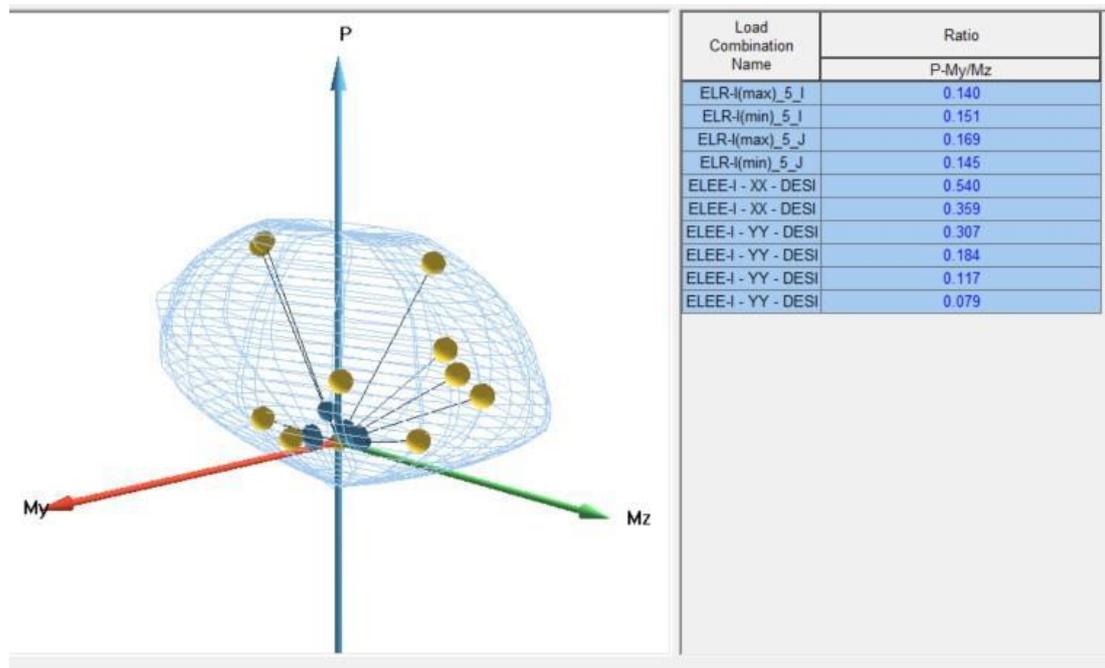
N°	Combinación	Pu (tf)	My (tf*m)	Mz (tf*m)	Vy (tf*m)	Vz (tf*m)
1	ELR-I(max)_5_I	520.00	164.40	246.66	0.14	0.14
2	ELR-I(min)_5_I	767.25	-58.61	-246.66	-0.14	-0.14
3	ELR-I(max)_5_J	459.42	98.40	247.49	0.14	0.14
4	ELR-I(min)_5_J	706.67	-73.63	-247.49	-0.14	-0.14
5	ELEE-I - XX - DESIGN(max)_5_	416.65	532.50	221.74	16.00	16.00
6	ELEE-I - XX - DESIGN(min)_5_	488.91	439.12	80.79	15.92	15.92
7	ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	416.65	213.43	574.69	53.23	53.23
8	ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	488.91	120.05	433.74	53.15	53.15
9	ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	368.19	63.73	255.78	53.23	53.23
10	ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	440.45	7.90	114.36	53.15	53.15

Nota. Elaboración propia

Finalmente se han generado los diagramas de interacción para los pilares y se verifica que la demanda sea menor que la resistencia provista por los mismos, para los estados límite de resistencia I y evento extremo I.

Figura 88

Verificación de pilar por flexo compresión



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Se verifica que la sección resiste las demandas y la proporción máxima demanda-capacidad es de 0.54 para el estado límite de evento extremo I con sismo aplicado en dirección longitudinal del puente. Las proporciones o ratios demanda-capacidad se presentan en la tabla 62. El procedimiento detallado se adjunta en el anexo F.

Tabla 62

Proporciones demanda-capacidad para pilar central

N°	Combinación	Ratio		
		Pu (tf)	My (tf*m)	Mz (tf*m)
1	ELR-I(max)_5_I	0.305	0.120	0.140
2	ELR-I(min)_5_I	0.151	0.151	0.151
3	ELR-I(max)_5_J	0.095	0.209	0.169
4	ELR-I(min)_5_J	0.181	0.142	0.145
5	ELEE-I - XX - DESIGN(max)_5_	0.540	0.540	0.540

N°	Combinación	Ratio		
		Pu (tf)	My (tf*m)	Mz (tf*m)
6	ELEE-I - XX - DESIGN(min)_5_	0.361	0.313	0.359
7	ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	0.309	0.307	0.307
8	ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	0.286	0.180	0.184
9	ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	0.124	0.117	0.117
10	ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	0.079	0.079	0.079

Nota. Elaborado en base a diseño estructural de pilar central existente

Se ha verificado que el acero existente en los pilares de concreto armado según los planos del proyecto original cumplen los requerimientos de diseño para la alternativa de superestructura de vigas postensadas bajo las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

3.5.10 Verificación del diseño de la cimentación de los pilares

Se ha verificado la cimentación correspondiente al pilar sur 02, debido a que es el que presenta una menor capacidad admisible del terreno y el ensayo SPT realizado en el mismo es el SPT N° 03. Las solicitaciones de diseño se han obtenido del modelo estructural realizado en el software estructural *Midas Civil* de la alternativa en estudio. Esta cimentación consiste en una cimentación combinada que recibe a dos pilares (una para cada vía) y cuyos detalles generales se presentan en la tabla 63.

Tabla 63

Geometría y material de cimentación de pilares

Detalles generales de cimentación combinada		
Longitud – dirección longitudinal	7.50	m
Longitud – dirección transversal	16.20	m
Espesor o peralte	1.50	m
Resistencia a la compresión de diseño ($f'c$)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y)	4200	kg/cm ²

Nota. Elaboración propia

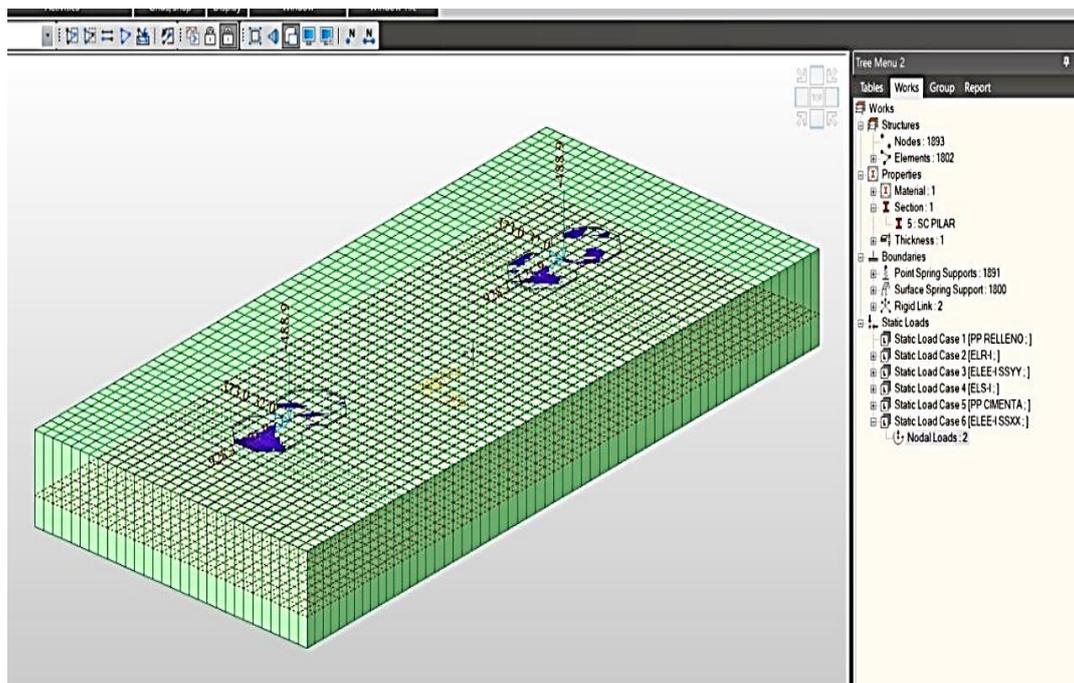
Se presenta en los siguientes ítems las verificaciones estructurales de esta cimentación de forma resumida. Se adjunta el cálculo detallado de las mismas, así como los modelos estructurales en el anexo G.

3.5.10.1 Verificación en planta – capacidad admisible del terreno

Se ha realizado un modelo estructural específico de la cimentación combinada, con las cargas actuantes de la superestructura y subestructura para estados límites de servicio, resistencia y evento extremo. En el modelo se han considerado elementos tipo shell debidamente discretizados, la zona del pilar se ha tomado como rígida y para el suelo se ha empleado resortes con coeficiente de elasticidad igual al módulo de Winkler o de balasto, considerando que se desprecie la resistencia del suelo a tracción. El módulo de balasto se ha determinado como $k = 659 \text{ tf/m}^2$ y el procedimiento de cálculo se presenta en el anexo G.

Figura 89

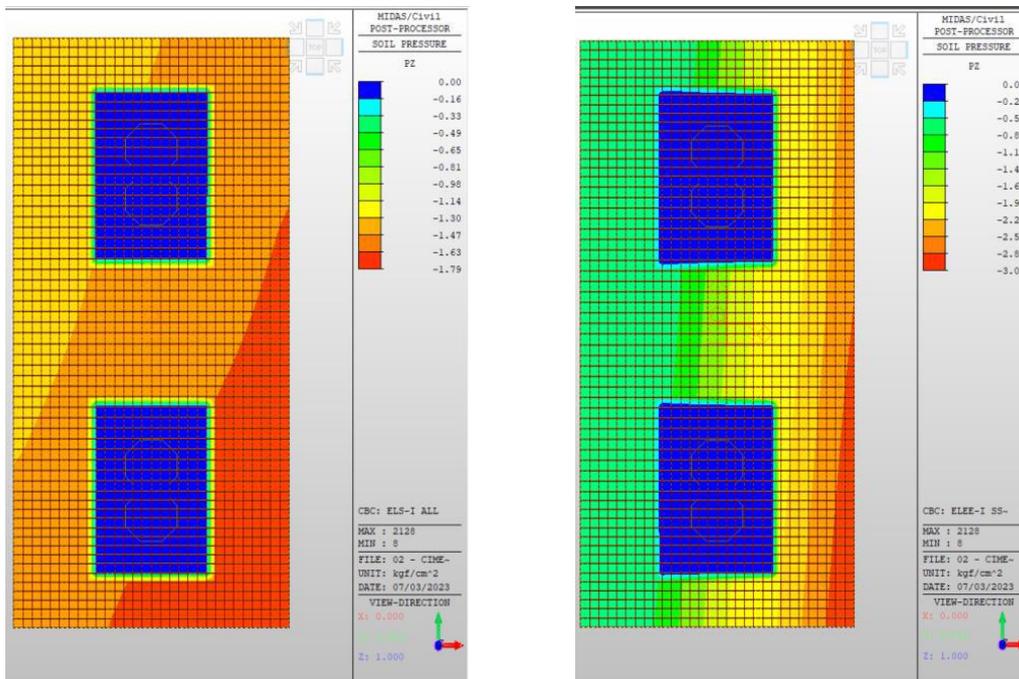
Modelo estructural de cimentación combinada



Nota. Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Figura 90

Presión actuante en suelo



Nota. La presión mostrada es en servicio (izquierda) y en evento extremo (derecha).
Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Para el estado límite de servicio, considerando el peso propio de la cimentación y el relleno por encima del mismo se han obtenido los siguientes resultados:

$$q_{act} = 1.79 \text{ kg/cm}^2 < \quad q_{adm} = 7.34 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK!}$$

Para el estado límite de evento extremo, considerando el peso propio de la cimentación y el relleno por encima del mismo se han obtenido los siguientes resultados:

$$q_{act} = 3.08 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_u = 22.01 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi = 0.45 \quad (\text{tabla 10.5.5.2.1 de AASHTO})$$

$$q_{res} = \phi * q_u = 9.91 \text{ kgf/cm}^2$$



$$q_{act} = 3.08 \text{ kg/cm}^2 < q_{res} = 9.91 \text{ kg/cm}^2 \quad \mathbf{OK!}$$

Se verifica que el suelo de cimentación cumple por capacidad de carga, de acuerdo a los requerimientos de las especificaciones AASHTO 2020.

3.5.10.2 Verificación por corte

El cortante último se ha tomado a una distancia "d" de la cara del pilar, de acuerdo a las especificaciones AASHTO 2020. Empleamos el procedimiento simplificado indicado en su artículo 5.7.3.4.1 para calcular ϵ_s y β .

$$V_u = 45.56 \text{ tf}$$

$$\phi_{CORTE} = 0.90 \quad \beta = 2$$

$$v_{u_{max}} = 8.87 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_u = 3.62 \text{ kgf/cm}^2 < v_{u_{max}} \quad \mathbf{OK!}$$

Se comprueba que el concreto de la cimentación es suficiente para resistir la cortante última actuante en la misma, bajo las especificaciones AASHTO LRFD (2020).

3.5.10.3 Verificación por punzonamiento

El cortante último se ha tomado a una distancia "d/2" de las caras del pilar, de acuerdo a las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

$$V_u = 103.34 \text{ tonf}$$

$$\phi_{CORTE} = 0.90 \quad b_o = 12.10 \text{ m}$$

$$v_{cu_{max}} = 17.02 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_u = 8.20 \text{ kgf/cm}^2 < v_{u_{max}} \quad \mathbf{OK!}$$

Se comprueba que el concreto de la cimentación es suficiente para resistir la cortante última por punzonamiento actuante en la misma, bajo las especificaciones AASHTO (2020).

3.5.10.4 Verificación del acero de refuerzo

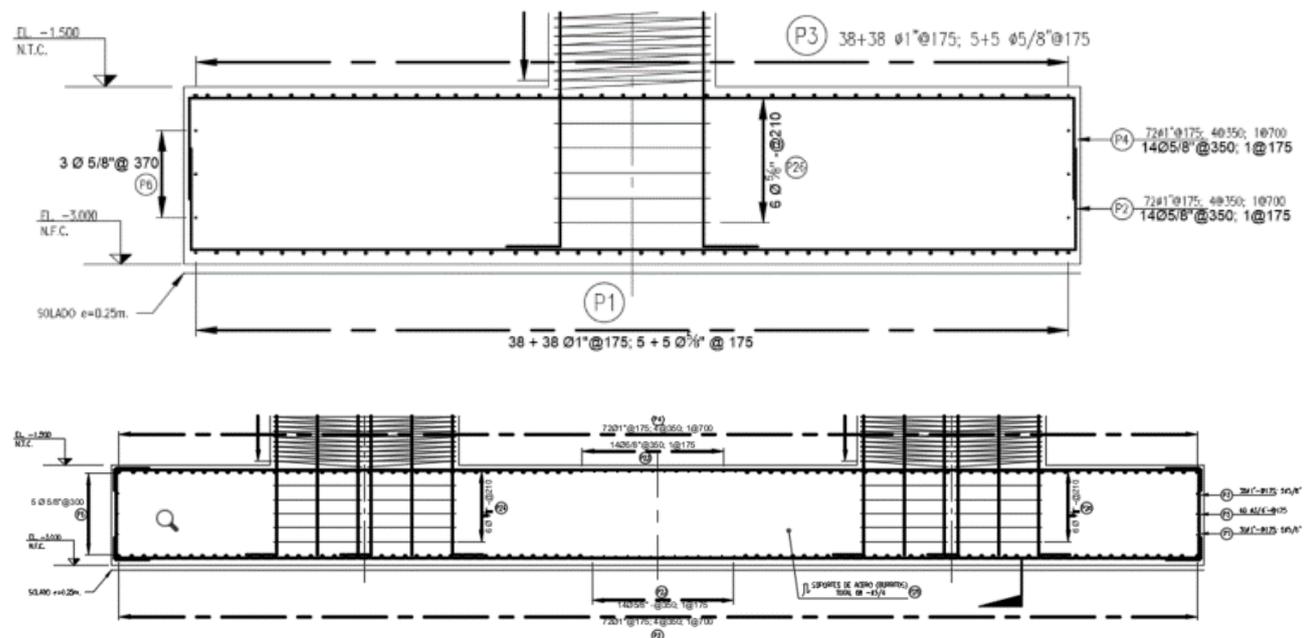
El armado de la cimentación se ha obtenido de los planos del proyecto inicial y se utilizaran para verificar estructuralmente el armado de la cimentación. Parte de este armado se presenta en la figura 91, mientras que el análisis en detalle se adjunta en el anexo G.

3.5.10.4.1 Sentido largo ($L = 16.20\text{ m}$)

La demanda de momento flector se obtuvo del modelo estructural y corresponde al estado límite de evento extremo con sismo principal en dirección transversal (Y-Y).

Figura 91

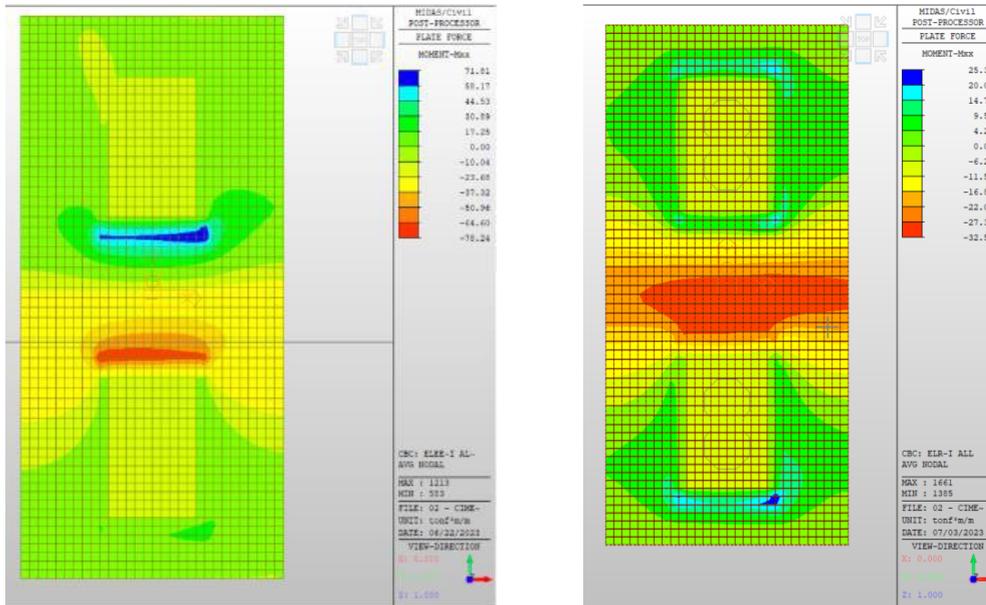
Armado de cimentación de pilares según proyecto inicial



Fuente. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N°118-2013-MPSRJ/GEMU

Figura 92

Momento flector actuante en cimentación (sentido largo)



Nota. Los resultados corresponden al evento extremo (izquierda) y al estado de resistencia (derecha). Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

$$M_u = \pm 78.24 \text{ tonf}\cdot\text{m}$$

Se ha determinado la cantidad de acero requerida para una franja de un metro.

$$d = 1.40 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0.90$$

$$A_s = 14.92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La cantidad de refuerzo mínimo viene dado por el valor mínimo de momento de:

- $M_{cr} = 138.05 \text{ tonf}\cdot\text{m}$
- $1.33 \cdot M_u = 104.06 \text{ tonf}\cdot\text{m}$



El valor de momento flector último que tenemos es menor que **104.06 tonf-m**, por ende, si no se cumple con la demanda de refuerzo mínimo. Entonces, el refuerzo mínimo debe corresponder al momento flector mencionado.

$$A_{S_{requerido}} = 19.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adicionalmente, el refuerzo por retracción y temperatura, según AASHTO (2020) resulta en:

$$A_{s \text{ temperatura}} = 11.33 \text{ cm}^2/\text{m} \quad | \quad S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

En el proyecto original se han empleado $\varnothing 1'' @ 17.5 \text{ cm}$ tanto en la cara superior como en la cara inferior.

$$A_{s_{provisto}} = 28.95 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s_{requerido}} = 19.91 \text{ kgf/cm}^2 \text{ OK!}$$

3.5.10.4.2 Sentido corto ($B = 7.50 \text{ m}$)

La demanda de momento flector se obtuvo del modelo estructural y corresponde al estado límite de evento extremo con sismo principal en dirección longitudinal (X-X). Esta sollicitación se muestra en la figura 93

$$M_u = 69.99 \text{ tonf}\cdot\text{m} \text{ (tracción actuando en franja inferior)}$$

Se ha determinado la cantidad de acero requerida para una franja de un metro de ancho.

$$d = 1.40 \text{ m}$$

$$\varnothing = 0.90$$

$$A_s = 13.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La cantidad de refuerzo mínimo viene dado por el valor mínimo de momento de:

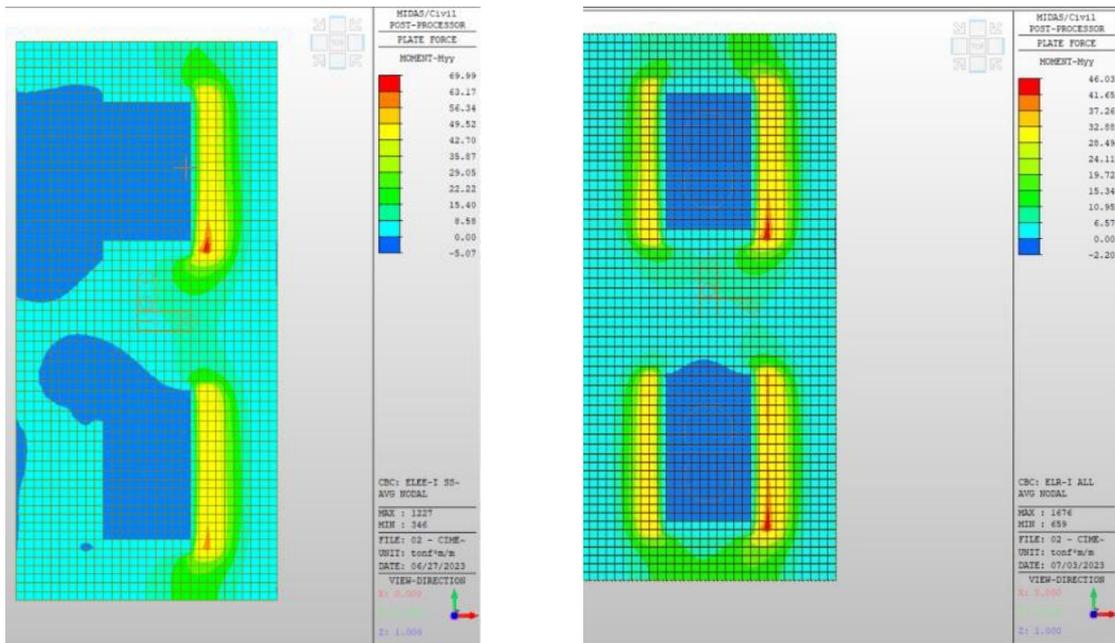
- $M_{cr} = 298.19 \text{ tonf}\cdot\text{m}$
- $1.33 \cdot M_u = 201.07 \text{ tonf}\cdot\text{m}$

El valor de momento flector último que tenemos es menor que **201.07 tonf·m**, por ende, se no se cumple con la demanda de refuerzo mínimo. Entonces, el refuerzo mínimo debe corresponder al momento flector mencionado.

$$A_{s_{requerido}} = 17.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Figura 93

Momento flector actuante en cimentación (sentido largo)



Nota. Para el evento extremo (izquierda) y el estado límite de resistencia (derecha).
Elaborado y extraído del programa *Midas Civil*

Adicionalmente, el refuerzo por retracción y temperatura, según AASHTO (2020) resulta en:

$$A_{s_{temperatura}} = 11.33 \text{ cm}^2/\text{m} \quad | \quad S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

Este último es el que se debe de colocar en la cara superior en la dirección de análisis. En el proyecto original se han empleado $\emptyset 1'' @ 17.5$ cm tanto en la cara inferior y en la cara superior.

$$A_{s_{provisto}} = 28.95 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s_{requerido}} = 19.91 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK! (inferior)}$$

$$A_{s_{provisto}} = 28.95 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s_{requerido}} = 13.33 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK! (superior)}$$

3.5.11 Verificación del diseño de estribos

Se ha verificado el estribo sur, debido a que en las proximidades del mismo se ha realizado un ensayo SPT, el cual es denominado SPT N° 04. Las solicitaciones de diseño se han extraído del modelo estructural realizado en el software estructural *Midas Civil* de la alternativa en estudio, el cual se adjunta en el anexo H.

Esta cimentación consiste en una cimentación combinada que recibe a dos pilares (una para cada vía) y cuyos detalles generales se presentan en la tabla 64.

Tabla 64

Geometría y material de cimentación de pilares

Detalles generales de cimentación combinada		
Altura de estribo	7.80	m
Ancho de pantalla	2.20	m
Ancho del cimiento	6.00	m
Espesor o peralte del cimiento	1.50	m
Ancho del parapeto	0.50	m
Base del parapeto	1.50	m
Resistencia a la compresión de diseño ($f'c$)	280	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (f_y)	4200	kg/cm ²

Nota. Elaborado en base a información del primer expediente técnico

Se presenta en las tablas 65 y 66 las cargas verticales y horizontales actuantes en el estribo y las verificaciones estructurales correspondientes de forma resumida para dos condiciones o etapas, la primera referida al estribo con la superestructura apoyada por encima y la segunda donde aún no se ha construido la superestructura. Se adjunta el cálculo detallado de las mismas en el anexo H.

Tabla 65*Resumen de cargas verticales*

Carga	Tipo	V (tonf/m)	Xa (m)	Mv (tonf*m/m)
Peso propio de estribo	DC	48.74	3.03	147.76
Peso de superestructura	DC	17.61	2.50	44.03
Asfalto de superestructura	DW	0.00	2.50	0.00
Empuje vertical del terreno	EV	28.02	4.26	119.40
Carga móvil de superestructura	LL+IM	14.37	2.50	35.93
Sobrecarga móvil sobre estribo	LS	2.16	5.05	10.88
Total		110.90		357.99

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

Tabla 66*Resumen de cargas horizontales*

Carga	Tipo	H (tonf/m)	Ya (m)	Mh (tonf*m/m)
Sobrecarga móvil sobre estribo	LS	2.96	3.90	11.52
Empuje horizontal del terreno	EH	19.21	2.60	49.94
Empuje sísmico del terreno	EQ	6.11	3.90	23.82
Fuerza inercial de estribo	EQ	6.08	3.19	19.41
Fuerza inercial de superestructura	EQ	5.58	7.05	39.33
Fuerza de frenado	BR	1.00	9.60	9.60
Total		40.93		153.63

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.1 Estribo con superestructura construida

Se establecen los estados límite de resistencia utilizados y sus correspondientes factores de carga utilizados buscando las condiciones más desfavorables para las verificaciones estructurales correspondientes. Los factores de carga utilizados para cada estado límite se presentan en la tabla 67.

Tabla 67

Factores de carga utilizados

Estado límite	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia 1a	0.90	0.65	1.00	--	--	1.75	1.50	--	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia 1b	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	--	1.75	Presiones
Evento extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	1.75	0.50	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.75	1.00	--	1.00	Agrietamiento

Nota. Elaborado según las especificaciones AASHTO 2020

A partir de las solicitaciones determinadas y los factores de carga aplicables se obtienen las solicitaciones críticas actuantes en el estribo que deben satisfacer los requerimientos de diseño según las especificaciones AASHTO 2020.

3.5.11.1.1 Verificación por vuelco del estribo

La excentricidad de las cargas actuantes para los estados límites de resistencia y evento extremo deben de satisfacer las excentricidades permisibles dadas por los artículos 11.6.3.3 y 11.6.5.1 de las especificaciones AASHTO (2020), respectivamente. La finalidad es evitar el vuelco del estribo respecto al punto más “sobresaliente” del mismo. En la tabla 68 se muestra el procedimiento resumido.

Tabla 68

Verificación por vuelco – Estribo con puente

Estado límite	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	ϵ_{max}	OBS
	tonf/m	tonf-m	tonf-m	m	m	m	
Resistencia 1a	87.74	292.00	111.88	2.05	0.95	2.00	OK
Resistencia 1b	149.68	482.83	111.88	2.48	0.52	2.00	OK
Evento extremo I	102.63	334.59	143.07	1.87	1.13	2.20	OK

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.1.2 Verificación por deslizamiento en base de estribo

El estribo no debe deslizarse en su base debido a las cargas horizontales actuantes, la capacidad resistente se determina según el coeficiente de fricción indicado en el artículo 10.6.3.3 de las especificaciones AASHTO (2020).

Tabla 69

Verificación por deslizamiento en la base – Estribo con puente

Estado límite	V_U	RESISTENCIA $F_f = \mu(\phi_T V_U)$	ACTUANTE H_U	$F_f > H_u$
	tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Resistencia 1a	87.74	50.55	35.73	CUMPLE
Resistencia 1b	149.68	86.25	35.73	CUMPLE
Evento extremo I	102.63	59.14	38.95	CUMPLE

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.1.3 Verificación de presiones actuantes en la base del estribo

El terreno por debajo del estribo debe ser capaz de soportar las presiones actuantes que provienen de la estructura (subestructura y superestructura) para todos los estados

límite pertinentes. Las capacidades resistentes para el estado límite de resistencia y para el estado límite de evento extremo se obtienen según el artículo 10.6.3.1.1 y se emplean los factores de reducción de resistencia correspondientes.

$$q_n = 21.08 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q_{adm} = q_n / F.S. = 7.03 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Estado límite de servicio})$$

$$q_{r_ELR} = \phi_b * q_n = 11.59 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Estado límite de resistencia} - \phi=0.55)$$

$$q_{r_ELR} = \phi_b * q_n = 16.86 \text{ kgf/cm}^2 \quad (\text{Estado límite de evento extremo} - \phi=0.80)$$

El resumen de la verificación por presión en la base del estribo, para la situación donde ya se ha construido la superestructura se presenta en la tabla 70; y se profundiza en su desarrollo en el anexo H.

Tabla 70

Verificación por presión en la base – Estribo con puente

Estado límite	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q = \frac{V_U}{B - 2e}$	q_R	OBS
	tonf/m	tonf/m	tonf/m	m	m	kg/cm ²		
Resistencia 1a	87.74	292.00	111.88	2.05	0.95	2.14	11.59	OK
Resistencia 1b	149.68	482.83	111.88	2.48	0.52	3.02	11.59	OK
Evento extremo I	102.63	334.59	143.07	1.87	1.13	2.75	16.86	OK
Servicio I	78.92	278.04	61.47	2.74	0.26	1.44	7.03	OK

Nota. Elaboración propia

3.5.11.2 Estribo sin superestructura construida

Este caso corresponde a la etapa en la cual la superestructura aún no ha sido construida, en la cual el estribo ya se encuentra solicitado e incluso es probable que se

produzcan sismos durante esta etapa. Se aplican las mismas verificaciones estructurales y los mismos factores de carga presentados en la tabla 67.

3.5.11.2.1 Verificación por vuelco del estribo

Se muestra la verificación de forma resumida en la tabla 71.

Tabla 71

Verificación por vuelco – Estribo con puente

Estado límite	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e_{max}	OBS
	tonf/m	tonf-m	tonf-m	m	m	m	
Resistencia 1a	71.89	252.38	95.08	2.19	0.81	2.00	OK
Resistencia 1b	102.52	364.93	95.08	2.63	0.37	2.00	OK
Evento extremo I	77.84	272.60	98.93	2.23	0.77	2.20	OK

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.2.2 Verificación por deslizamiento en base de estribo

Se muestra la verificación de forma resumida en la tabla 72.

Tabla 72

Verificación por deslizamiento en la base – Estribo con puente

Estado límite	V_U	RESISTENCIA $F_f = \mu(\varphi_T V_U)$	ACTUANTE H_U	$F_f > H_u$
	tonf/m	tonf/m	tonf/m	
Resistencia 1a	71.89	41.42	33.98	CUMPLE
Resistencia 1b	102.52	59.07	33.98	CUMPLE
Evento extremo I	77.84	44.85	32.87	CUMPLE

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.2.3 Verificación de presiones actuantes en la base del estribo

Se muestra la verificación de forma resumida en la tabla 73.

Tabla 73

Verificación por presión en la base – Estribo con puente

Estado límite	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q = \frac{V_U}{B - 2e}$	q_R	OBS
	tonf/m	tonf/m	tonf/m	m	m	kg/cm ²		
Resistencia 1a	71.89	252.38	95.08	2.19	0.81	1.64	11.59	OK
Resistencia 1b	102.52	364.93	95.08	2.63	0.37	1.95	11.59	OK
Evento extremo I	77.84	272.60	98.93	2.23	0.77	1.74	16.86	OK
Servicio I	78.92	278.04	61.47	2.74	0.26	1.44	7.03	OK

Nota. Elaborado en base a la verificación estructural del estribo

3.5.11.3 Verificación del acero de refuerzo

El armado del estribo se ha obtenido de los planos del proyecto inicial y en base a ello se realizó la verificación estructural. Se presenta en la figura 94.

3.5.11.3.1 Verificación del acero en la pantalla de contención

Se han obtenido las siguientes demandas de momento flector.

$$M_u = 66.80 \text{ tonf}\cdot\text{m} \quad (\text{Estado límite de resistencia})$$

$$M_u = 83.25 \text{ tonf}\cdot\text{m} \quad (\text{Estado límite de evento extremo})$$

Se ha determinado la cantidad de acero requerida para una franja de un metro de ancho.

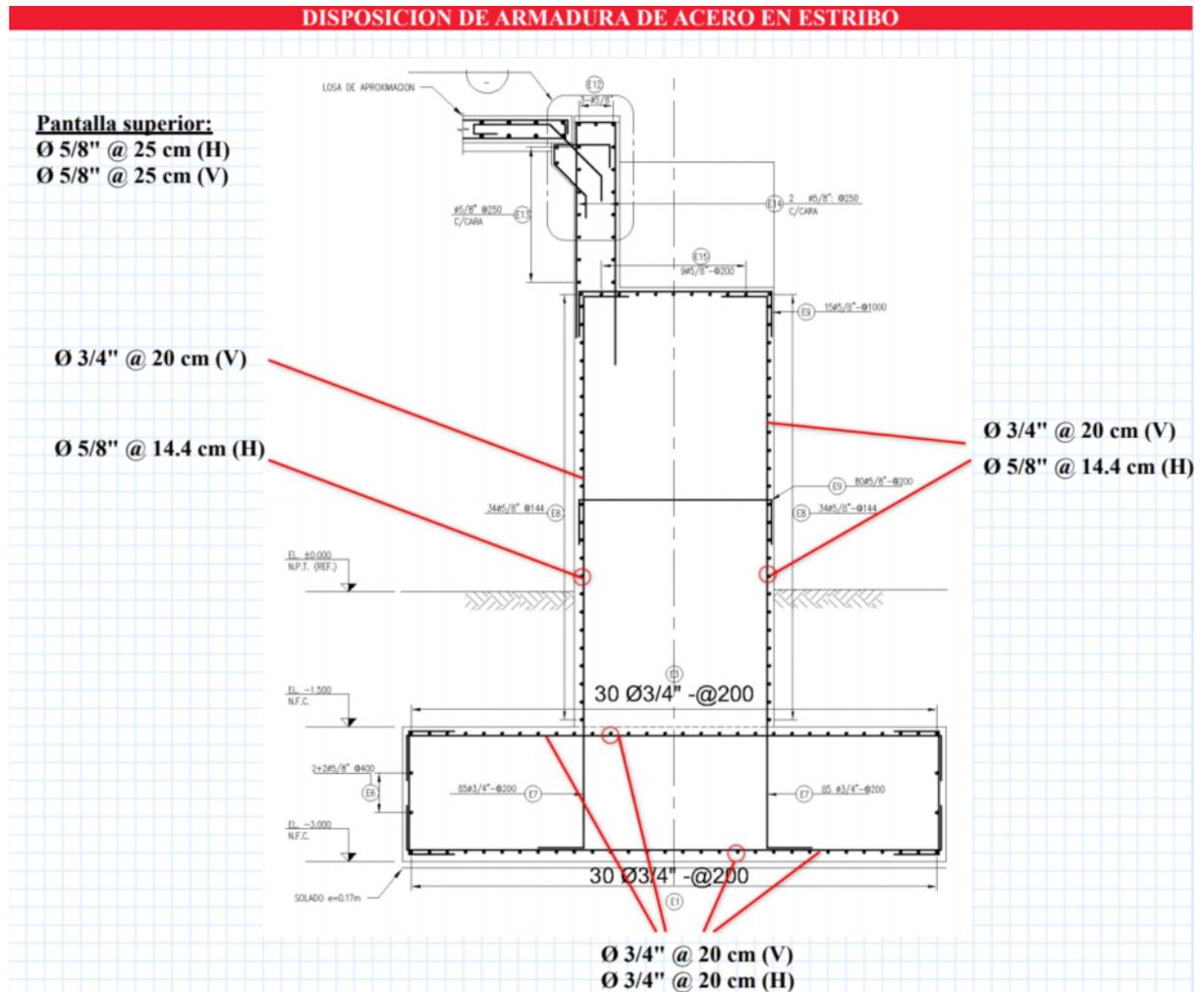
$$d = 2.14 \text{ m}$$

$$\phi_{EE} = 1.00$$

$$A_s = 9.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Figura 94

Armado de estribos según proyecto inicial



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N°118-2013-MPSRJ/GEMU

La cantidad de refuerzo mínimo viene dado por el valor mínimo de momento de:

- $M_{cr} = 258.46 \text{ tonf-m}$
- $1.33 * M_u = 110.72 \text{ tonf-m}$

El valor de momento flector último que tenemos es menor que **110.72 tonf-m**, por ende, no se cumple con la demanda de refuerzo mínimo. Entonces, el refuerzo mínimo debe corresponder al momento flector mencionado.



$$A_{s_{requerido}} = 12.40 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El refuerzo por retracción y temperatura, según AASHTO (2020) es:

$$A_{s_{temperatura}} = 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\max} = 0.45 \text{ m} \quad (\text{recomendación})$$

$$S_{\max_{\text{fisuración}}} = 0.46 \text{ m} \quad (\text{verificado por fisuración})$$

En el proyecto original se han empleado $\emptyset 3/4'' @ 20 \text{ cm}$ longitudinalmente, tanto en la cara de la interfaz con el terreno como en la cara libre.

$$A_{s_{provisto}} = 14.25 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s_{requerido}} = 12.70 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{\max} = 45.00 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Además, se han empleado $\emptyset 5/8'' @ 14.4 \text{ cm}$ transversalmente, tanto en la cara de la interfaz con el terreno como en la cara libre.

$$A_{s_{provisto}} = 13.75 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s_{requerido}} = 12.70 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

3.5.11.3.2 Verificación por corte en la pantalla del estribo

El cortante último se ha tomado en la cara de la cimentación del estribo, según las especificaciones AASHTO LRFD 2020. Empleamos el procedimiento general indicado en el artículo 5.7.3.4.2 de (AASHTO, 2020) para calcular ϵ_s y β .

$$V_u = 25.94 \text{ tf} \quad (\text{Estado límite de evento extremo})$$

$$\emptyset_{\text{CORTE}} = 0.90$$

$$d_{\text{CORTE}} = 2.13 \text{ m}$$

$$\beta = 0.76$$

$$\epsilon = 0.002575$$



$$V_c = 62.07 \text{ tonf}$$

$$\phi_{\text{CORTE}} * V_c = 55.86 \text{ tonf} < V_u \quad \mathbf{OK!}$$

Se verifica que el concreto de la pantalla del estribo es capaz de resistir la cortante última actuante en el misma, bajo las especificaciones AASHTO LRFD (2020).

De igual forma se verificó que la pantalla superior del estribo cumpla con los requerimientos de diseño de las especificaciones AASHTO LRFD (2020), el detalle del mismo y de la verificación estructural del estribo detallada se presenta en el anexo H.

3.5.11.3.3 Verificación del acero en la cimentación del estribo

Se ha obtenido las siguientes demandas de momento flector.

$$M_u = 40.73 \text{ tonf}\cdot\text{m} \quad (\text{Estado límite de resistencia 1b – Cara superior del talón})$$

Se ha determinado la cantidad de acero requerida para una franja de un metro.

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

$$\phi_{\text{ELR}} = 0.90$$

$$A_s = 7.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

La cantidad de refuerzo mínimo viene dado por el valor mínimo de momento de:

- $M_{cr} = 109.68 \text{ tonf}\cdot\text{m}$
- $1.33 * M_u = 54.17 \text{ tonf}\cdot\text{m}$

El valor de momento flector último que tenemos es menor que **54.17 tonf-m**, por ende, no se cumple con la demanda de refuerzo mínimo. Entonces, el refuerzo mínimo debe corresponder al momento flector mencionado.

$$A_{s_{\text{requerido}}} = 10.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$



El refuerzo por retracción y temperatura, según AASHTO (2020) es:

$$A_s \text{ temperatura} = 10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

En el proyecto original se han empleado $\varnothing 3/4'' @ 20 \text{ cm}$ longitudinalmente y transversalmente en la cara superior.

$$A_{s\text{provisto}} = 14.25 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s\text{requerido}} = 10.80 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{\max} = 30.00 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

De igual forma se han empleado $\varnothing 3/4'' @ 20 \text{ cm}$ longitudinalmente y transversalmente en la cara inferior. Para la cual la demanda de momento flector es de $51.95 \text{ tonf}\cdot\text{m}$ y se obtiene asumiendo la presión de reacción del terreno como una carga linealmente distribuida.

$$A_{s\text{provisto}} = 14.25 \text{ kgf/cm}^2 > A_{s\text{requerido}} = 13.08 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$S = 20 \text{ cm} < S_{\max} = 30.00 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

3.5.11.3.4 Verificación por corte en la cimentación del estribo

El cortante último se ha tomado según las especificaciones AASHTO LRFD 2020. Empleamos el procedimiento simplificado indicado en el artículo 5.7.3.4.1 de (AASHTO, 2020) para calcular la cortante resistente.

$$V_u = 42.87 \text{ tf} \text{ (Estado límite de resistencia I – talón de la cimentación)}$$

$$V_u = 18.55 \text{ tf} \text{ (Estado límite de resistencia I – punta de la cimentación)}$$

$$\phi_{\text{CORTE}} = 0.90$$

$$d_{\text{CORTE}} = 1.40 \text{ m}$$



$$\beta = 2$$

$$V_c = 97.95 \text{ tonf}$$

$$\phi_{\text{CORTE}} * V_c = 88.16 \text{ tonf} < V_u \quad \mathbf{OK!}$$

Se verifica que el concreto de la pantalla del estribo es capaz de resistir la cortante última actuante en el mismo tanto para el talón como para la punta, bajo las especificaciones AASHTO LRFD (2020). El procedimiento detallado se presenta en el anexo H.

3.6 SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

3.6.1 Descripción de la solución estructural

Se ha optado por tableros de sección compuesta: Vigas I de acero estructural con losa de concreto armado; la parte superior del tablero presenta una variación parabólica, con una pendiente longitudinal de 4% que se adecúa a las alturas de los pilares existentes.

El tablero es un sistema continuo y comprende seis tramos (30.00 m cada uno) por cada vía, los apoyos son de neopreno reforzado y en cada apoyo se han dispuesto dispositivos de control sísmico.

La losa presenta un espesor de 0.21 m, y además servirá como superficie de rodadura, por lo que se le considero un recubrimiento superior libre de 4 cm.

Las vigas metálicas tipo “I” (tres vigas por tablero) presentan variación parabólica en su perfil superior del ala superior y el ala inferior presenta perfil parabólico en las zonas centrales de los vanos variando linealmente hacia los apoyos; para los tramos extremos que se conectan con los estribos, en ese caso las vigas son de peralte constante.

Cada tablero cuenta con diafragmas transversales, sobre los apoyos se han dispuesto vigas híbridas y en las zonas centrales de los tramos se han dispuesto diafragmas de acero estructural.

Se presenta la elevación y secciones típicas en la figura 95 y con mayor detalle en los planos adjuntos en el anexo B.

3.6.2 Materiales

Tabla 74

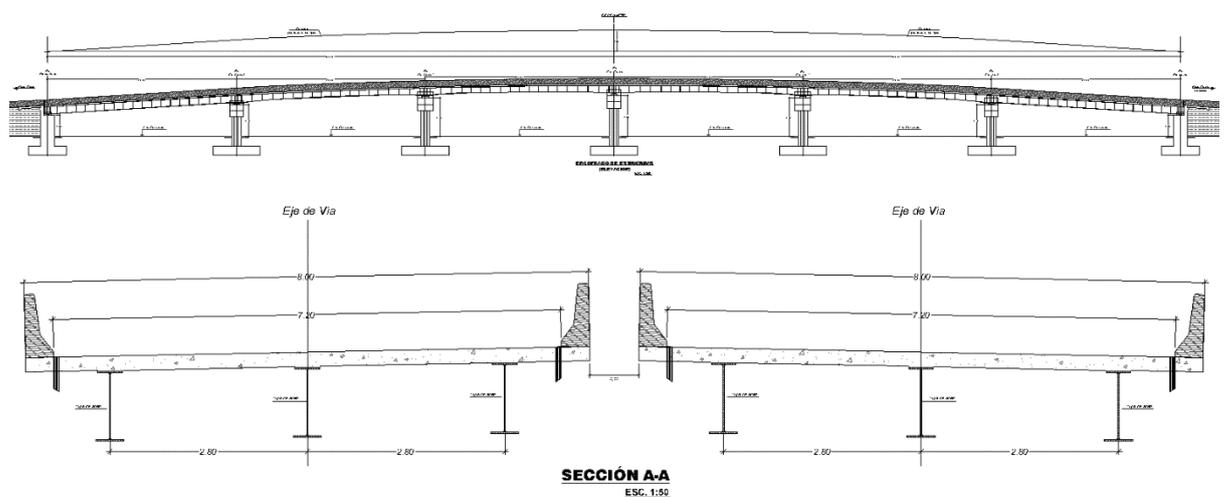
Propiedades del concreto de la viga diafragma, losa e infraestructura

Propiedades del concreto – Losa e infraestructura		
Peso específico	2400	kg/m ³
Resistencia a la compresión de diseño (f'c)	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E)	29.37	GPa
Módulo de corte (G)	12.26	GPa

Nota. Elaborado en base a la información del último expediente técnico (saldo de obra)

Figura 95

Elevación y secciones del tablero con vigas metálicas



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 75*Propiedades del acero estructural*

Tipo de elemento	Propiedad	Valor	Unidad
Vigas principales y rigidizadores en apoyos – ASTM A-709 grado 50	Esfuerzo de fluencia (fy)	352.00	MPa
Vigas diafragma, rigidizadores intermedios y arrioste temporal - ASTM A36	Esfuerzo de fluencia (fy)	253.00	MPa
Uniones de montaje como pernos de alta resistencia – ASTM A490	Esfuerzo de fluencia (fy)	643.00	MPa
Soldaduras (en su mayoría en taller)	Electrodos AWS E7018 o similar		
Conectores de corte tipo NELSON STUD	Esfuerzo último mínimo (fu)	420.00	MPa
	Esfuerzo de fluencia (fy)	352.00	MPa

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Tabla 76*Propiedades de la armadura pasiva*

Propiedades del acero de presfuerzo – ASTM A416-270 de baja relajación		
Esfuerzo último (fpu)	633	MPa
Esfuerzo de fluencia (fpy)	420	MPa
Módulo de elasticidad (E)	199.95	GPa

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

3.6.3 Análisis estructural

Para realizar este análisis estructural se han empleado los programas de cómputo CSI Bridge v21 y SAFE v16.

3.6.4 Predimensionamiento

Las vigas y la losa de concreto armado se predimensionaron según la tabla 2.9.1.4.5.1c-1 del manual de puentes del MTC del 2018, mostrado en la tabla 44.



Para el peralte del tablero mínimo, considerando que se trata de tramos continuos:

$$hf = 0.032 \cdot 30 = \mathbf{0.96 \text{ m}} \rightarrow \text{Peralte considerando tablero}$$

En primera instancia se consideró un peralte total y constante de 1.10 m. Sin embargo, para este peralte las deflexiones debidas a cargas permanentes y móviles resultaron excesivas, por lo que se optimizaron las secciones de acuerdo a la siguiente configuración:

- Tramos exteriores (con un apoyo en estribo), tablero con un peralte constante de 1.35 m.
- Tramos interiores, el peralte varía de 1.35 m en los pilares hasta 1.20 m en el centro de los vanos.

La variación geométrica se detalla en el despiece de vigas presentado en los planos estructurales adjuntos en el anexo B.

Para la losa, el espesor de la misma se estimó según:

$$e_{\text{-min}} = 0.17 \text{ m}$$

$$e = 0.10 + S/30. \quad \text{Para } S' = 2.80 \text{ m} \rightarrow e = 0.193 \text{ m}$$

Finalmente consideramos un espesor total de losa de **e = 21cm**.

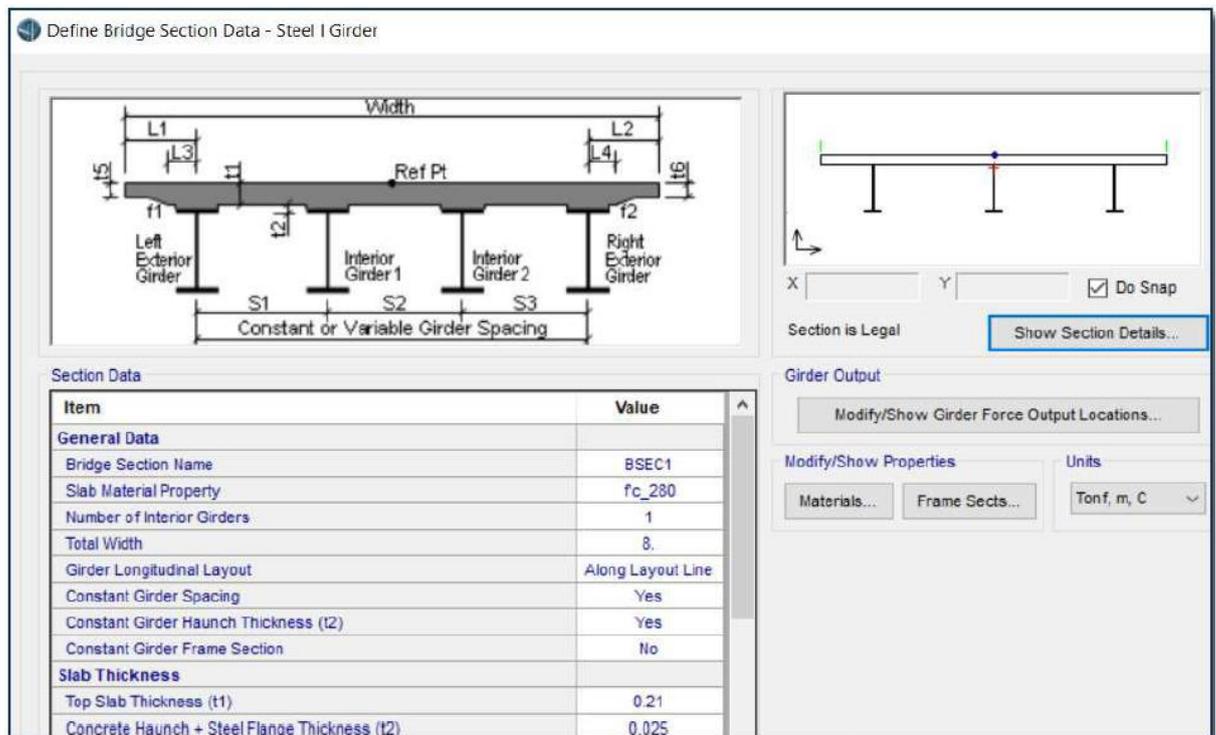
Se ha optado por no considerar una capa asfáltica como superficie de desgaste debido a que se pretende aligerar el peso de la superestructura.

3.6.5 Modelo estructural

Se ha definido el modelo estructural en el programa *Csi Bridge*. Se han considerado 2 carriles de diseño de 3.60 m de ancho en cada vía, ver figura 97.

Figura 96

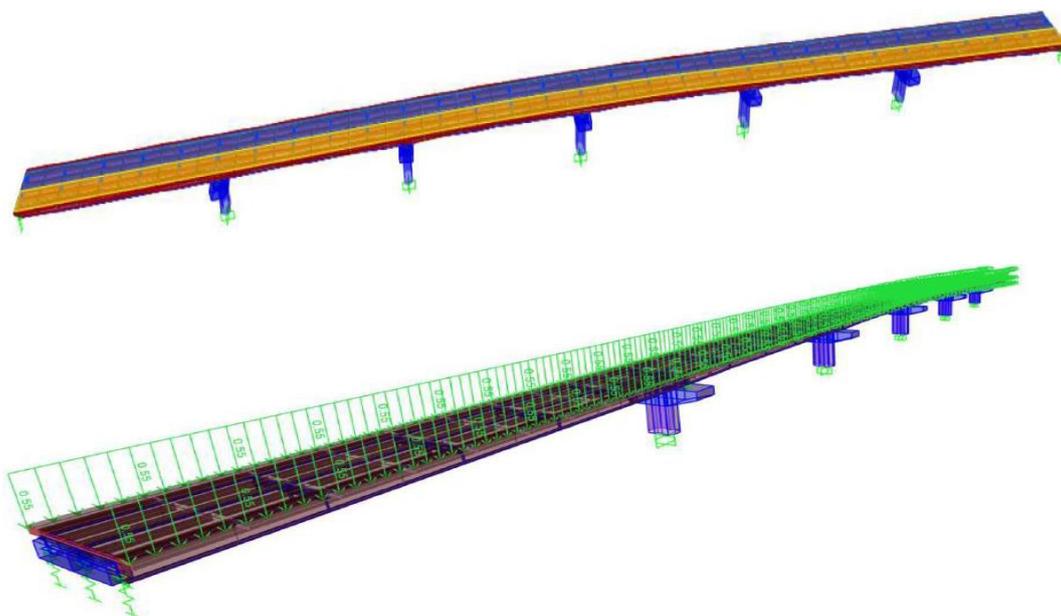
Modelo estructural de una vía con vigas metálicas



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 97

Modelo estructural – 2 carriles de diseño y cargas aplicadas



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

La sobrecarga vehicular de acuerdo a AASHTO (2020), se componen por HL-93K, HL-93M y HL-93S, las cuales se muestran en las figuras 98, 99 y 100.

Figura 98

Carga vehicular HL-93M en programa CSI Bridge v21

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93M-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2152		0.9524	Fixed Width	3.048	15.0819	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Straddle Reduction Factor: []

OK Cancel

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 99

Carga vehicular HL-93K en programa CSI Bridge v21

General Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K-1 Units: Tonf, m, C

Floating Axle Loads:

	Value	Width Type	Axle Width
For Lane Moments	0	One Point	
For Other Responses	0	One Point	

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments

Usage:

Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load:

Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Length Effects:

Axle: None
 Uniform: None

Loads:

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	4.8262	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	19.3049	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

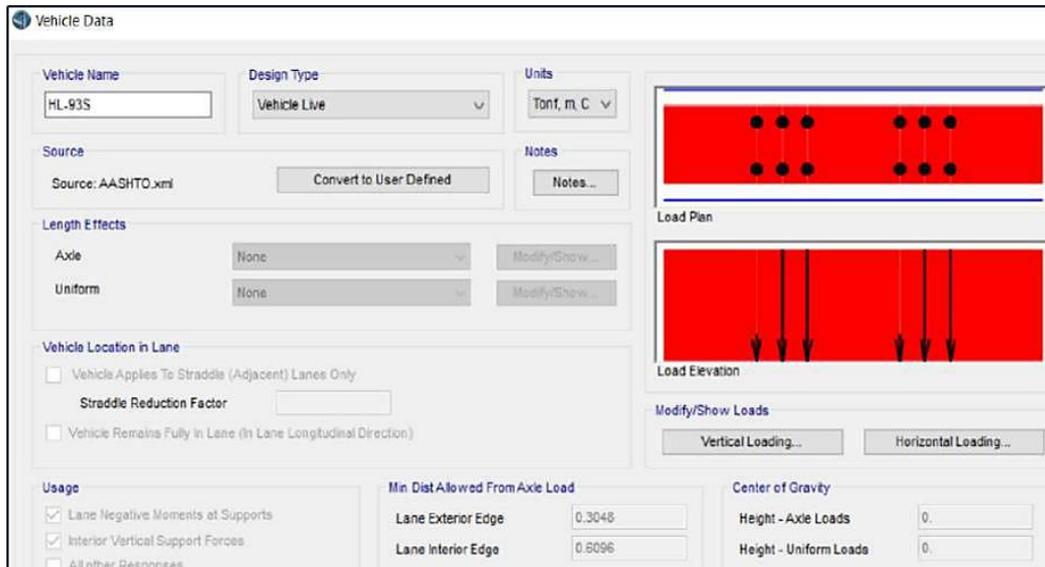
Straddle Reduction Factor: []

OK Cancel

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 100

Carga vehicular HL-93S en programa CSI Bridge v21



Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Se ha generado un espectro de diseño según los datos de la tabla 77.

Tabla 77

Parámetros para construir el espectro sísmico según AASHTO (2020)

Parámetro	Valor
PGA	0.24
S _s	0.66
S ₁	0.22
F _{PGA}	1.32
F _a	1.27
F _v	1.96
A _s	0.32
S _{DS}	0.84
S _{D1}	0.43
T ₀	0.10
T _s	0.51

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*



$$A_S = F_{PGA}PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_S$$

$$S_{D1} = F_V S_1$$

Donde:

A_S = coeficiente de aceleración

S_{DS} = ordenada espectral para periodos cortos (g)

S_{D1} = ordenada espectral para 1s de periodo (g)

T = periodo fundamental de la estructura (s)

T_0 = periodo de inicio de la plataforma de periodos cortos (s)

T_s = periodo final de la plataforma de periodos cortos (s)

El espectro sísmico de diseño correspondiente se presenta en la figura 101.

La presión del viento dada por AASHTO (2020) en su artículo 3.8, según:

$$V = 130 \frac{km}{h} = 80.778 \text{ mph}$$

Velocidad básica del viento (según mapa eólico)

$$K_z := 1$$

Coeficiente de exposición y elevación (tabla C3.8.1.2.1-1 de AASHTO)

$$G := 1.14$$

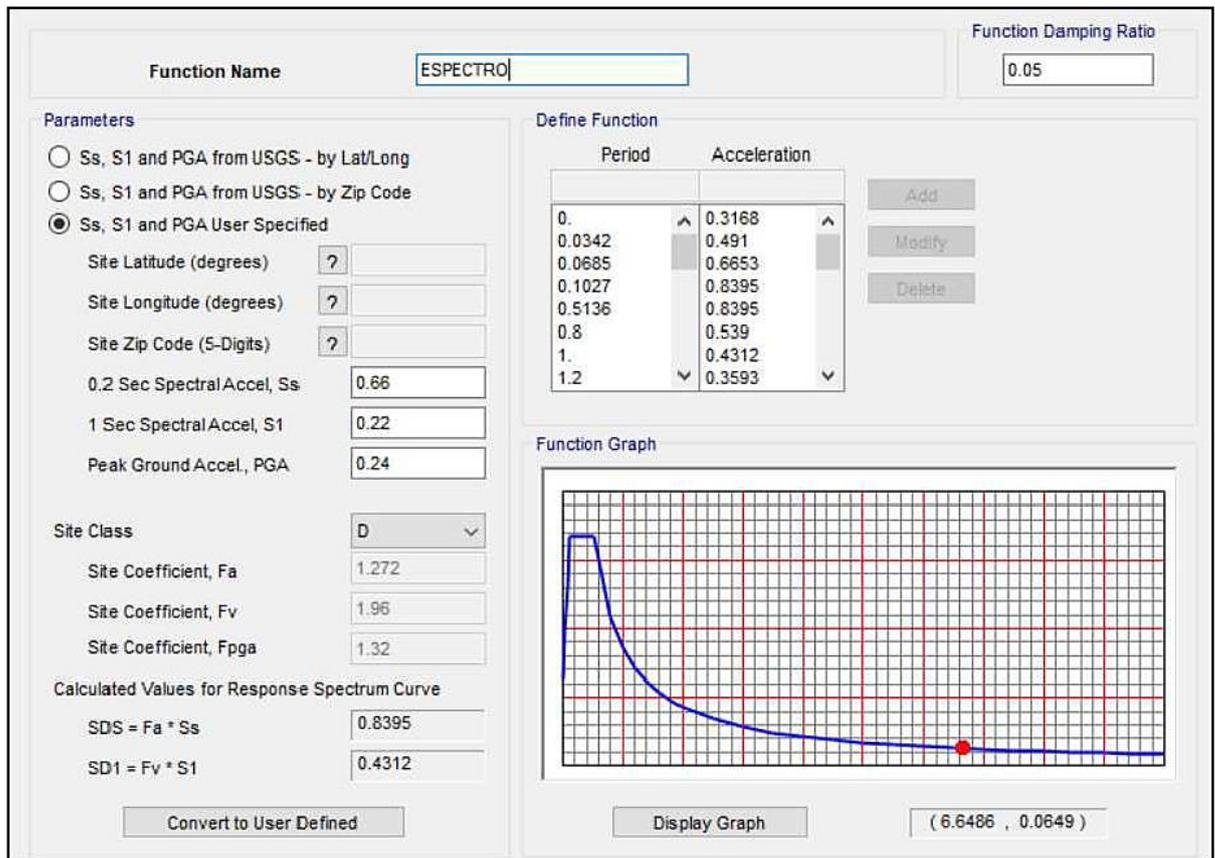
Factor de efecto de ráfaga (según Manual de puentes 2018)

$$C_D := 1.3$$

Coeficiente de resistencia al viento (tabla 3.8.1.2.1-2 de AASHTO)

Figura 101

Espectro sísmico de diseño



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Presión de viento de diseño

$$P_z = 0.00256 * V^2 * K_z * G * C_D * \frac{psf}{mph^2}$$

$$P_z = 24.756 \text{ psf}$$

$$P_z = 120.868 \frac{kgf}{m^2}$$

Fuerza horizontal del viento WS_H

$$H = 1.50 \text{ m}$$

Altura de viga y barrera

$$WS_H = \frac{P_Z * H}{2} = 90.651 \frac{kgf}{m}$$

Fuerza vertical del viento WS_V

$$W_{DECK} = 8.00 \text{ m}$$

Ancho total del tablero

a) Estado límite - Resistencia III

$$P_Z = 20 \text{ psf} = 97.649 \frac{kgf}{m^2}$$

$$WS_V = P_Z * W_{DECK} = 781.188 \frac{kgf}{m}$$

b) Estado límite - Resistencia IV

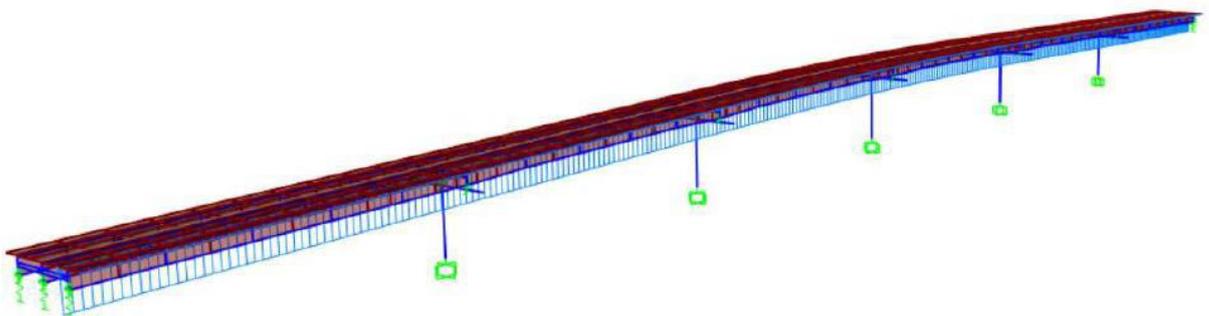
$$P_Z = 10 \text{ psf} = 48.824 \frac{kgf}{m^2}$$

$$WS_V = P_Z * W_{DECK} = 390.594 \frac{kgf}{m}$$

En la figura 102 se muestra la aplicación en el modelo estructural de las cargas de viento calculadas.

Figura 102

Cargas horizontales en superestructura (1 vía)



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.6 Vigas de acero “I”

Se ha verificado el diseño estructural de las vigas de acero y el procedimiento se muestra de forma detallada en el anexo D. Memoria de cálculo de vigas metálicas. Se han detectado errores matemáticos en el proyecto original y se comentaran a lo largo de esta sección.

Las vigas de acero se han concebido para trabajar de forma compuesta con la losa de concreto armado, garantizando el comportamiento compuesto mediante la disposición de conectores de corte en la interfaz de ambas. Las cargas a ser soportadas por la viga son las de su peso propio, las cargas permanentes del tablero así como las cargas vigas. En la figura 103 se puede visualizar las secciones de la viga a lo largo de la misma. El detalle del despiece de vigas se presenta en los planos del anexo B.

3.6.6.1 Propiedades geométricas de la sección

Se muestran las propiedades geométricas de la viga metálica en la sección crítica de los tramos intermedios (apoyados sobre pilares). Dichas propiedades geométricas se presentan en las tablas 78, 79 y 80. Además, la relación modular es $n = 7.45$.

Tabla 78

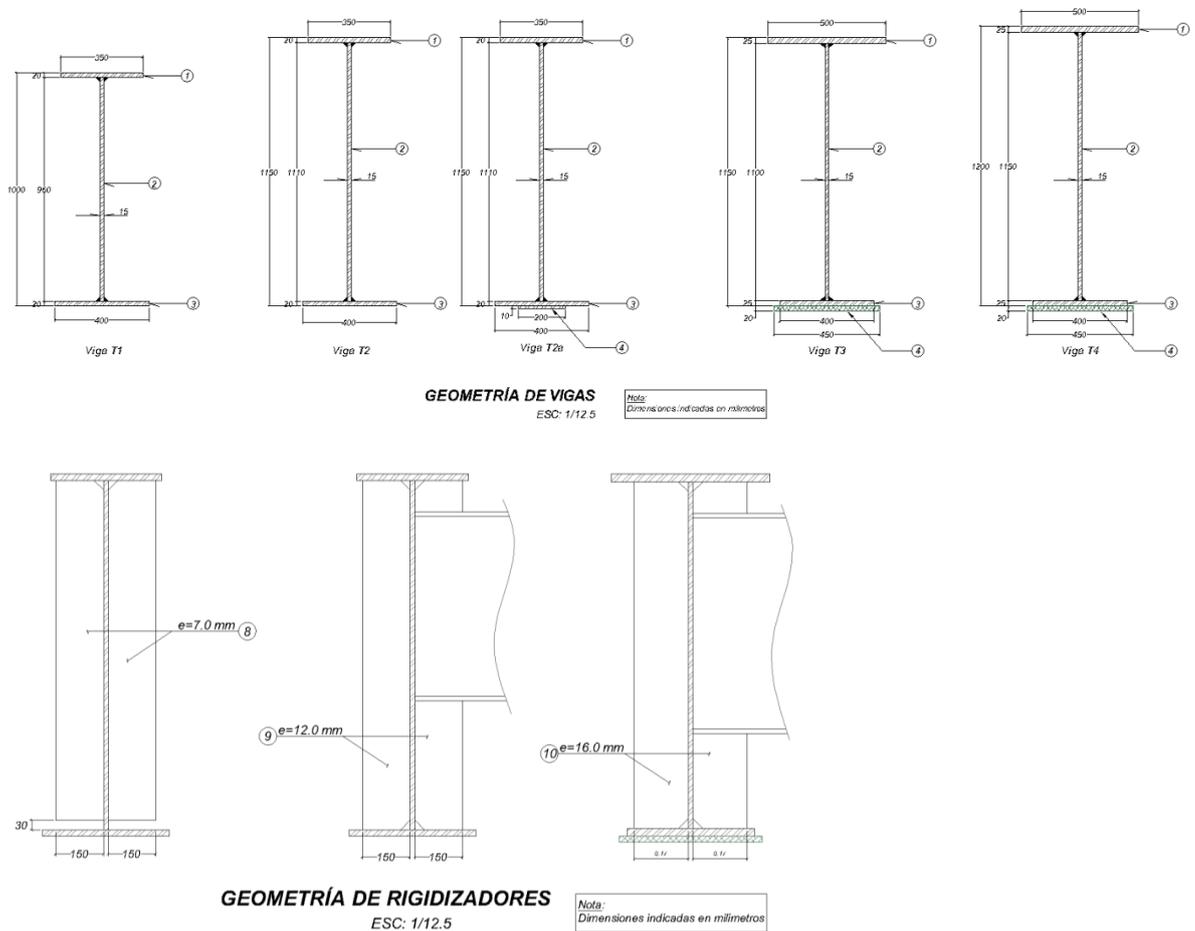
Datos geométricos de la viga

Propiedad	Valor	Unidad
Ancho de ala superior (bfs)	0.35	m
Espesor de ala superior (tfs)	0.02	m
Altura del alma (hw)	0.91	m
Espesor del alma (tw)	0.015	m
Ancho de ala inferior (bfi)	0.40	m
Espesor de ala inferior (tfi)	0.02	m

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 103

Geometría de vigas y rigidizadores a lo largo de la viga



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 79

Propiedades geométricas de la sección no compuesta

Propiedad	Valor	Unidad
Area	0.0286	m ²
Yb	0.459	m
Yt	0.491	m
Iyy	0.004178	m ⁴
Zb	0.0091076	m ³
Zt	0.00850577	m ³

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 80

Propiedades geométricas de sección compuesta en el largo plazo (3n)

Propiedad	Valor	Unidad
Area	0.0532	m ²
Yb	0.734	m
Yt	0.426	m
Iyy	0.01088911	m ⁴
Zb	0.01483201	m ³
Zt	0.02557104	m ³
Zts	0.05045052	m ³

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Los valores de las propiedades geométricas de la sección compuesta en el corto plazo en la memoria de cálculo del proyecto original fueron calculados considerando el ancho efectivo dividido entre 3*n, lo cual es incorrecto; se ha corregido y las propiedades corregidas se muestran en la tabla 81.

Tabla 81

Propiedades geométricas de sección compuesta en el corto plazo (n)

Propiedad	Valor	Unidad
Area	0.1020	m ²
Yb	0.887	m
Yt	0.273	m
Iyy	0.0135034	m ⁴
Zb	0.0152193	m ³
Zt	0.0495093	m ³
Zts	0.2152109	m ³

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.6.2 Análisis y diseño longitudinal de cada trabe/larguero.

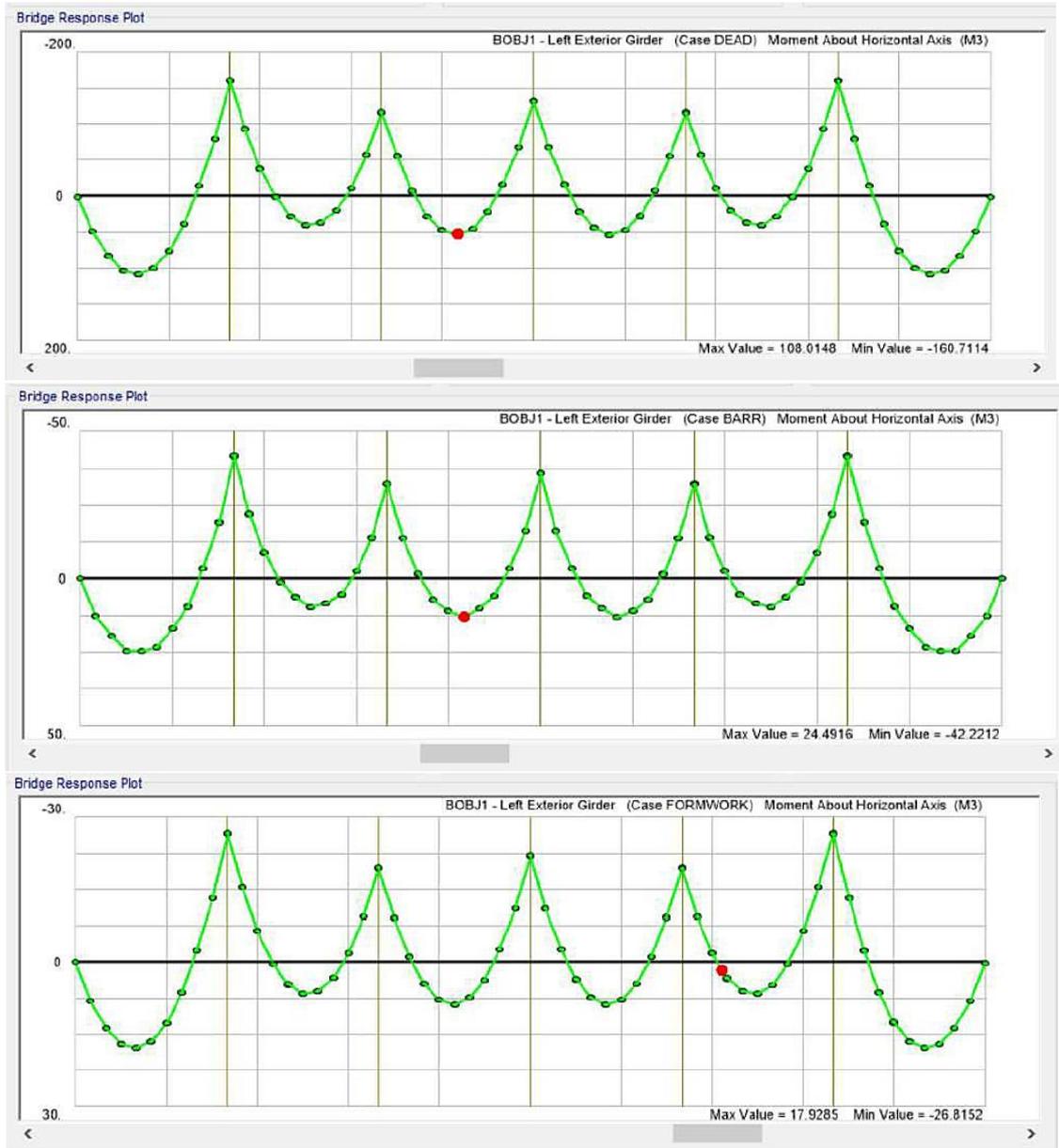
Se presenta, en los siguientes ítems, el diseño estructural correspondiente a la viga en la zona de apoyos (sobre pilares).

3.6.6.2.1 Efectos de la carga muerta

Las cargas muertas o permanentes aplicadas al modelo estructural longitudinal de una viga fueron. Las solicitaciones internas se muestran en la figura 104

Figura 104

Momentos flectores – Carga muerta, barreras y encofrados



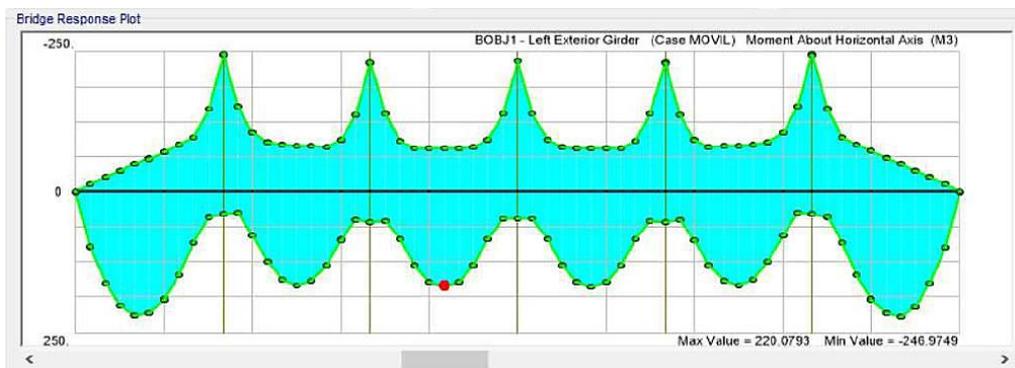
Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.6.2.2 Efecto de la carga viva

Para considerar el efecto de la carga viva en el modelo estructural se consideró como carga móvil las solicitaciones críticas inducidas por el camión de diseño en su posición crítica. Se muestran en la figura 105, la envolvente de momento flector.

Figura 105

Envolvente de momentos flectores – Carga móvil



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.6.2.3 Verificación de esfuerzos

Se calculan los esfuerzos actuantes en la fibra superior, inferior y la fibra de la interfaz viga-losa, esfuerzos para los estados límites de resistencia I, resistencia III, resistencia IV y evento extremo I; tal como se detalla en las tablas 82 a 85.

Los factores de resistencia a usar según AASHTO (2020) son

- Acero estructural: **Flexión – $\phi = 1.00$**

La combinación que gobierna en este caso es la de estado límite de resistencia I.

Fibra inferior	:	27972.03	<	35200 tf/m ²	OK!
Fibra superior	:	35191.81	<	35200 tf/m ²	OK!
En refuerzo de losa	:	28397.59	<	42000 tf/m ²	OK!

Tabla 82

Esfuerzos en la sección de la viga – ELR I

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala inferior σ_t (tf/m ²)	Interfaz σ_{ref} (tf/m ²)
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	8229.81	11248.33	
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	1033.52	1412.60	
$M_{(agriet)}$	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
$M_{(agriet)}$	LL+IM	1.75	16661.14	20065.01	25289.65
		Σ	27972.03	35191.81	28397.59

Nota. Adaptado de expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 83

Esfuerzos en la sección de la viga – ELR III

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala inferior σ_t (tf/m ²)	Interfaz σ_{ref} (tf/m ²)
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	8229.81	11248.33	
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	1033.52	1412.60	
$M_{(agriet)}$	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
$M_{(agriet)}$	WS	1	108.61	130.80	164.85
		Σ	11419.49	15257.59	3272.80

Nota. Adaptado de expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 84

Esfuerzos en la sección de la viga – ELR IV

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala inferior σ_t (tf/m ²)	Interfaz σ_{ref} (tf/m ²)
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	8229.81	11248.33	
$M_{(nc)}$	DC1	1.25	1033.52	1412.60	
$M_{(agriet)}$	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
$M_{(agriet)}$	LL+IM	1.35	12852.88	15478.72	19509.16
$M_{(agriet)}$	WS	1	58.18	70.07	88.31
		Σ	24221.95	30675.59	22705.41

Nota. Adaptado de expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 85

Esfuerzos en la sección de la viga – ELEE I

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala inferior σ_t (tf/m ²)	Interfaz σ_{ref} (tf/m ²)
$M_{(nc)}$	DC1	1	6583.85	8998.67	
$M_{(nc)}$	DC1	1	826.82	1130.08	
$M_{(agriet)}$	DC2	1	1638.04	1972.69	2486.35
$M_{(agriet)}$	LL+IM	0.5	4760.33	5732.86	7225.61
$M_{(agriet)}$	EQ	1	605.10	728.72	918.47
Σ			14414.13	18563.02	10630.44

Nota. Adaptado de expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.6.2.4 Verificación de si la sección es COMPACTA (para flexión negativa)

Esta verificación se realiza según el artículo 6.10.6.2.3 de AASHTO (2020)

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

83.95 ≤ 135.87 **OK!** (alma no esbelta...usar apéndice A6.2)

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw(Dcp)} \quad \text{si se cumple, el alma es compacta}$$

Calculamos D_{cp}

$P_{rt} = f_{yt} A_{rt}$ Fuerza del refuerzo superior (losa)

$P_{rb} = f_{yt} A_{rb}$ Fuerza del refuerzo inferior (losa)

$P_c = F_y b_{fi} t_{fi}$ Fuerza en ala inferior (losa)

$P_w = F_y b_h t_h$ Fuerza en alma (losa)

$P_t = F_y b_{fs} t_{fs}$ Fuerza en ala superior (losa)

$A_{rt} = A_{rb} = 15.24 \text{ cm}^2$



Verificamos que: $P_c + P_{ct} + P_w > P_{rt} + P_{rb} + P_t + P_{t1}$

$$1328.80 \text{ tf} > 568.02 \text{ tf}$$

Por ende, el eje neutro plástico se ubica en el alma (caso I)

$$D_{cp} = 0.38 \text{ m}$$

$$M_p = 959.61 \text{ tf} \quad (\text{momento plástico})$$

$$M_{yc} = 894.98 \text{ tf}$$

$$M_{yt} = 708.81 \text{ tf}$$

$$M_y = \min (M_{yc}, M_{yt}) = 708.81 \text{ tf}$$

Verificamos la esbeltez del alma

$$47.14 \leq 50.61 \quad \underline{\text{Alma no esbelta}}$$

Calculamos los factores de amplificación

$$\lambda_w = 83.95$$

$$\lambda_{pw} (D_c) = 78.21$$

$$R_{pc} = 0.973$$

$$R_{pt} = 1.254$$

Verificando ala en compresión

$$\lambda_f = 8.0$$

$$\lambda_{pf} = 9.6$$

$$k_c = 0.47$$

$$M_{nc} (\text{FLB}) = 870.41 \text{ tf-m}$$



Resistencia a pandeo lateral torsional, cálculos según AASHTO (2020)

$$L_b = 6.00 \text{ m}$$

$$L_p = 2.40 \text{ m}$$

$$L_r = 7.54 \text{ m}$$

$$C_b = 1$$

$$M_{nc} \text{ (LTB)} = 870.41 \text{ tf-m}$$

Por lo que finalmente adoptamos: **$M_{nc} = 870.41 \text{ tf-m}$**

Verificamos la resistencia por estado límite de resistencia I.

$$M_u = 717.60 \text{ tf-m}$$

$$\emptyset M_{nc} = 870.41 \text{ tf-m}$$

$$717.60 < 870.41 \quad \mathbf{OK!}$$

La relación demanda capacidad es: 0.824

Verificando ala en tensión

Calculamos M_{nt} según AASHTO (2020)

$$M_u = 717.60 \text{ tf-m}$$

$$\emptyset M_{nt} = 888.96 \text{ tf-m}$$

$$717.60 < 888.96 \quad \mathbf{OK!}$$

La relación demanda capacidad es: 0.807

Verificamos la ductilidad de la sección

En secciones compactas y no compactas se debe cumplir, según AASHTO:

$$D_{cp} < 0.42 D_t$$

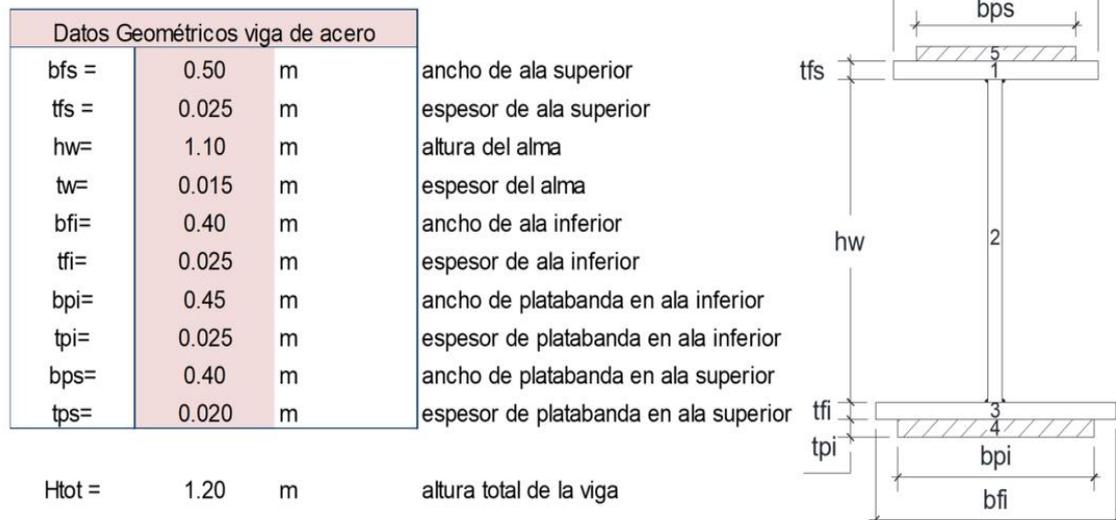
$$D_{cp} = 0.38 \text{ m} \quad | \quad D_t = 1.385 \text{ m}$$

$$0.38 < 0.58 \quad \mathbf{OK!}$$

Se ha detectado que el diseño de la viga mostrado en esta sección (viga sobre apoyos), en el proyecto original presentaba el error de considerar una platabanda en su parte superior como se ve en la figura 106; sin embargo, en los planos estructurales no se cuenta con esta platabanda. Es por ello que se ha verificado el diseño sin considerar la platabanda mencionada y se demostró que, aun así, la viga cumple con los requerimientos de diseño de AASHTO LRFD.

Figura 106

Geometría de sección de viga continua sobre apoyos



Nota. Adaptado de expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU



El diseño de la viga en la sección central del vano se detalla paso a paso en el anexo D. Memoria de cálculo de verificación de vigas metálicas.

3.6.6.2.5 *Diseño de conectores de corte (zona central de viga)*

Los conectores poseen una geometría caracterizada por una altura (h) de 6 pulgadas y un diámetro del conector (d) de 7/8 de pulgada.

La relación h/d es 6.86, mayor a 4; valor exigido por AASHTO (2020).

Para el espaciamiento transversal se debe cumplir que:

$$4 d < s \quad (s = \text{espaciamiento transversal entre conectores})$$

$$s = 10 \text{ cm} \quad (\text{valor adoptado})$$

$$4 d = 8.89 \text{ cm}$$

Para los conectores se debe cumplir que:

$$\text{Recubrimiento sobre conectores} \quad : 6.0 > 5.0 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Penetración mínima en losa} \quad : 15.00 > 5.0 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Dist. libre de borde y conector exterior} \quad : 5.00 > 2.5 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

Diseño por fatiga

$$(\text{ADTT})_{75, SL} = p(\text{ADTT}_{75})$$

Para diseñar con el estado límite de fatiga I, se debe verificar que $\text{ADTT}_{75 SL} > 960$ camiones/día.

$$\text{ADTT}_{75} = \text{Promedio diario de tráfico de camiones en periodo de diseño (75 años)}$$

p = Fracción de tráfico en un solo carril, según la tabla 86

Tabla 86

Fracción de tráfico de camiones en un solo carril, p

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.80

Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Los resultados obtenidos son:

$ADTT_{20} = 300$ $ADTT$ proyectado en 20 años

$ADTT_0 = 0$ $ADTT$ en la actualidad

$DD = 1$ Distribución direccional (100%)

$p = 0.85$ | $ADTT_{75} = 1125$

$ADTT_{75,SL} = 956$ < 960 camiones/día

Por lo tanto, se debe diseñar con la combinación para Fatiga II y usar $ADTT_{37.5}$

$ADTT_{37.5} = 478.13$

ciclos = 1.50 según tabla 6.6.1.2.5-2 de AASHTO (2020)

$N = 19633007.81$ ciclos

$\alpha = 3.29$

Entonces la resistencia de corte a fatiga, para un conector es:

$Z_r = \alpha d^2$ > $2.75 d^2$ (kips)

2.52 > 2.11 (kips) Entonces: $Z_r = 1.14$ tf

La separación entre grupos de conectores (pitch) viene dada por:

$$p > n Zr I / V_f Q$$

$n = 3$ # de conectores en sección transversal

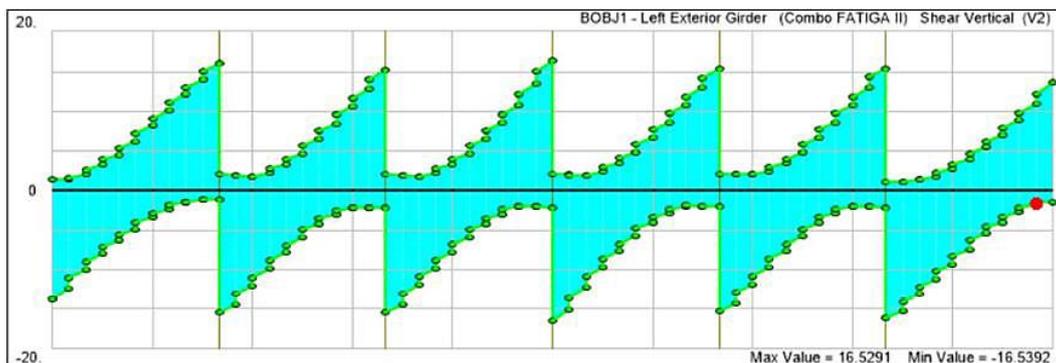
$Q = 0.058 \text{ m}^3$ Primer momento de área transformada respecto a EN

$I = 0.014 \text{ m}^4$ Inercia de sección compuesta

$V_f =$ Cortante para estado límite de Fátiga II = 0.80 (LL+IM)

Figura 107

Envolvente de fuerzas cortantes – Estado límite de fatiga II



Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Tabla 87

Diseño del espaciamiento de los conectores de corte

Posición (m)	V (+)	V (-)	Separación p (m)
0	1.9	12.1	0.08
0.1 L	2.1	10.3	0.10
0.2 L	2.3	9.8	0.10
0.3 L	3.6	7.85	0.13
0.4 L	4.9	6.8	0.15
0.5 L	5.7	5.9	0.17

Nota. Adaptado de *Expediente técnico con R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*



Diseño por resistencia

Hemos de verificar que se cumpla

$$Q_r < \phi_{sc} Q_n$$

Donde los valores están dados por:

$$\phi_{sc} = 0.85$$

$$A_{sc} = 3.879 \text{ cm}^2 \quad \text{Área de sección de un conector}$$

$$F_u = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Resistencia a tracción mínima de un conector}$$

$$Q_n = 16293.81 \text{ kg}$$

$$Q_r = 13849.70 \text{ kg}$$

Ahora procedemos a calcular V_h , Cortante nominal entre el punto de máximo momento positivo por LL+IM y un punto de momento nulo

$$A_s \cdot F_y = 1768.80 \text{ tf}$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot A_c = 1299.48 \text{ tf}$$

$$V_h = \min(A_s \cdot F_y, 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c) = 1299.48 \text{ tf}$$

$$N = V_h / Q_r = 94.00$$

N , es el número de conectores entre el punto de máximo momento positivo por LL+IM y un punto de momento nulo, luego, calculamos la cantidad total necesaria para toda la viga.

$$N = 188.00 \text{ conectores}$$

Consideramos 3 conectores/fila

$L = 30.00 \text{ m}$ Luz del tramo

$p = 47.87 \text{ cm}$ Paso entre conectores

En conclusión, predomina el diseño por fatiga, para el cual se plantea la siguiente distribución de conectores: Conector $\text{Ø}7/8'' \times 5''$:

Sobre apoyos: 1@0.05, 30@0.10 (4 conectores/fila).

Sobre vanos centrales: 60@0.10, 25@0.13, 18@0.15 c/e (3 conectores/fila).

3.6.6.2.6 Verificación de deflexiones admisibles

a) Deflexiones por sobrecargas móviles

Las especificaciones AASHTO (2020) en su artículo 2.5.2.6.2 nos indica una deformación máxima permisible por carga viva de:

$$L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad (\text{Puente vehicular})$$

Haremos la verificación según indica AASHTO (2020) en su artículo 3.6.1.3.2.

Figura 108

Deflexiones por carga viva a lo largo de la viga.



Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

- Deflexión resultante por el camión de diseño únicamente (con impacto):

$$\Delta_1 = 31.40 \text{ mm}$$

- Deflexión resultante del 25% del camión de diseño (con impacto) más la sobrecarga de diseño: $\Delta_2 = 2.98 \text{ mm}$

Tomamos el máximo de los dos casos para verificar deflexión máxima.

$$\Delta_{LL_IM} = \max(\Delta_1, \Delta_2)$$

$$\Delta_{LL_IM} = 31.40 \text{ mm} < L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Se ha verificado que las deflexiones máximas de carga viva por AASHTO no son superadas y se considera satisfactorio este resultado.

b) Deflexiones por cargas permanentes

Las deflexiones causadas por carga muerta se obtienen del análisis estructural

Para minimizar los efectos producidos por la deflexión durante el proceso constructivo (peso propio, cargas muertas) y deflexiones a largo plazo, se recomienda que el tablero tenga una contraflecha mínima longitudinal, la cual es variable para cada tramo y se detalla en los planos de la superestructura.

Figura 109

Deflexiones por carga muerta a lo largo de la viga.



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

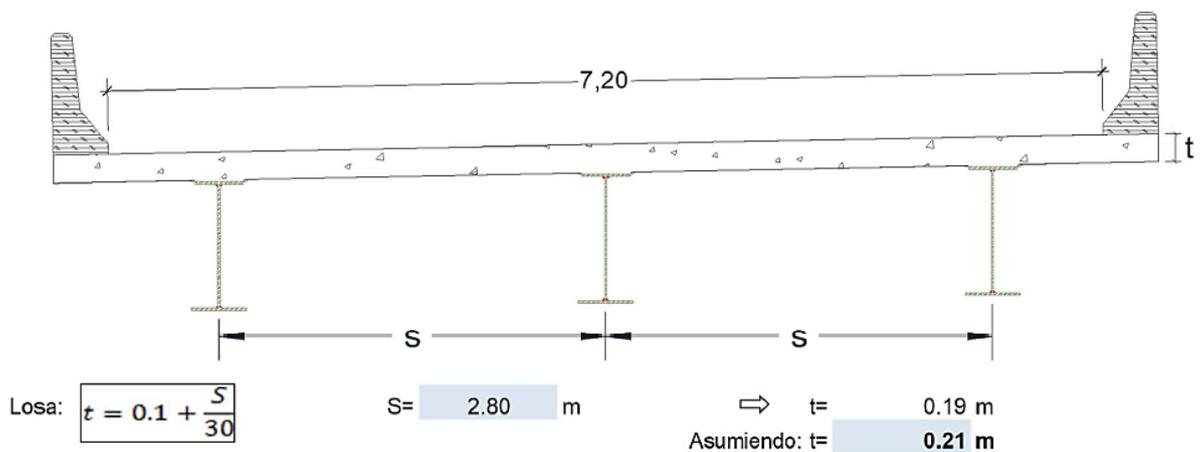
3.6.7 Losa de concreto armado.

3.6.7.1 Descripción y propiedades geométricas de la losa

Se trata de una losa de concreto armado de resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, cuyo peralte es de 0.21 m según predimensionamiento y se encuentra apoyada sobre vigas de acero estructural y se integran mediante conectores de corte tipo Nelson Stud para conformar la sección compuesta.

Figura 110

Sección transversal de la losa para tablero con vigas metálicas

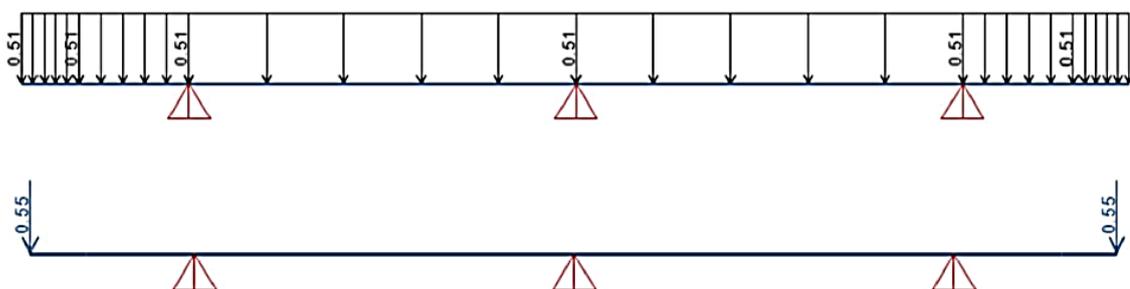


Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.7.2 Análisis estructural

Figura 111

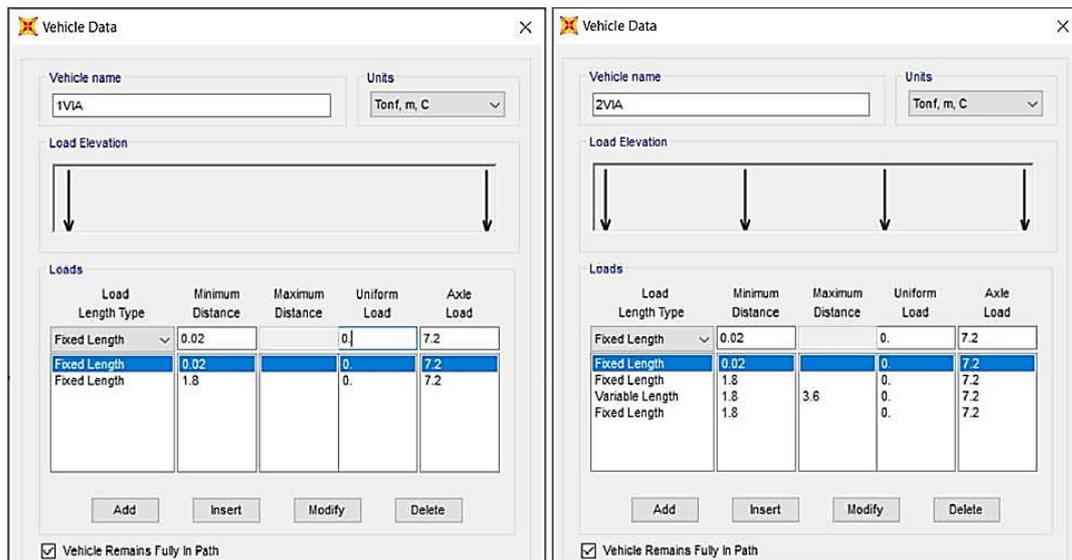
Cargas aplicadas en losa (tf) – Peso propio y barreras



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 112

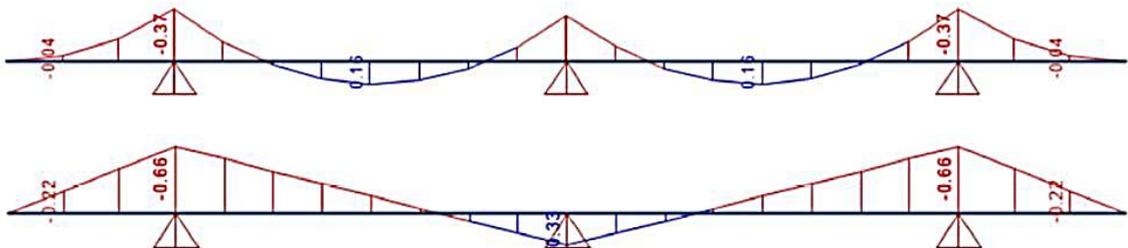
Cargas móviles según AASHTO – Para 1 carril y 2 carriles



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 113

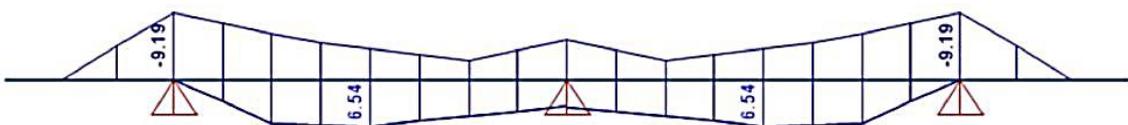
Momentos flectores en losa – Para peso propio y de barreras



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura 114

Envolvente de momentos flectores en losa – Para sobrecarga móvil



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

NOTA: Los valores de momento obtenidos para la sobrecarga vehicular, ya están afectados por amplificación de impacto (33%) y el factor de presencia múltiple (m).

El cálculo de ancho de franjas viene dado por:

$$S = 2800 \text{ mm}$$

$$X = 300 \text{ mm} \quad (\text{Distancia entre punto de aplicación de carga móvil en voladizo})$$

$$E_v = 1140 + 0.833 * X \quad E_v = 1389.9 \text{ mm}$$

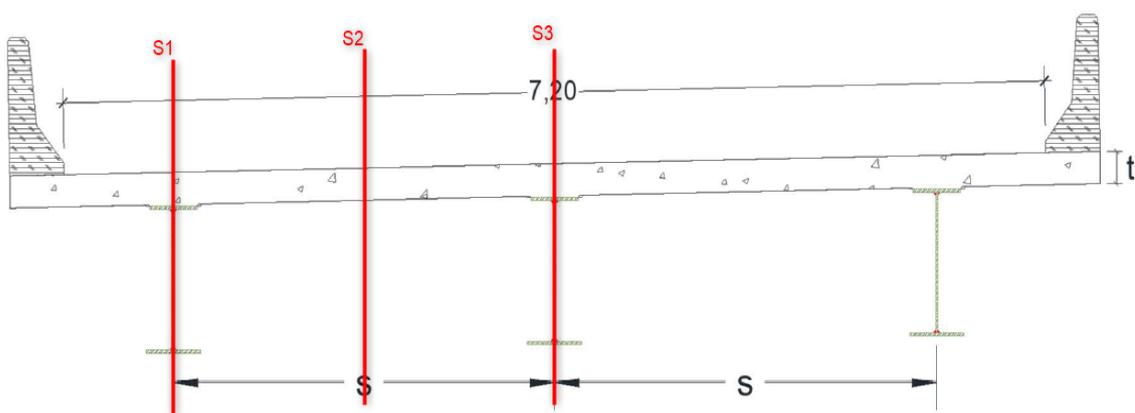
$$E_- = 1220 + 0.25 * S \quad E_- = 1920.0 \text{ mm}$$

$$E_+ = 660 + 0.55 * S \quad E_+ = 2200.0 \text{ mm}$$

Los momentos resultantes correspondientes a las secciones críticas según la figura 115 por carga vehicular se indican en la tabla 88:

Figura 115

Secciones de diseño en losa



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 88

Momentos actuantes en zonas críticas de losa por carga viva (tf-m)

Sobrecarga	Volado (M-)	Centro (M+)	Centro (M-)
(LL+IM)	9.19	6.54	5.47
(LL+IM)/E	6.61	2.97	2.85

Nota. Adaptado de Expediente técnico con R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Se diseña estructuralmente para las siguientes combinaciones, que son las secciones críticas:

$$S1: M(-) \text{ volado} = 1.25*(\text{Peso propio} + \text{Barreras}) + 1.75*(\text{Vehicular})$$

$$S2: M(+) \text{ centro} = 1.25*(\text{Peso propio}) + 0.9*(\text{Barreras}) + 1.75*(\text{Vehicular})$$

$$S3: M(-) \text{ centro} = 1.25*(\text{Peso propio}) + 0.9*(\text{Barreras}) + 1.75*(\text{Vehicular})$$

Tabla 89

Momentos flectores en secciones de diseño en losa (tf-m) – ELR I

	Peso propio	Barreras	Sobrecarga vehicular		
M(-) volado	0.37	0.66	6.61	12.86	tonf-m
M(+) centro	0.16	-0.16	2.97	5.26	tonf-m
M(-) centro	0.32	0.33	2.85	5.68	tonf-m

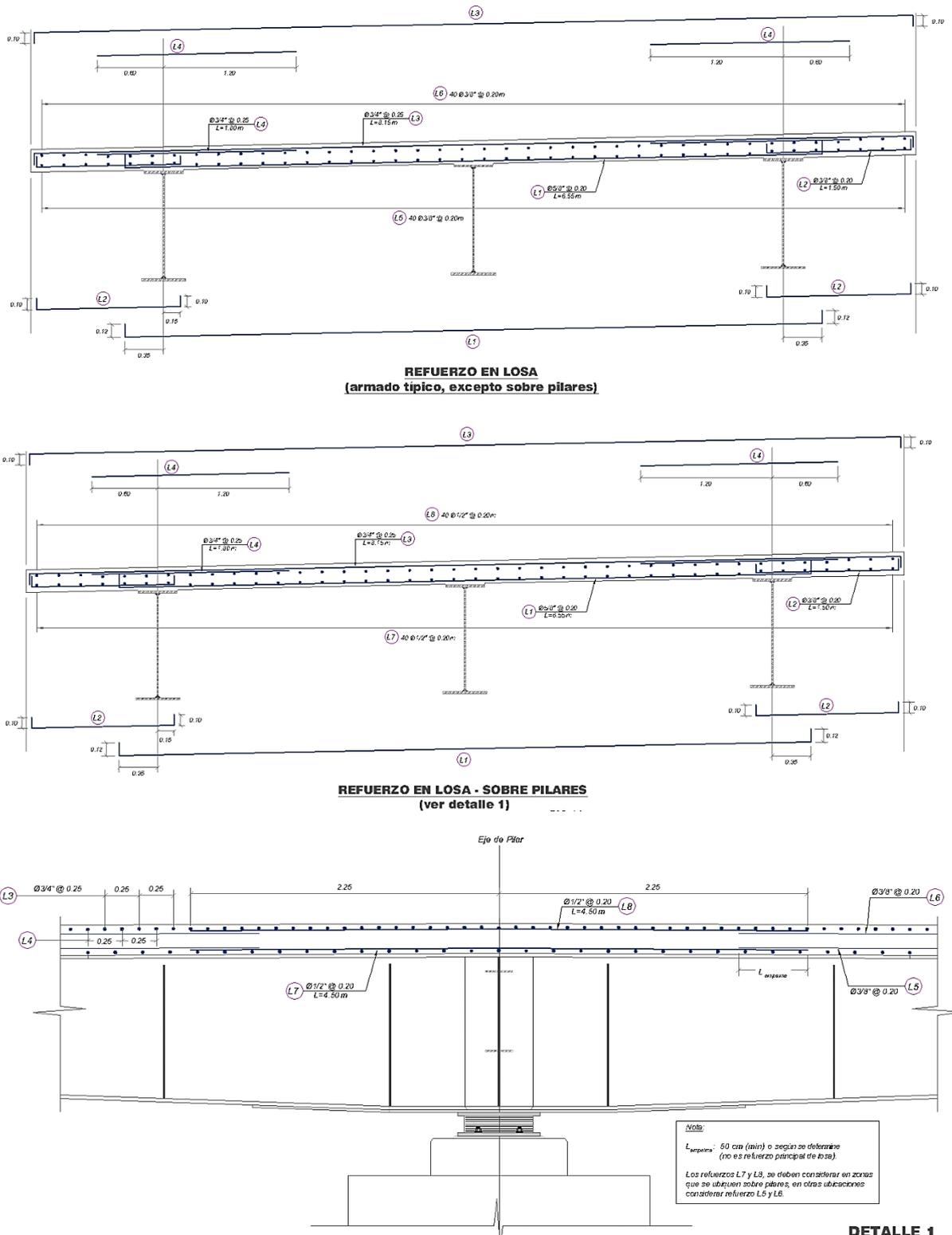
Nota. Adaptado de Expediente técnico con R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Debemos recordar que el concreto de la losa es de resistencia 280 kgf/cm² y el acero presenta un esfuerzo de fluencia característica de 4200 kgf/cm², en la tabla 90 se presenta de forma resumida el diseño estructural para la losa. En la tabla 91 se detalla el refuerzo empleado en la losa.

El detalle de armado se presenta en los planos adjuntos del anexo B y la figura 116 presenta las vistas principales.

Figura 116

Armado de acero en losa – Secciones transversales y elevación



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 90

Diseño de acero para losa – ELR-I

SECCIÓN	Armadura	b (m)	h (m)	d (m)	Mu (tf-m)	a (cm)	As (cm ²)
S1	-	1.00	0.21	0.16	-12.86	4.00	22.68
S2	+	1.00	0.21	0.16	5.26	1.51	8.56
S3	-	1.00	0.21	0.18	-5.68	1.64	9.29

Nota. Adaptado de Expediente técnico con R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 91

Detalle de acero para losa –ELR-I

Tipo de armadura	Acero provisto
Flexión inferior	Ø 5/8" @ 20 cm
Flexión superior	Ø 3/4" @ 12.5 cm (Volado) Ø 3/4" @ 12.5 cm (Interior)
Distribución inferior	Ø 3/8" @ 20 cm
Temperatura superior	Ø 3/8" @ 20 cm
Refuerzo paralelo al sentido del tráfico en apoyos (ver planos de refuerzo)	Ø 1/2" @ 20 cm

Nota. Elaborado en base a Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

3.6.8 Dispositivos de apoyo de neopreno reforzado

Se han dimensionado los dispositivos de apoyo, en neopreno reforzado según las especificaciones AASHTO y el procedimiento se presenta en las imágenes de las siguientes páginas.

El detalle constructivo del neopreno se presenta en la figura 117. En los planos adjuntos en el anexo B se encuentra más información al respecto.



DISEÑO DE APOYOS ELASTOMERICOS REFORZADOS

AASHTO LRFD, 3RD ED., 2004 WITH 2005 INTERIMS

METHOD A - ELASTOMERIC PADS AND STEEL-REINFORCED ELASTOMERIC BEARINGS - SECTION 14.7.6

The following design program was developed based upon the above-referenced AASHTO LRFD code. The program is applicable to the design of elastomeric pads and steel-reinforced elastomeric bearings, both rectangular and circular in shape. For steel-reinforced elastomeric bearings and fiber-reinforced pads, the program assumes that interior elastomeric layers are of equal thickness, as are the two exterior elastomeric layers. For fiber-reinforced pads, the fiberglass reinforcement comprising h_s shall be assumed to consist of a double fiberglass layer separated by a 0.125 in. bonding layer per article 14.7.6.3.1. Compressive deflections and anchorage requirements for bearings are to be verified by the user in accordance with provisions outlined in articles 14.7.6.3.3 and 14.7.6.4 respectively.

I. INITIAL DESIGN INPUTS

Bearing Type:	Steel-Reinforced Bearing		
Resultante de cargas permanentes: Estado Límite de Servicio I	69.6	tn	
Dead Load (P_D) =	153.44	kips	
Resultante de sobrecarga vehicular y peatonal: Estado Límite de Servicio I	64.9	tn	
Live Load (P_{LL}) =	143.08	kips	
Horizontal Movement of Bridge Superstructure = Δ_0 =	0.20	in.	0.50 cm Servicio I
Calculated Rotation =	0.005	Radians	
Rotation Construction Tolerance =	0.005	Radians	(14.4.2.1)
Design Rotation = θ_s =	0.01	Radians	
Bearing Shape:	Rectangular		
Bearing Subject to Shear Deformation?	yes		

II. BEARING GEOMETRY

Flange Width =	16.54	in.	42.0 cm
Bearing Width = W =	15.75	in.	40.0 cm
Flange Width $\geq W$			
16.53543307 \geq 15.7480315		in.	OK
Total Unfactored Compressive Load = P_T =	297	kips	
Minimum Required Area of Bearing (shear deformation permitted) = A_{min} =	296.52	in. ²	Based on service limit (14.7.6.3.2)
Minimum Required Area of Bearing (shear deformation prevented) = A_{min} =	N/A	in. ² +	
Minimum Bearing Length = L_{min} =	18.83	in.	
Bearing Length = L =	19.69	in.	50.0 cm
$L \geq L_{min}$			OK
19.7 \geq 18.83			
N/A \geq N/A			
N/A \geq N/A			
Bearing Area = A =	310.0	in. ²	N/A

*Note - Stress limit increased 10 percent due to prevention of shear deformation per Section 14.7.6.3.2

III. SHEAR DEFORMATION (AASHTO LRFD 14.7.6.3.4)

Maximum Total Shear Deformation of Elastomer at Service Limit = $\Delta_s = \Delta_0$ =	0.197	in.	
$2\Delta_s$ =	0.394	in.	
$10\Delta_s$ =	1.969	in.	
Elastomeric Layer Thickness = h_i =	0.55	in.	1.4 cm
Thickness of Top and Bottom Cover Layers (each) = h_{cover} =	0.35	in.	0.9 cm
$h_{cover} \leq 0.7h_i$			(14.7.6.1)
0.354 \leq 0.386		in.	OK
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = n_{int} =	6		($n_{int} = 0$ for PEP and CDP)
Total Elastomer Thickness = $h_{rt} = 2h_{cover} + n_{int}h_i$ =	4.016	in. *	10.20 cm
Total Elastomer Thickness of PEP = h_{rt} =	0.000	in.	
Total Elastomer Thickness of CDP = $h_{rt} = t_p$ =	0.00	in.	
For PEP, FGP, and Steel-Reinforced Elastomeric Bearings:			
$h_{rt} \geq 2\Delta_s$			(14.7.6.3.4-1)
4.016 \geq 0.39		in.	OK
For CDP Elastomeric Bearings:			
$h_{rt} \geq 10\Delta_s$			(14.7.6.3.4-2)
N/A \geq N/A			N/A

*Note - Applies to FGP and steel-reinforced elastomeric bearings only.

IV. COMPRESSIVE STRESS (AASHTO LRFD 14.7.6.3.2)

Shear Modulus of Elastomer = G =	0.130	ksi	Shore A (60)
For PEP, FGP, and CDP Elastomeric Bearings:			
$0.08 \leq G \leq 0.250$		ksi	(14.7.6.2)
$0.08 \leq N/A \leq 0.250$		ksi	N/A
For Steel-Reinforced Elastomeric Bearings:			
$0.08 \leq G \leq 0.175$		ksi	(14.7.6.2) and (14.7.5.2)
$0.08 \leq 0.130 \leq 0.175$		ksi	OK
Service Average Compressive Stress (Total Load) = $\sigma_s = \frac{P_T}{A}$ =	0.96	ksi	
Service Average Compressive Stress (Live Load) = $\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A}$ =	0.46	ksi	
Rectangular Shape Factor = $S_r = \frac{LW}{2h_{rt}(L+W)}$ =	7.94		(14.7.5.1-1)
Circular Shape Factor = $S_c = \frac{D}{4h_{rt}}$ =	N/A		(14.7.5.1-2)



Bearings Subject to Shear Deformation:

PEP:	$\sigma_s \leq 0.80$	ksi		(14.7.6.3.2-1)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
FGP:	$\sigma_s \leq 1.00GS$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 0.80$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
CDP:	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.50$	ksi		(14.7.6.3.2-3)
Steel Reinforced:	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.00$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	$0.96 \leq 1.00$	ksi	OK	
	$\sigma_s \leq 1.00GS$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	$0.96 \leq 1.03$	ksi	OK	

Bearings Fixed Against Shear Deformation*:

*Note - Stress limit increased 10 percent due to prevention of shear deformation per Section 14.7.6.3.2

PEP:	$\sigma_s \leq 0.88$	ksi		(14.7.6.3.2-1)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
FGP:	$\sigma_s \leq 1.10GS$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 0.88$	ksi		(14.7.6.3.2-2)
CDP:	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.65$	ksi		(14.7.6.3.2-3)
Steel Reinforced:	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.10$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	
	$\sigma_s \leq 1.10GS$	ksi		(14.7.6.3.2-4)
	N/A \leq N/A	ksi	N/A	

V. ROTATION (AASHTO LRFD 14.7.6.3.5)

Service Rotation Due to Total Load About Transverse Axis =	0.004	radians
Total Service Rotation About Transverse Axis (with Construction Tolerance) = $\theta_{s,x}$ =	0.009	radians
Service Rotation Due to Total Load About Longitudinal Axis =	0.0001	radians
Total Service Rotation About Longitudinal Axis (with Construction Tolerance) = $\theta_{s,z}$ =	0.0051	radians

PEP:

Rectangular Pads:

$$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{L}{h_{rt}} \right)^2 \theta_{s,x} \quad (14.7.6.3.5b-1)$$

N/A \geq N/A ksi N/A

$$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{W}{h_{rt}} \right)^2 \theta_{s,z} \quad (14.7.6.3.5b-2)$$

N/A \geq N/A ksi N/A

Circular Pads:

$$\sigma_s \geq 0.375GS \left(\frac{D}{h_{rt}} \right)^2 \theta_s \quad (14.7.6.3.5b-3)$$

N/A \geq N/A ksi N/A

CDP:

$$\sigma_s \geq \left(\frac{12,000L}{t_p} \right) \theta_s \quad (14.7.6.3.5c-1)$$

N/A \geq N/A psi N/A

$$\sigma_s \leq 1,500 - 6,000 \left(\theta_s \frac{L}{t_p} \right) \quad (14.7.6.3.5c-2)$$

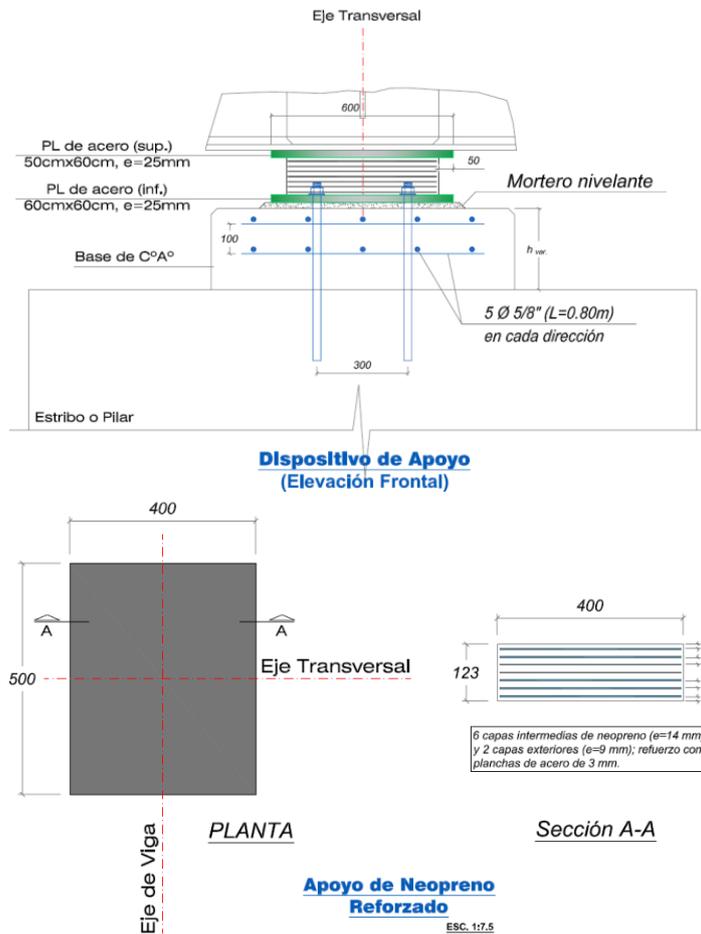
N/A \leq N/A psi N/A



FGP and Steel-Reinforced:					
Exterior Layer Allowance = $n_{ext} = 1$				(14.7.6.3.5d)	
Equivalent Number of Interior Elastomeric Layers = $n = n_{int} + n_{ext} = 7$					
Rectangular Pads:					
$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$				(14.7.6.3.5d-1)	
0.96 >	0.85	ksi		OK	
$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,z}}{n}$				(14.7.6.3.5d-2)	
0.96 ≥	0.31	ksi		OK	
Circular Pads:					
$\sigma_s \geq 0.375GS \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_s}{n}$				(14.7.6.3.5d-3)	
N/A >	N/A	ksi		N/A	
VI REINFORCEMENT (AASHTO LRFD 14.7.6.3.7)					
FGP: Service Limit State					
Minimum Yield Strength of Fiber Reinforcement = $F_{yFIBER} =$				36	ksi
$h_{s \min} = \frac{2.2h_{ri}}{F_{yFIBER}} =$				N/A	in.
Double Fiberglass Layer with 0.125 in. Separation = $h_{s \min total} = 2h_{s \min} + 0.125 =$				N/A	in.
(14.7.6.3.1)					
Steel-Reinforced: Service Limit State					
Minimum Yield Strength of Steel Reinforcement = $F_y =$				36	ksi
$h_{s \min} = \frac{3.0h_{max} \sigma_s}{F_y} =$				0.044	in.
				Controls	(14.7.5.3.7-1)
Steel-Reinforced: Fatigue Limit State					
Constant Amplitude Fatigue Threshold = $\Delta F_{TH} =$				24	ksi
$h_{s \min} = \frac{2.0h_{max} \sigma_L}{\Delta F_{TH}} =$				0.021	in.
					(14.7.5.3.7-2)
Required Minimum Reinforcement Thickness = $h_{s \min} =$				0.044	in.
Reinforcement Thickness = $h_s =$				0.118	in.
$h_s \geq h_{s \min}$					0.3 cm
$0.118 \geq 0.044$				in.	OK
VII STABILITY (AASHTO LRFD 14.7.6.3.6)					
Total Thickness of Bearing Shall Not Exceed the Least of:					
L/3 =	6.56	in.		Controls	
W/3 =	5.25	in.			
D/4 =	N/A	in.			
Total Bearing Thickness = $h_{ri} + h_s(n_{int}+1) \leq$				W/3	
$4.84 \leq$				5.25	in.
					OK
VII. FINAL DESIGN SUMMARY					
Bearing Width = $W =$	15.7	in.	40.00	Ancho del apoyo (cm)	
Bearing Length = $L =$	19.7	in.	50.00	Largo del apoyo (cm)	
Elastomeric Layer Thickness = $h_{ri} =$	0.551	in.	1.40	Espesor de elastómero (cm)	
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = $h_{cover} =$	0.354	in.	0.90	Espesor de coberturas (cm)	
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = $n_{int} =$	6			Nro de capas de elastómero	
Total Elastomer Thickness = $h_{ri} =$	4.016	in.	10.20	Espesor total de elastómero (cm)	
Reinforcement Thickness = $h_s =$	0.1181	in.	0.30	Espesor de refuerzo (cm)	
Total Bearing Thickness = $h_{ri} + h_s(n_{int} + 1) =$	4.8425	in.	12.30	Espesor total de apoyo (cm)	

Figura 117

Detalle de dispositivo de apoyo según diseño



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

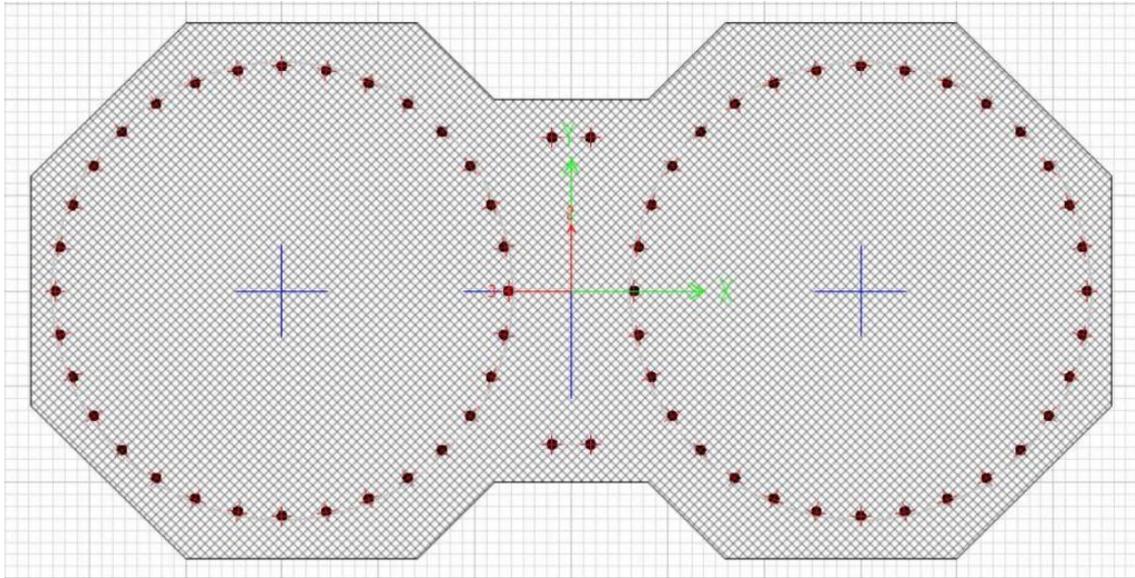
3.6.9 Verificación del diseño de pilares

La verificación estructural de la subestructura se presentó en el último expediente técnico correspondiente al saldo de obra, el cual se adjunta en el anexo Y. A continuación, se presenta de forma resumida las verificaciones mencionadas.

Para el modelo estructural de los pilares se ha considerado la geometría y el refuerzo indicado en el primer expediente técnico del proyecto. Para su verificación se ha cargado esta sección en el programa *CSI Bridge*

Figura 118

Sección de pilar en software de diseño – CSI Bridge



Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Se ha realizado el análisis estructural de la estructura completa, a partir de la cual se verificó el diseño estructural de los pilares existentes para las combinaciones críticas de diseño, que en este caso corresponden a los estados últimos de resistencia I y evento extremo I. El pilar con mayores solicitaciones es el pilar central, por ende, se empleará el mismo para la verificación estructural. Dichas solicitaciones se muestran en la tabla 92.

Tabla 92

Solicitaciones críticas en pilar central

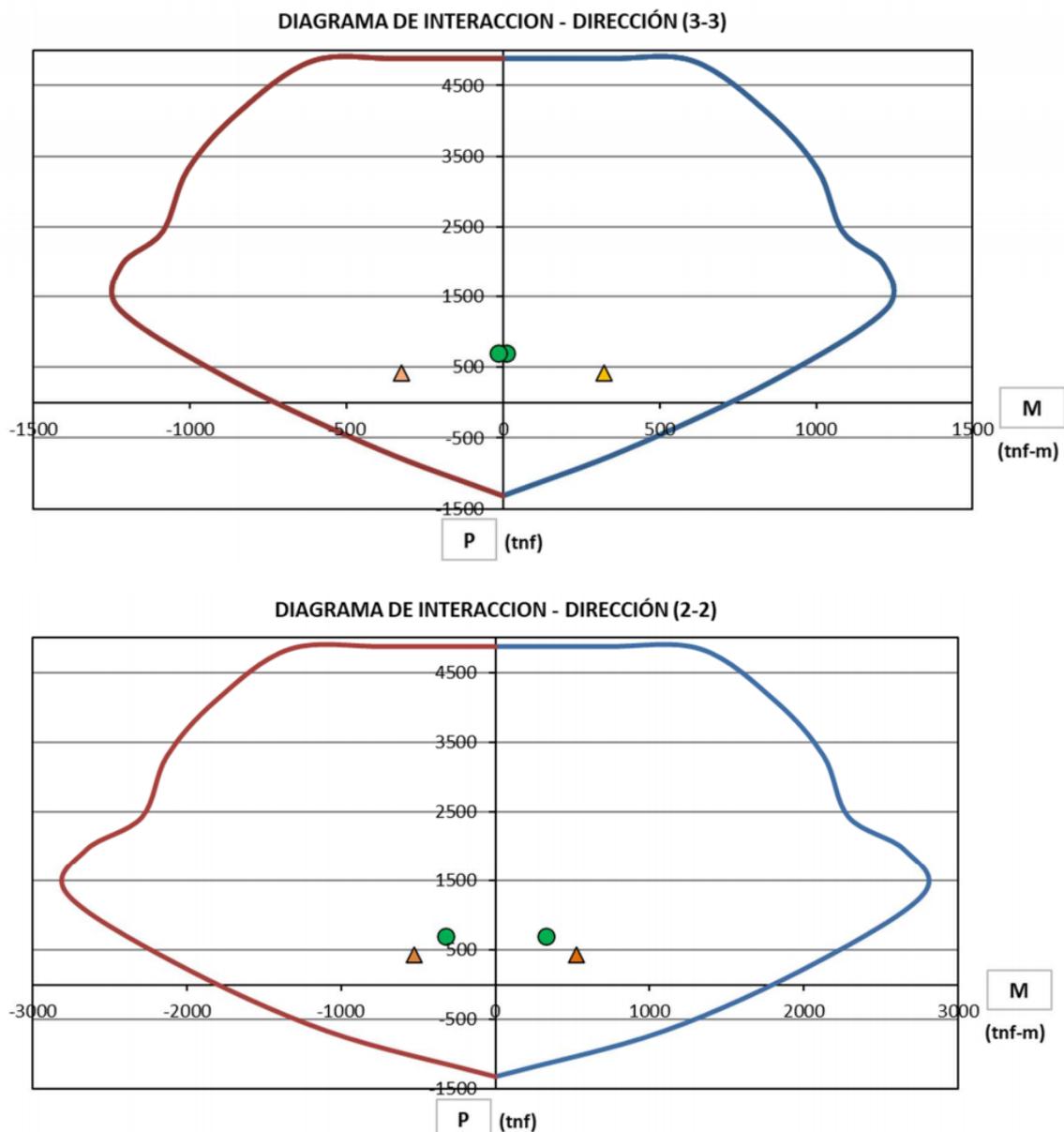
N°	Combinación	Pu (tf)	My [3-3] (tf*m)	Mz My [2-2] (tf*m)
1	Resistencia I - máx	703.60	10.90	325.50
2	Resistencia I – mín	703.60	-16.50	-325.50
3	Evento extremo I – máx	425.90	322.10	526.60
4	Evento extremo I – mín	425.90	-326.00	-526.60

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Finalmente se han generado los diagramas de interacción para los pilares y se verifica que la demanda sea menor que la resistencia provista, en ambas direcciones de análisis, para los estados límite de resistencia I y evento extremo I. Estas se presentan en la figura 119.

Figura 119

Diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

En base al diagrama de interacción, se verifica que los pilares tienen la capacidad suficiente para resistir las máximas solicitaciones por flexo compresión del proyecto.

3.6.10 Verificación del diseño de la cimentación de los estribos

Se emplean los datos del primer proyecto, para lo cual se obtienen las reacciones del modelo estructural completo actuando en los estribos y pilares.

Tabla 93

Reacciones verticales en servicio por sobrecarga móvil HL-93

Carga vertical	Estribo Norte	Pilar Norte 2	Pilar Norte 1	Pilar Central	Pilar Sur 1	Pilar Sur 2	Estribo Sur
Carga muerta (tf)	492.50	363.50	335.40	348.40	335.40	363.50	492.50
Carga móvil (tf)	118.30	155.70	184.50	186.10	184.50	155.70	118.30
SERVICIO	610.80	519.20	519.90	534.50	519.90	519.20	610.80

Nota. Adaptado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

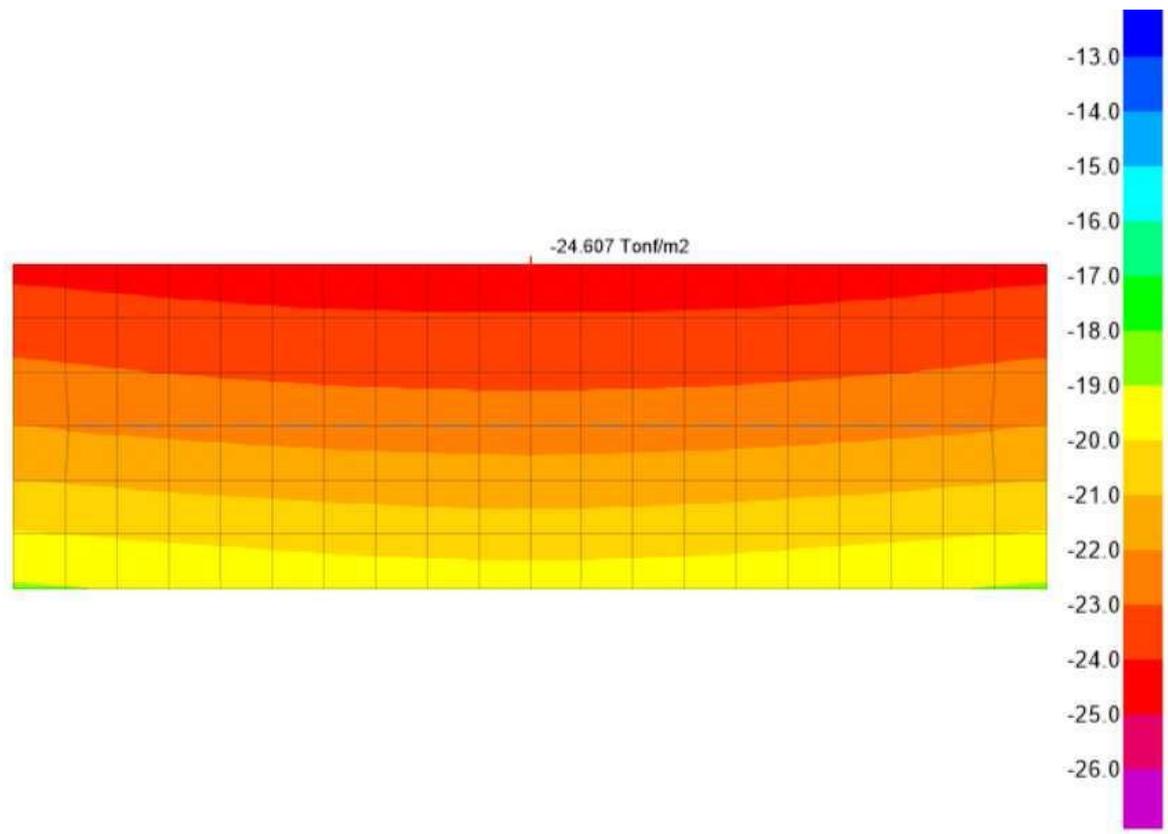
En base a la geometría de los estribos y considerando el módulo de compresión para el terreno de cimentación según las características del estudio geotécnico se realiza un modelo estructural específico de un estribo, considerando también el efecto sísmico y el empuje del relleno sobre las pantallas. Luego de efectuar el análisis se obtuvieron las presiones en el terreno para el estado límite de resistencia I y se ve en la figura 120.

La máxima presión obtenida fue de 24.60 tonf/m² (2.46 kgf/cm²), la cual excede la capacidad admisible del terreno presentada en las conclusiones del estudio de mecánica de suelos, sin embargo, como se comprobó en el ítem 3.5.8 la capacidad admisible para el estribo sur (SPT N°04) resulta de 7.07 kgf/cm² empleando el procedimiento de las especificaciones AASHTO y empleando como datos de entrada los resultados de los

ensayos SPT. Entonces la capacidad admisible del terreno resulta suficiente para presión generada por la estructura.

Figura 120

Presiones actuantes en el terreno bajo el estribo – ELR I



Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU



CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 ANÁLISIS DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN

En esta sección se presentan los metrados, análisis de costos unitarios y presupuesto de la subestructura construida con el primer expediente técnico. El análisis de costos unitarios de las partidas ejecutadas para la construcción de la subestructura se adjunta en el anexo I.

Además, en esta sección se presentan los metrados para ambos sistemas estructuras de superestructura, además se determina el presupuesto para cada una de ellas empleando costos unitarios a fecha de octubre del 2020, fecha base del presupuesto del último proyecto con vigas metálicas; el análisis de costos unitarios detallado, tanto para la etapa de construcción como para la etapa de mantenimiento se presenta en los anexos J, K, L y M.

En consecuencia, los presupuestos de construcción obtenidos corresponden a la fecha de octubre del 2020, para poder incorporar el costo directo de la subestructura, se han reajustado los presupuestos de construcción a fecha de marzo del 2013 empleando las fórmulas polinómicas correspondientes y los índices unificados de precios de la construcción de los meses mencionados, dichos índices se presentan en los anexos P y Q.

4.1.1 Costo para la subestructura construida

Se presenta en la tabla 94, los metrados obtenidos del primer expediente técnico para la subestructura construida.

Tabla 94

Metrados de la subestructura construida

Ítem	Partida	Und.	Metrado
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA</u>	-	-
1.1	<u>ESTRIBOS</u>		
1.1.1	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>		
1.1.1.1	Excavación para estructuras en material común bajo agua - ET01	m ³	2882.00
1.1.1.2	Carguío y eliminación de material excedente	m ³	2882.00
1.1.1.3	Relleno de estructuras con material seleccionado	m ³	1750.00
1.1.1.4	Compactado con material de préstamo en zona de corte	m ²	440.00
1.1.2	<u>ENROCADO EN ESTRIBOS</u>		
1.1.2.1	Enrocado de fondo de cimentaciones en estribos	m ³	1005.05
1.1.2.2	Enrocado para estabilización de taludes en cimentación de estribos	m ³	146.19
1.1.3	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>		
1.1.3.1	Encofrado para concreto de nivelación	m ²	21.52
1.1.3.2	Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm ²	m ³	55.72
1.1.4	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>		
1.1.4.1	Encofrado cara no vista bajo agua	m ²	149.40
1.1.4.2	Encofrado cara vista en seco	m ²	532.51
1.1.4.3	Acero de refuerzo para zapatas fy = 4200 kg/cm ²	kg	16022.14
1.1.4.4	Acero de refuerzo para el estribo fy = 4200 kg/cm ²	kg	23097.86
1.1.4.5	Concreto f'c = 175 kg/cm ² bajo agua	m ³	340.20
1.1.4.6	Concreto f'c = 210 kg/cm ² en seco (estribos)	m ³	461.18
1.2	<u>ZAPATAS, PILARES Y CABEZAL</u>		
1.2.1	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>		
1.2.1.1	Excavación para estructuras en material común bajo agua - ET01	m ³	5892.53
1.2.1.2	Carguío y eliminación de material excedente	m ³	5892.53
1.2.1.3	Relleno de estructuras con material seleccionado	m ³	3165.00
1.2.1.4	Compactado con material de préstamo en zona de corte	m ²	1008.00
1.2.2	<u>ENROCADO EN PILARES</u>		
1.2.2.1	Enrocado de fondo de cimentaciones en pilares	m ³	2302.47
1.2.2.2	Enrocado para estabilización de taludes en cimentación de pilares	m ³	296.95
1.2.3	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>		
1.2.3.1	Encofrado para concreto de nivelación	m ²	70.50
1.2.3.2	Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm ²	m ³	146.20
1.2.4	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>		
1.2.4.1	<u>Encofrado cara no vista bajo agua</u>	m ²	355.50
1.2.4.2	Encofrado cara vista en seco	m ²	954.79
1.2.4.3	Acero de refuerzo para zapatas, pilares y viga cabezal fy = 4200 kg/cm ²	kg	128218.87
1.2.4.4	Concreto f'c = 210 kg/cm ² bajo agua (zapatas)	m ³	911.25
1.2.4.5	Concreto f'c = 280 kg/cm ² para pilares y viga cabezal	m ³	504.06

Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 118-2013-MPSR-J/GEMU

Tabla 95

Costo directo de subestructura construida a fecha de marzo del 2013

Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA</u>	-	-	-	<u>S/ 3'671,424.20</u>
1.1	<u>ESTRIBOS</u>	-	-	-	<u>S/ 1'140,994.73</u>
1.1.1	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>	-	-	-	<u>S/ 181,840.92</u>
1.1.1.1	Excavación para estructuras en material común bajo agua - ET01	m ³	2882	17.66	50896.12
1.1.1.2	Carguío y eliminación de material excedente	m ³	2882	14.35	41356.7
1.1.1.3	Relleno de estructuras con material seleccionado	m ³	1750	50.19	87832.5
1.1.1.4	Compactado con material de préstamo en zona de corte	m ²	440	3.99	1755.6
1.1.2	<u>ENROCADO EN ESTRIBOS</u>	-	-	-	<u>S/ 142,809.66</u>
1.1.2.1	Enrocado de fondo de cimentaciones en estribos	m ³	1005.05	126.78	127420.24
1.1.2.2	Enrocado para estabilización de taludes en cimentación de estribos	m ³	146.19	105.27	15389.42
1.1.3	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>	-	-	-	<u>S/ 12,808.56</u>
1.1.3.1	Encofrado para concreto de nivelación	m ²	21.52	55.03	1184.25
1.1.3.2	Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm ²	m ³	55.72	208.62	11624.31
1.1.4	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>	-	-	-	<u>S/ 803,535.59</u>
1.1.4.1	Encofrado cara no vista bajo agua	m ²	149.4	131.73	19680.46
1.1.4.2	Encofrado cara vista en seco	m ²	532.51	269.39	143452.87
1.1.4.3	Acero de refuerzo para zapatas fy = 4200 kg/cm ²	kg	16022.14	5.72	91646.64
1.1.4.4	Acero de refuerzo para el estribo fy = 4200 kg/cm ²	kg	23097.86	5.77	133274.65
1.1.4.5	Concreto f'c = 175 kg/cm ² bajo agua	m ³	340.2	478.34	162731.27
1.1.4.6	Concreto f'c = 210 kg/cm ² en seco (estribos)	m ³	461.18	548.05	252749.7
1.2	<u>ZAPATAS, PILARES Y CABEZAL</u>	-	-	-	<u>S/ 2'530,429.47</u>
1.2.1	<u>MOVIMIENTO DE TIERRAS</u>	-	-	-	<u>S/ 351,170.60</u>
1.2.1.1	Excavación para estructuras en material común bajo agua - ET01	m ³	5892.53	17.66	104062.08
1.2.1.2	Carguío y eliminación de material excedente	m ³	5892.53	14.35	84557.81
1.2.1.3	Relleno de estructuras con material seleccionado	m ³	3165	50.19	158851.35
1.2.1.4	Compactado con material de préstamo en zona de corte	m ²	1008	3.67	3699.36
1.2.2	<u>ENROCADO EN PILARES</u>	-	-	-	<u>S/ 321,969.79</u>
1.2.2.1	Enrocado de fondo de cimentaciones en pilares	m ³	2302.47	126.26	290709.86
1.2.2.2	Enrocado para estabilización de taludes en cimentación de pilares	m ³	296.95	105.27	31259.93
1.2.3	<u>OBRAS DE CONCRETO SIMPLE</u>	-	-	-	<u>S/ 34,256.48</u>
1.2.3.1	Encofrado para concreto de nivelación	m ²	70.5	53.28	3756.24
1.2.3.2	Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm ²	m ³	146.2	208.62	30500.24
1.2.4	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>	-	-	-	<u>S/ 1'823,032.60</u>



Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
1.2.4.1	<u>Encofrado cara no vista bajo agua</u>	m ²	355.5	131.73	46830.02
1.2.4.2	Encofrado cara vista en seco	m ²	954.79	293.54	280269.06
1.2.4.3	Acero de refuerzo para zapatas, pilares y viga cabezal fy = 4200 kg/cm ²	kg	128218.8	5.72	733411.94
1.2.4.4	Concreto f'c = 210 kg/cm ² bajo agua (zapatas)	m ³	911.25	497.61	453447.11
1.2.4.5	Concreto f'c = 280 kg/cm ² para pilares y viga cabezal	m ³	504.06	613.17	309074.47

Nota. Adaptado de *Expediente técnico con R.G. N° 118-2013-MPSR-J/GEMU*

4.1.2 Costos para la superestructura con vigas postensadas

Se presenta en la tabla 96, los metrados obtenidos del modelo en Revit para la construcción del tablero con vigas postensadas.

Para determinar el precio de construcción del tablero con vigas postensadas se han empleado los precios unitarios del expediente del proyecto, los que son referidos a octubre del 2020 y para el costo de las vigas postensadas se ha consultado con la empresa *Freyssinet Tierra armada Perú*, de la cual se ha obtenido una cotización al mes de abril del 2023, precio que debe ser reajustado a la fecha de octubre del 2020 para que la comparación sea coherente con la fecha de presupuesto base. Dicho reajuste se realizó mediante una deflactación, resultando un factor de reajuste de 0.793 y el detalle del cálculo de este factor se presenta en el anexo O

La propuesta técnica económica, dentro de la cual se encuentra la cotización; obtenida de la empresa Freyssinet se encuentra adjunta en el anexo N. Propuesta técnica y cotización de la empresa Freyssinet.

Entonces, para la construcción del tablero con vigas postensadas; se ha obtenido un presupuesto de S/ 4'709,438.63 a fecha de octubre del 2020. se presenta en la tabla 97.

Tabla 96

Metrados para la construcción tablero con vigas postensadas

Ítem	Partida	Und.	Metrado
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS</u>		
1.1	OBRAS DE CONCRETO ARMADO Y PRESFORZADO		
1.1.1	<u>PEDESTALES DE CONCRETO PARA DISPOSITIVOS DE APOYO</u>		
1.1.1.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	24.91
1.1.1.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	560.35
1.1.1.3	Encofrado y desencofrado del bloque	m ²	68.64
1.1.1.4	Mortero con grout epóxico	m ³	0.33
1.1.2	<u>VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO</u>		
1.1.2.1	Habilitación de terreno para fabricación	m ²	2400.00
1.1.2.2	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	4555.44
1.1.2.3	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	83964.00
1.1.2.4	Postensado de vigas	t-m	641088.00
1.1.2.5	Concreto premezclado f'c = 350 kg/cm ²	m ³	675.62
1.1.2.6	Izaje y montaje de vigas	und	24.00
1.1.3	<u>VIGAS DIAFRAGMA DE CONCRETO ARMADO</u>		
1.1.3.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	17.84
1.1.3.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	1506.84
1.1.3.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	115.45
1.1.4	<u>PRE-LOSAS DE CONCRETO ARMADO</u>		
1.1.4.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	286.98
1.1.4.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	78836.40
1.1.4.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	3700.22
1.1.4.4	Izaje y montaje de pre-losas	und	384.00
1.1.5	<u>LOSA DE PUENTE (VACIADA IN SITU)</u>		
1.1.5.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	325.35
1.1.5.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	52055.28
1.1.6	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>		
1.1.6.1	Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigón	m ²	116.20
1.1.6.2	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	32.54
1.1.6.3	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	2955.31
1.1.6.4	Encofrado y desencofrado normal	m ²	28.06
1.1.7	<u>BARRERAS DE IMPACTO</u>		
1.1.7.1	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	149.76
1.1.7.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	20648.38
1.1.7.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	1443.60
1.1.7.4	Junta asfáltica 1"	m	340.10
1.2	OBRAS COMPLEMENTARIAS		
1.2.1	Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)	und	48.00
1.2.2	Dispositivos de neopreno reforzado sobre estribos y pilares - 400x500 mm e = 12.1 mm	und	48.00

Nota. Elaborado en base al resultado del diseño estructural y los planos generados

Tabla 97

Costo directo de construcción del tablero con vigas postensadas

Ítem	Partida	Und	Metrado	Precio S/	Parcial S/
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS</u>				<u>S/ 4'709,438.63</u>
1.1	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO Y PRESFORZADO</u>				<u>S/ 4'615,607.27</u>
1.1.1	<u>PEDESTALES DE CONCRETO PARA DISPOSITIVOS DE APOYO</u>				<u>S/ 22,211.49</u>
1.1.1.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	24.91	456.81	11379.14
1.1.1.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	560.35	5.20	2913.82
1.1.1.3	Encofrado y desencofrado del bloque	m ²	68.64	86.54	5940.11
1.1.1.4	Mortero con grout epóxico	m ³	0.33	5962.68	1978.42
1.1.2	<u>VIGAS DE CONCRETO PRESFORZADO</u>				<u>S/ 2'402,244.36</u>
1.1.2.1	Habilitación de terreno para fabricación	m ²	2400.00	3.87	9288.00
1.1.2.2	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	4555.44	105.67	481373.34
1.1.2.3	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	83964.00	6.06	508821.84
1.1.2.4	Postensado de vigas	t-m	641088.00	1.10	705196.80
1.1.2.5	Concreto premezclado f'c = 350 kg/cm ²	m ³	675.62	550.69	372057.18
1.1.2.6	Izaje y montaje de vigas	und	24.00	13562.80	325507.20
1.1.3	<u>VIGAS DIAFRAGMA DE CONCRETO ARMADO</u>				<u>S/ 28,185.12</u>
1.1.3.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	17.84	456.81	8149.95
1.1.3.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	1506.84	5.20	7835.57
1.1.3.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	115.45	105.67	12199.60
1.1.4	<u>PRE-LOSAS DE CONCRETO ARMADO</u>				<u>S/ 1'420,014.00</u>
1.1.4.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	286.98	502.49	144204.58
1.1.4.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	78836.40	5.14	405219.10
1.1.4.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	3700.22	158.50	586484.08
1.1.4.4	Izaje y montaje de pre-losas	und	384.00	739.86	284106.24
1.1.5	<u>LOSA DE PUENTE (VACIADA IN SITU)</u>				<u>S/ 416,187.27</u>
1.1.5.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	325.35	456.81	148623.13
1.1.5.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	52055.28	5.14	267564.14
1.1.6	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>				<u>S/ 32,271.28</u>

Ítem	Partida	Und	Metrado	Precio S/	Parcial S/
1.1.6.1	Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigón	m ²	116.20	25.78	2995.64
1.1.6.2	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	32.54	353.02	11487.27
1.1.6.3	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	2955.31	5.14	15190.29
1.1.6.4	Encofrado y desencofrado normal	m ²	28.06	92.59	2598.08
1.1.7	<u>BARRERAS DE IMPACTO</u>				S/ 294,493.75
1.1.7.1	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	149.76	362.93	54352.40
1.1.7.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	20648.38	5.43	112120.70
1.1.7.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	1443.60	86.54	124929.14
1.1.7.4	Junta asfáltica 1"	m	340.10	9.09	3091.51
1.2	OBRAS COMPLEMENTARIAS				S/ 93,831.36
1.2.1	Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)	und	48.00	815.74	39155.52
1.2.2	Dispositivos de neopreno reforzado sobre estribos y pilares - 400x500 mm e = 12.1 mm	und	48.00	1139.08	54675.84

Nota. Este costo corresponde a fecha de octubre del 2020.

La fecha del presupuesto base del proyecto original es en marzo del 2013, considerando que la subestructura ha sido construida en base a este presupuesto, entonces lo más lógico para hacer una comparación de costos es llevar los costos de la superestructura con fecha de octubre del 2020 a fecha del presupuesto base del proyecto original mediante la fórmula polinómica.

En adelante, se presenta la actualización del presupuesto a fecha de marzo del 2013. Primero se muestra la fórmula polinómica correspondiente a este presupuesto en la figura 121.

Los índices unificados obtenidos del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) se presentan en la tabla 98 y corresponden a los de precios en la construcción en los meses de interés para obtener el factor de reajuste “K”, con el cual se procede a reajustar el presupuesto obtenido.

Figura 121

Fórmula polinómica – superestructura con vigas postensadas

$$K1 = 0.172 \frac{Mr}{Mo} + 0.124 \frac{FAMr}{FAMo} + 0.29 \frac{CAr}{CAo} + 0.168 \frac{DOr}{DOo} + 0.066 \frac{MAQr}{MAQo} + 0.18 \frac{INr}{INo}$$

Descripción	Nomenclatura	Coefficiente	Porcentaje (%)
47 Mano de Obra (Incluido Leyes Sociales)	M	0.172	100
47 Mano de Obra (Incluido Leyes Sociales)		0.161	93.84
37 Herramienta Manual		0.01	5.92
54 Pintura Látex		0	0.24
32 Flete Terrestre	FAM	0.124	100
43 Madera Nacional para Encofrado y Carpintería		0.122	98.71
43 Madera Nacional para Encofrado y Carpintería		0.053	43.06
45 Madera Terciada para Encofrado		0.07	56.94
05 Agregado Grueso		0.002	1.29
05 Agregado Grueso		0.001	67.02
04 Agregado Fino		0	30.23
38 Hormigón		0	2.75
21 Cemento Portland Tipo I	CA	0.29	100
21 Cemento Portland Tipo I		0.007	2.42
80 Concreto Premezclado		0.111	38.49
80 Concreto Premezclado		0.111	99.94
13 Asfalto		0	0.06
03 Acero de Construcción Corrugado		0.171	59.09
03 Acero de Construcción Corrugado		0.148	86.35
02 Acero de Construcción Liso		0.023	13.65
30 Dólar	DO	0.168	100
30 Dólar		0.168	100
49 Maquinaria y Equipo Importados	MAQ	0.066	100
49 Maquinaria y Equipo Importados		0.066	99.61
48 Maquinaria y Equipo Nacional		0	0.39
39 Índice General de Precios al Consumidor (INEI)	IN	0.18	100
39 Índice General de Precios al Consumidor (INEI)		0.18	100
TOTAL		1	

Nota. Esta fórmula corresponde al presupuesto de construcción de la superestructura con vigas postensadas. Realizado en el programa *Delphin Express*

Tabla 98

Índices unificados de precios en meses de interés

	M	FAM	CA	DO	MAQ	IN
INDICE	47	32	21	30	49	39
Oct-20	632.89	486.20	419.52	545.58	341.32	467.02
Mar-13	471.44	486.20	410.96	350.99	228.85	384.88

Nota. Adaptado, de acuerdo a los índices unificados de construcción del INEI

Reemplazando los valores mostrados en la fórmula polinómica y reajustando el presupuesto correspondiente a octubre de 2020 a fecha de marzo de 2013, obtenemos:

$$K = 0.837$$

$$\text{Valor inicial} = S/ 4'709,438.63 \quad | \quad \text{Presupuesto a 10/2020}$$

$$\text{Reajuste} = \text{Valor inicial} * (K - 1)$$

$$\text{Reajuste} = -S/ 768,207.83$$

$$\text{Valor reajustado} = S/ 3'941,230.80 \quad | \quad \text{Presupuesto a 03/2013}$$

Finalmente, para la construcción del tablero con vigas metálicas; se ha obtenido un presupuesto de S/ 3'941,230.80 a fecha de marzo del 2013.

Tabla 99

Costo directo de intercambio a desnivel con vigas postensadas

Ítem	Partida	Parcial S/
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE INTERCAMBIO A DESNIVEL CON SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	<u>S/ 7'612,655.00</u>
1.1	SUBESTRUCTURA (ESTRIBOS, PILARES Y VIGA CABEZAL)	S/ 3'671,424.20
1.2	SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS	S/ 3'941,230.80

Nota. Elaborado en base los costos directos de superestructura y subestructura, este coste corresponde a fecha de marzo del 2013

El costo directo total de superestructura con vigas postensadas y la subestructura existente asciende a S/ 7'612,655.00 a fecha de marzo del 2013.

4.1.3 Costos para la superestructura con vigas metálicas

Se presenta en la tabla 100, los metrados para la construcción del tablero con vigas metálicas. Para determinar el precio de construcción del tablero con vigas metálicas se han empleado los precios unitarios del expediente del proyecto, los que son referidos a octubre del 2020. El presupuesto se presenta en la tabla 101.

Tabla 100

Metrados para la construcción del tablero con vigas metálicas

Ítem	Partida	Und.	Metrado
2	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	-	-
2.1	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>		
2.1.1	<u>PEDESTALES DE CONCRETO PARA DISPOSITIVOS DE APOYO</u>	-	-
2.1.1.1	Concreto premezclado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	23.54
2.1.1.2	Acero de Refuerzo G-60 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	529.53
2.1.1.3	Encofrado y desencofrado del bloque	m ²	75.90
2.1.1.4	Mortero con grout epóxico	m ³	0.29
2.1.2	<u>LOSA O TABLERO DE PUENTE</u>	-	-
2.1.2.1	Concreto premezclado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	615.15
2.1.2.2	Acero de Refuerzo G-60 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	75162.99
2.1.2.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	3052.25
2.1.2.4	Bruña rompeagua	m	362.50
2.1.3	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>	-	-
2.1.3.1	Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigón	m ²	116.20
2.1.3.2	Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	32.54
2.1.3.3	Acero de Refuerzo G-60 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	2955.31
2.1.3.4	Encofrado y desencofrado normal	m ²	28.06
2.1.4	<u>BARRERAS DE IMPACTO</u>	-	-
2.1.4.1	Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m ³	149.76
2.1.4.2	Acero de Refuerzo G-60 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	20648.38
2.1.4.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	1443.60
2.1.4.4	Junta asfáltica 1"	m	340.10
2.1.5	<u>VIGAS DIAFRAGMA DE CONCRETO ARMADO</u>	-	-
2.1.5.1	Concreto premezclado $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	50.29
2.1.5.2	Acero de Refuerzo G-60 $f_y=4,200 \text{ kg/cm}^2$	kg	3351.07
2.1.5.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	209.30
2.2	<u>ESTRUCTURAS DE ACERO</u>		
2.2.1	Fabricación y lanzamiento de vigas de acero (según diseño)	glb	1.00
	Fabricación de estructura metálica acero G-50	ton	299.21
	Conectores de corte NELSON STUD	und	21552.00
	Fabricación de estructura metálica acero A-36	ton	55.51
	Transporte de estructura metálica Taller-Obra	ton	354.72
	Apoyos provisionales para el lanzamiento de la superestructura	und	2.00
	Montaje y lanzamiento de estructura metálica	ton	354.71
	Granallado de estructura metálica	m ²	2583.24
	Pintado con ZINC RICH INORGÁNICO (O ZINC CLAD 60BR)	m ²	2583.24
	Pintado con ESMALTE EPÓXICO	m ²	2583.24
	Pintado con ESMALTE PILURETANO	m ²	2583.24
2.3	<u>OBRAS COMPLEMENTARIAS</u>		
2.3.1	Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)	und	56.00
2.3.2	Dispositivos de neopreno reforzado - 400x500 mm e = 12.1 mm	und	42.00

Nota. Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla 101

Costo directo de construcción del tablero con vigas metálicas

Ítem	Partida	Und	Metrado	Precio S/	Parcial S/
2	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	-	-	-	<u>S/ 7'726,297.04</u>
2.1	<u>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</u>				S/ 1'405,462.68
2.1.1	<u>PEDESTALES DE CONCRETO PARA DISPOSITIVOS DE APOYO</u>	-	-	-	<u>S/ 21,804.44</u>
2.1.1.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	23.54	456.81	10753.31
2.1.1.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	529.53	5.20	2753.56
2.1.1.3	Encofrado y desencofrado del bloque	m ²	75.90	86.54	6568.39
2.1.1.4	Mortero con grout epóxico	m ³	0.29	5962.68	1729.18
2.1.2	<u>LOSA O TABLERO DE PUENTE</u>	-	-	-	<u>S/ 994,377.95</u>
2.1.2.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	615.15	456.81	281006.67
2.1.2.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	75162.99	5.14	386337.77
2.1.2.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	3052.25	105.67	322531.26
2.1.2.4	Bruña rompeagua	m	362.50	12.42	4502.25
2.1.3	<u>LOSA DE APROXIMACIÓN</u>	-	-	-	<u>S/ 32,271.28</u>
2.1.3.1	Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigón	m ²	116.20	25.78	2995.64
2.1.3.2	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	32.54	353.02	11487.27
2.1.3.3	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	2955.31	5.14	15190.29
2.1.3.4	Encofrado y desencofrado normal	m ²	28.06	92.59	2598.08
2.1.4	<u>BARRERAS DE IMPACTO</u>	-	-	-	<u>S/ 294,493.75</u>
2.1.4.1	Concreto f'c = 210 kg/cm ²	m ³	149.76	362.93	54352.40
2.1.4.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	20648.38	5.43	112120.70
2.1.4.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	1443.60	86.54	124929.14
2.1.4.4	Junta asfáltica 1"	m	340.10	9.09	3091.51
2.1.5	<u>VIGAS DIAFRAGMA DE CONCRETO ARMADO</u>	-	-	-	<u>S/ 62,515.26</u>
2.1.5.1	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm ²	m ³	50.29	456.81	22972.97
2.1.5.2	Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm ²	kg	3351.07	5.20	17425.56
2.1.5.3	Encofrado y desencofrado caravista	m ²	209.30	105.67	22116.73
2.2	<u>ESTRUCTURAS DE ACERO</u>				S/ 6'227,311.56
2.2.1	Fabricación y lanzamiento de vigas de acero (según diseño)	glb	1.00	6227311.56	6227311.56
	Fabricación de estructura metálica acero G-50	ton	299.21	--	--
	Conectores de corte NELSON STUD	und	21552.00	--	--
	Fabricación de estructura metálica acero A-36	ton	55.51	--	--
	Transporte de estructura metálica Taller-Obra	ton	354.72	--	--



Ítem	Partida	Und	Metrado	Precio S/	Parcial S/
	Apoyos provisionales para el lanzamiento de la superestructura	und	2.00	--	--
	Montaje y lanzamiento de estructura metálica	ton	354.71	--	--
	Granallado de estructura metálica	m ²	2583.24	--	--
	Pintado con ZINC RICH INORGÁNICO (O ZINC CLAD 60BR)	m ²	2583.24	--	--
	Pintado con ESMALTE EPÓXICO	m ²	2583.24	--	--
	Pintado con ESMALTE PILURETANO	m ²	2583.24	--	--
2.3	OBRAS COMPLEMENTARIAS				S/ 93,522.80
2.3.1	Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)	und	56.00	815.74	45681.44
2.3.2	Dispositivos de neopreno reforzado sobre estribos y pilares - 400x500 mm e = 12.1 mm	und	42.00	1139.08	47841.36

Nota. Este costo corresponde a fecha de octubre del 2020. *Adaptado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Entonces, para la construcción del tablero con vigas metálicas; se ha obtenido un presupuesto de S/ 7'726,297.04 a fecha de octubre del 2020. En adelante, se presenta la actualización del presupuesto a fecha de marzo del 2013. En la figura 122 se muestra la fórmula polinómica para este presupuesto.

Los índices unificados obtenidos del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) se presentan en la tabla 102 y corresponden a los de precios en la construcción en los meses de interés para obtener el factor de reajuste “K”.

Tabla 102

Índices unificados de precios en meses de interés

	M	FAM	CA	DO	MAQ	IN
INDICE	47	32	21	30	49	39
Oct-20	632.89	486.20	419.52	545.58	341.32	467.02
Mar-13	471.44	486.20	410.96	350.99	228.85	384.88

Nota. Adaptado, de acuerdo a los índices unificados de construcción del INEI

Figura 122

Fórmula polinómica – superestructura con vigas metálicas

$$K1 = 0.069 \frac{Mr}{Mo} + 0.108 \frac{FAMr}{FAMo} + 0.082 \frac{CAr}{CAo} + 0.47 \frac{DOr}{DOo} + 0.09 \frac{MAQr}{MAQo} + 0.18 \frac{INr}{INo}$$

Descripción	Nomenclatura	Coefficiente	Porcentaje (%)
47 Mano de Obra (Incluido Leyes Sociales)	M	0.069	100
47 Mano de Obra (Incluido Leyes Sociales)		0.038	55.68
37 Herramienta Manual		0.003	4.14
54 Pintura Látex		0.028	40.18
32 Flete Terrestre	FAM	0.108	100
32 Flete Terrestre		0.082	75.15
43 Madera Nacional para Encofrado y Carpintería		0.026	23.96
43 Madera Nacional para Encofrado y Carpintería		0.015	55.84
45 Madera Terciada para Encofrado		0.011	44.16
05 Agregado Grueso		0.001	0.89
05 Agregado Grueso		0.001	67.32
04 Agregado Fino		0	29.9
38 Hormigón		0	2.78
21 Cemento Portland Tipo I	CA	0.082	100
21 Cemento Portland Tipo I		0.004	5.11
80 Concreto Premezclado		0.031	37.36
80 Concreto Premezclado		0.031	99.86
13 Asfalto		0	0.14
03 Acero de Construcción Corrugado		0.047	57.53
03 Acero de Construcción Corrugado		0.038	81.19
02 Acero de Construcción Liso		0.009	18.81
30 Dólar	DO	0.47	100
30 Dólar		0.47	100
49 Maquinaria y Equipo Importados	MAQ	0.09	100
49 Maquinaria y Equipo Importados		0.09	99.83
48 Maquinaria y Equipo Nacional		0	0.17
39 Índice General de Precios al Consumidor (INEI)	IN	0.18	100
39 Índice General de Precios al Consumidor (INEI)		0.18	100
TOTAL		1	

Nota. Esta fórmula corresponde al presupuesto de construcción de la superestructura con vigas metálicas. Realizado en el programa *Delphin Express*

Reemplazando los valores mostrados en de la tabla 102, obtenemos:

$$K = 0.751$$

$$\text{Valor inicial} = S/ 7'726,297.04 \quad | \quad \text{Presupuesto a 10/2020}$$

$$\text{Reajuste} = \text{Valor inicial} * (K - 1)$$

$$\text{Reajuste} = -S/ 1'925,571.86$$

$$\text{Valor reajustado} = S/ 5'800,725.18 \quad | \quad \text{Presupuesto a 04/2023}$$

Tabla 103

Costo directo de intercambio a desnivel con vigas metálicas

Ítem	Partida	Parcial S/
1	<u>COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE INTERCAMBIO A DESNIVEL CON SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	<u>S/ 9'472,149.38</u>
1.1	SUBESTRUCTURA (ESTRIBOS, PILARES Y VIGA CABEZAL)	S/ 3'671,424.20
1.2	SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS	S/ 5'800,725.18

Nota. Elaborado en base los costos directos de superestructura y subestructura.

El costo directo total de superestructura y subestructura asciende a S/ 9'472,149.38 a fecha de marzo del 2013.

4.2 ANÁLISIS DE COSTOS DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Para determinar los costos de operación y mantenimiento es necesario primero definir las partidas de mantenimiento a lo largo del tiempo, en este caso se han tomado las partidas más relevantes según el tipo de superestructura a ser empleada en cada caso, en base al *Manual de carreteras: Mantenimiento y conservación vial* (MTC, 2018a); además del informe de conservación rutinaria y periódica del *Estudio definitivo para la construcción del puente Huallaga y accesos* (CONSORCIO HUALLAGA, 2018).

4.2.1 Costos para la superestructura con vigas postensadas

Se presenta los cronogramas de mantenimiento rutinario y periódico para el tablero con vigas postensadas; en base a las partidas seleccionadas para la presente investigación se planifica el cronograma anual de costo directo para cada tipo de mantenimiento. La conservación rutinario seguirá el cronograma de las tablas 104 y 105.

Tabla 104

Cronograma anual de conservación rutinaria - vigas postensadas

ÍTEM	ACTIVIDAD	AÑOS (POST-CONSTRUCCIÓN)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	...
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
102	Mantenimiento de las señales verticales	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
103	Mantenimiento de las barreras de impacto	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
104	Reparación superficial de elementos de concreto	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
105	Reparación del acceso al tablero del puente	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓

Nota. Elaborado según necesidades de mantenimiento de esta alternativa

Tabla 105

Cronograma mensual de conservación rutinaria - vigas postensadas

ÍTEM	ACTIVIDAD	MESES											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente			✓			✓			✓			✓
102	Mantenimiento de las señales verticales						✓						
103	Mantenimiento de las barreras de impacto						✓						
104	Reparación superficial de elementos de concreto						✓						
105	Reparación del acceso al tablero del puente						✓						

Nota. Elaborado según necesidades de mantenimiento de esta alternativa

En la tabla 106 se cuantifica el presupuesto anual para mantenimiento rutinario típico en la alternativa con vigas postensadas, considerando precios unitarios con fecha de presupuesto base.

Tabla 106

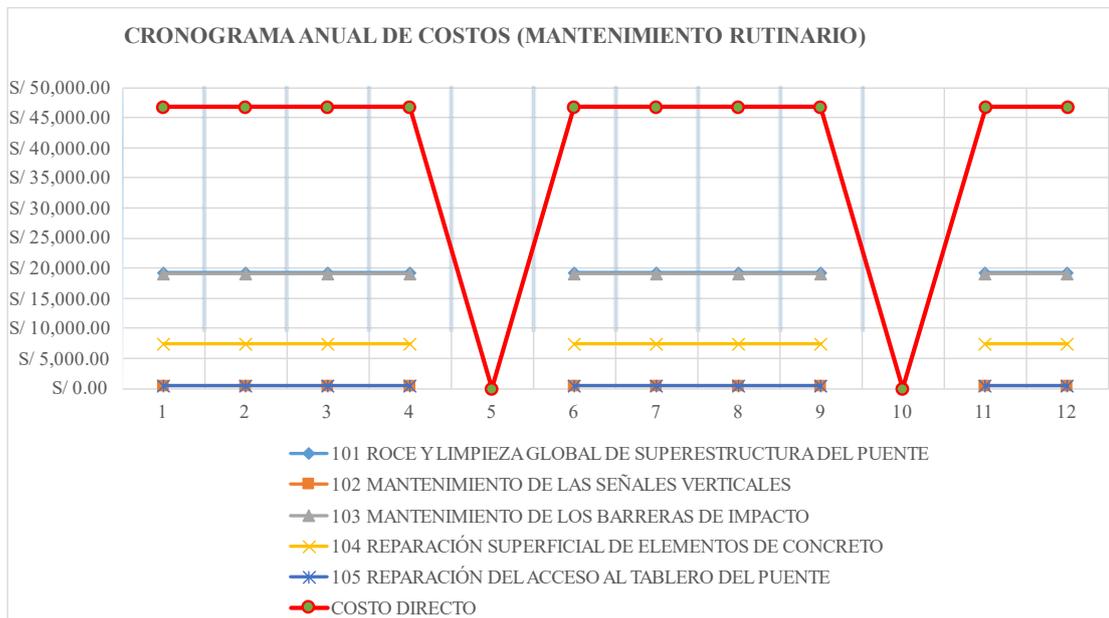
Presupuesto anual de mantenimiento rutinario - vigas postensadas

Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
3.0	<u>MANTENIMIENTO RUTINARIO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS</u>	c/ 1	años		<u>S/ 46,920.00</u>
3.1	Roce y limpieza global de superestructura del puente	m ²	11,520.00	1.68	19,353.60
3.2	Mantenimiento de las señales verticales	und	8.00	69.56	556.48
3.3	Mantenimiento de las barreras de impacto	m	720.00	26.59	19,144.80
3.4	Reparación superficial de elementos de concreto	m ²	144.00	51.48	7,413.12
3.5	Reparación del acceso al tablero del puente	m	200.00	2.26	452.00

Nota. Elaborado en base a plan de mantenimiento rutinario

Figura 124

Costos anuales de mantenimiento rutinario - vigas postensadas



Nota. Elaborados en base el cronograma anual de costos de mantenimiento rutinario

Procedemos, de forma similar para la conservación periódica.

Tabla 107

Cronograma anual de conservación periódica - vigas postensadas

ÍTEM	ACTIVIDAD	AÑOS (POST-CONSTRUCCIÓN)												
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	...	
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente					✓							✓	
102	Limpieza de superficie de concreto en puentes					✓							✓	
103	Reparación superficial de elementos de concreto					✓							✓	
104	Reparación del acceso al tablero del puente					✓							✓	
105	Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia					✓							✓	
106	Mantenimiento de señales verticales					✓							✓	
107	Mantenimiento de las barreras de impacto					✓							✓	

Nota. Elaboración propia

Tabla 108

Presupuesto de mantenimiento periódico - vigas postensadas

Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
4.0	<u>MANTENIMIENTO PERIODICO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS</u>	c/ 5	años		S/ 159,304.30
4.1	Roce y limpieza global de superestructura del puente	m ²	2,880.00	1.68	4,838.40
4.2	Limpieza de superficie de concreto en puentes	m ²	6,241.06	10.85	67,715.50
4.3	Reparación superficial de elementos de concreto	m ²	144.00	51.48	7,413.12
4.4	Reparación del acceso al tablero del puente	m	200.00	2.26	452.00
4.5	Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia	m	720.00	82.20	59,184.00
4.6	Mantenimiento de las señales verticales	und	8.00	69.56	556.48
4.7	Mantenimiento de las barreras de impacto	m	720.00	26.59	19,144.80

Nota. Elaborado en base a plan de mantenimiento periódico

El costo anual de mantenimiento periódico para el tablero con vigas postensadas es de S/ 159,304.30.

Figura 125

Costos de conservación periódica - vigas postensadas

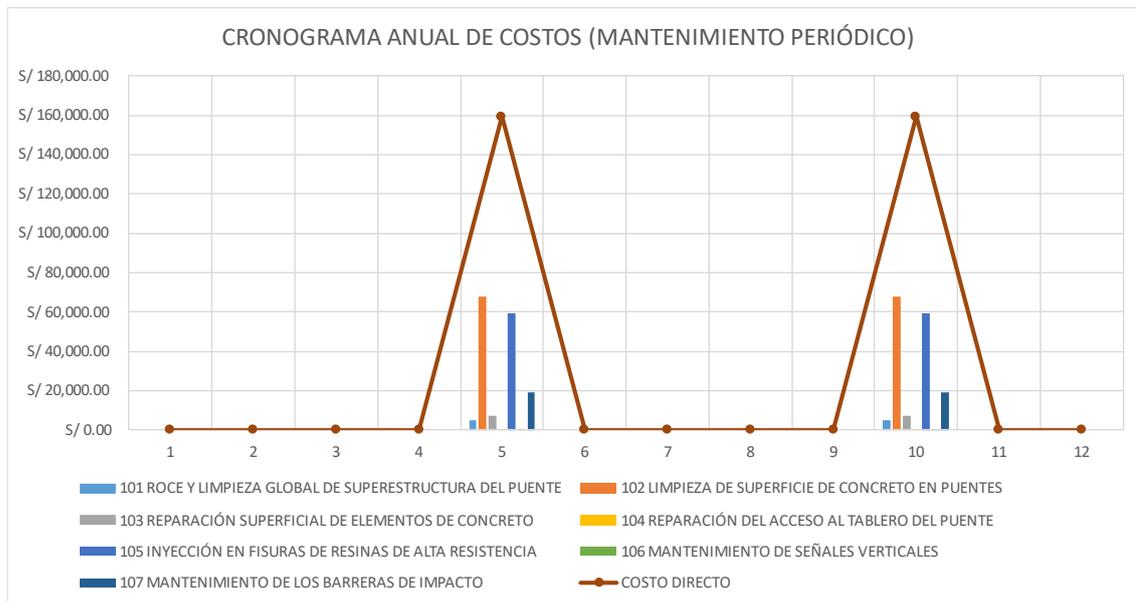
ÍTEM	ACTIVIDAD	UND	AÑ					
			1	2	3	4	5	6
101	ROCE Y LIMPIEZA GLOBAL DE SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	m2					4838.40	
102	LIMPIEZA DE SUPERFICIE DE CONCRETO EN PUENTES	m2					67715.48	
103	REPARACIÓN SUPERFICIAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2					7413.12	
104	REPARACIÓN DEL ACCESO AL TABLERO DEL PUENTE	m					452.00	
105	INYECCIÓN EN FISURAS DE RESINAS DE ALTA RESISTENCIA	m					59184.00	
106	MANTENIMIENTO DE SEÑALES VERTICALES	und					556.48	
107	MANTENIMIENTO DE LOS BARRERAS DE IMPACTO	m					19144.80	
COSTO DIRECTO			0.00	0.00	0.00	0.00	159304.28	0.00

ÍTEM	ACTIVIDAD	UND	AÑO					...
			7	8	9	10	11	
101	ROCE Y LIMPIEZA GLOBAL DE SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	m2				4838.40		
102	LIMPIEZA DE SUPERFICIE DE CONCRETO EN PUENTES	m2				67715.48		
103	REPARACIÓN SUPERFICIAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO	m2				7413.12		
104	REPARACIÓN DEL ACCESO AL TABLERO DEL PUENTE	m				452.00		
105	INYECCIÓN EN FISURAS DE RESINAS DE ALTA RESISTENCIA	m				59184.00		
106	MANTENIMIENTO DE SEÑALES VERTICALES	und				556.48		
107	MANTENIMIENTO DE LOS BARRERAS DE IMPACTO	m				19144.80		
COSTO DIRECTO			0.00	0.00	0.00	159304.28	0.00	0.00

Nota. Elaborados en base el plan de mantenimiento periódico y precios unitarios

Figura 126

Costos anuales de mantenimiento periódico - vigas postensadas



Nota. Elaborados en base al cronograma anual de costos de mantenimiento periódico

El costo de mantenimiento total para el tablero con vigas postensadas, en un horizonte de 20 años, es de S/ 1'387,937.20.

4.2.2 Costos para la superestructura con vigas metálicas

Se presenta, en las tablas 109 y 110, los cronogramas de mantenimiento rutinario y periódico necesario para el tablero con vigas metálicas; en base a las partidas que se han seleccionado para el presente trabajo de investigación se determina el presupuesto anual para cada tipo de mantenimiento.

En la figura 127 se presenta el cronograma de costos mensuales y anuales para la alternativa con vigas metálicas.

Tabla 109

Cronograma anual de conservación rutinaria - vigas metálicas

ÍTEM	ACTIVIDAD	AÑOS (POST-CONSTRUCCIÓN)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	...
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
102	Mantenimiento de las señales verticales	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
103	Mantenimiento de las barreras de impacto	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
104	Reparación superficial de elementos de concreto	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
105	Reparación del acceso al tablero del puente	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓
106	Conservación de pintura en estructuras metálicas	✓	✓	✓	✓		✓	✓	✓	✓		✓	✓

Nota. Elaborado según necesidades de mantenimiento de esta alternativa

Tabla 110

Cronograma mensual de conservación rutinaria - vigas metálicas

ÍTEM	ACTIVIDAD	MESES											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente			✓			✓			✓			✓
102	Mantenimiento de las señales verticales						✓						
103	Mantenimiento de las barreras de impacto						✓						
104	Reparación superficial de elementos de concreto						✓						
105	Reparación del acceso al tablero del puente						✓						
106	Conservación de pintura en estructuras metálicas						✓						

Nota. Elaborado según necesidades de mantenimiento de esta alternativa

En la figura 128 se presenta de forma gráfica los gastos incurridos anualmente en el mantenimiento rutinario. Análogamente se cuantifica los gastos incurridos anualmente en el mantenimiento periódico y se presenta en la figura 130.

Tabla 111

Presupuesto anual de mantenimiento rutinario - vigas metálicas

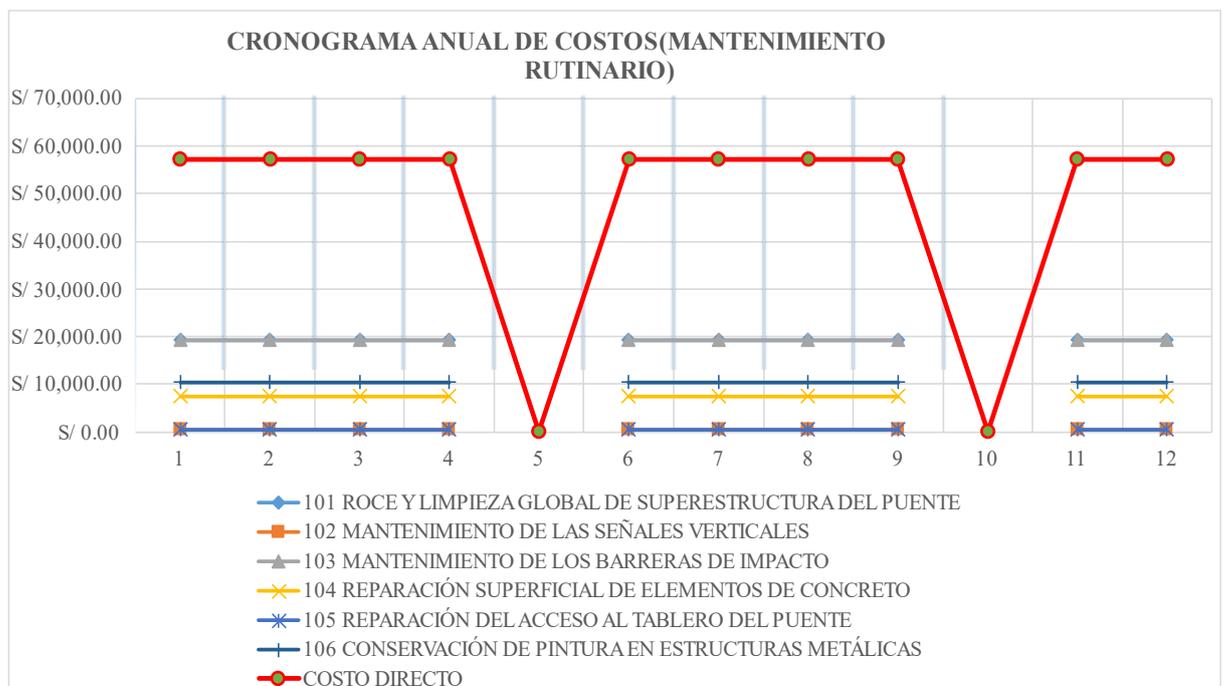
Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
5.0	<u>MANTENIMIENTO RUTINARIO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	c/ 1	años		<u>S/ 57,227.13</u>
5.1	Roce y limpieza global de superestructura del puente	m ²	11,520.00	1.68	19,353.60
5.2	Mantenimiento de las señales verticales	und	8.00	69.56	556.48
5.3	Mantenimiento de las barreras de impacto	m	720.00	26.59	19,144.80
5.4	Reparación superficial de elementos de concreto	m ²	144.00	51.48	7,413.12
5.5	Reparación del acceso al tablero del puente	m	200.00	2.26	452.00
5.6	Conservación simple de pintura en estructuras metálicas	m ²	2,583.24	3.99	10,307.13

Nota. Elaborado en base a plan de mantenimiento rutinario

El costo anual de mantenimiento rutinario para el tablero con vigas metálicas es de S/ 57,227.13.

Figura 128

Costos anuales de mantenimiento rutinario - vigas metálicas



Nota. Elaborado en base al cronograma anual de costos de mantenimiento rutinario

Tabla 112

Cronograma anual de conservación periódica - vigas metálicas

ÍTEM	ACTIVIDAD	AÑOS (POST-CONSTRUCCIÓN)											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	...
101	Roce y limpieza global de superestructura del puente					✓					✓		
102	Limpieza de superficie de puentes metálicos					✓					✓		
103	Reparación superficial de elementos de concreto					✓					✓		
104	Reparación del acceso al tablero del puente					✓					✓		
105	Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia					✓					✓		
106	Reparación y conservación de pintura en estructuras metálicas					✓					✓		
107	Mantenimiento de señales verticales					✓					✓		
108	Mantenimiento de las barreras de impacto					✓					✓		

Nota. Elaboración propia

Tabla 113

Presupuesto de mantenimiento periódico - vigas metálicas

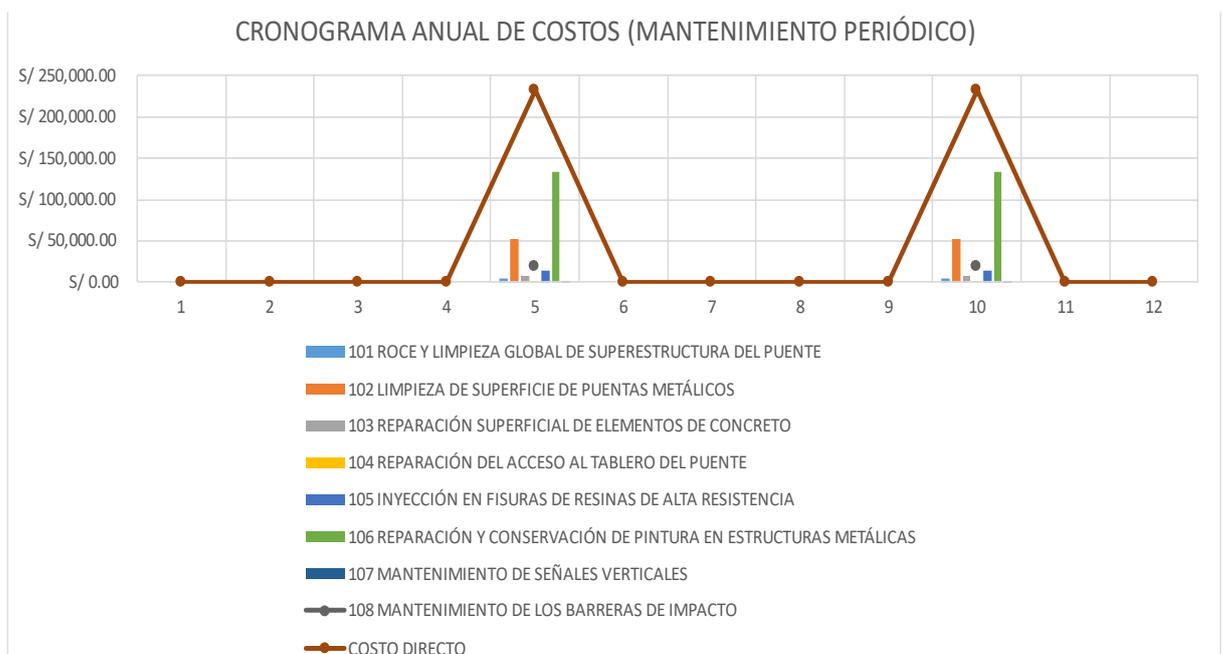
Ítem	Partida	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
6.0	<u>MANTENIMIENTO PERIODICO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS</u>	c/ 5	años		<u>S/ 232,574.11</u>
6.1	Roce y limpieza global de superestructura del puente	m ²	2,880.00	1.68	4,838.40
6.2	Limpieza de superficie de puentes metálicos	m ²	2,583.24	20.23	52,258.95
6.3	Reparación superficial de elementos de concreto	m ²	144.00	51.48	7,413.12
6.4	Reparación del acceso al tablero del puente	m	200.00	2.26	452.00
6.5	Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia	m	180.00	82.20	14,796.00
6.6	Reparación y conservación de pintura en estructuras metálicas	m ²	2,583.24	51.53	133,114.36
6.7	Mantenimiento de las señales verticales	und	8.00	69.56	556.48
6.8	Mantenimiento de las barreras de impacto	m	720.00	26.59	19,144.80

Nota. Elaboración propia

El costo anual de mantenimiento periódico se cuantifico en la tabla 113 para el tablero con vigas metálicas, y asciende a S/ 232,574.11.

Figura 130

Costos anuales de mantenimiento periódico - vigas metálicas



Nota. Elaborado en base al cronograma anual de costos de mantenimiento rutinario

El costo de mantenimiento total para el tablero con vigas metálicas, en un horizonte de 20 años, es de S/ 1'845,930.49.

4.3 ANALISIS DEL PESO DE LA SUPERESTRUCTURA

La determinación del peso de ambos sistemas estructurales en estudio se realizará mediante el software Revit, y para determinar la carga axial generada por la sobrecarga vehicular en servicio se determinará mediante los paquetes estructurales empleados.

Figura 131

Vista 3D de superestructura, pilares y estribos



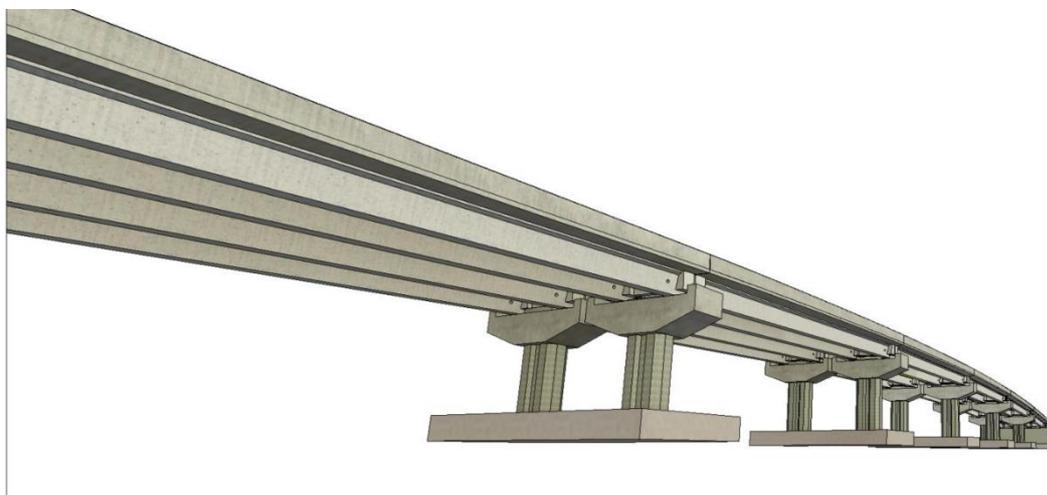
Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

4.3.1 Peso para la superestructura con vigas postensadas

Se ha de determinar las cargas permanentes o muertas de una vía del tablero con vigas postensadas en base a un modelo tridimensional en el software *Revit* y además se determina las cargas axiales ejercidas por dicho tablero en los estribos y pilares.

Figura 132

Vista 3D en perspectiva de superestructura con vigas postensadas



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

Se presenta en la tabla 114 el detalle del peso de la superestructura (múltiples tramos simplemente apoyados en este caso) y en la tabla 115 se presenta las reacciones en los pilares y estribos.

Tabla 114

Peso propio de tablero con vigas postensadas (1 sola vía)

Ítem	Descripción	Cantidad	Peso (tf)	
			Parcial	Total
1	Barreras New Jersey	90.00	2.00	179.71
2	Losa C°A°	6.00	123.33	739.97
3	Viga PT	12.00	67.58	810.98
4	Viga diafragma	12.00	1.59	19.02
			TOTAL	1749.68
NOTA: Peso de 1 solo tramo			-->	291.61

Nota. Elaborado según los resultados del diseño estructural y el modelo de *Revit*

Tabla 115

Reacciones verticales en servicio, caso de vigas postensadas

Carga vertical	Estribo Norte	Pilar Norte 2	Pilar Norte 1	Pilar Central	Pilar Sur 1	Pilar Sur 2	Estribo Sur
Carga muerta (tf)	145.81	291.61	291.61	291.61	291.61	291.61	145.81
Carga móvil (tf)	68.40	136.80	136.80	136.80	136.80	136.80	68.40
SERVICIO	214.21	428.41	428.41	428.41	428.41	428.41	214.21

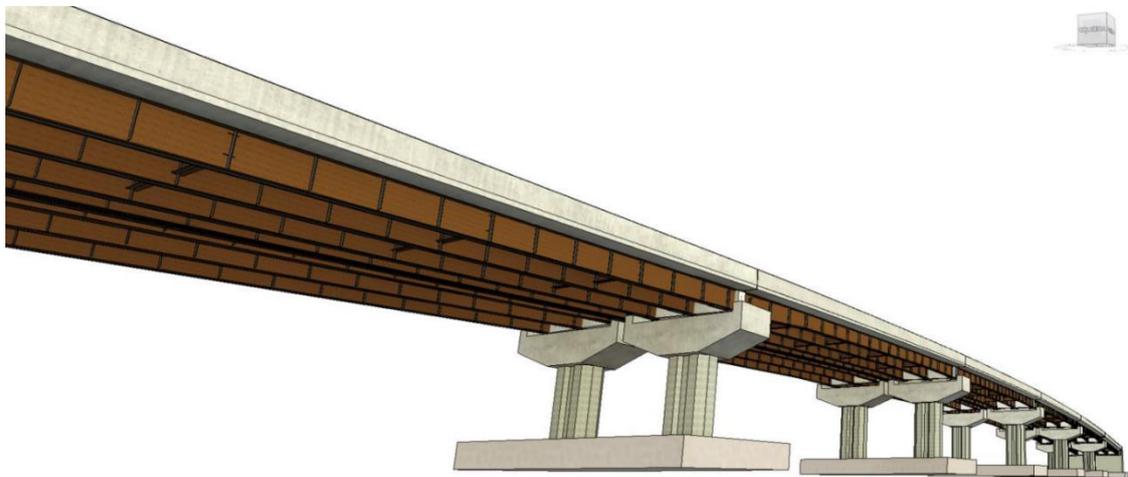
Nota. Elaborado según los resultados del diseño estructural

4.3.2 Peso para la superestructura con vigas metálicas.

Se ha de determinar las cargas permanentes o muertas de una vía del tablero con vigas metálicas en base a un modelo tridimensional en el software *Revit* y además se determina las cargas axiales ejercidas por dicho tablero en los estribos y pilares.

Figura 133

Vista 3D en perspectiva de superestructura con vigas metálicas



Nota. Elaborado y extraído del programa *Revit*

El modelo geométrico de *Revit* ha servido para verificar si los metrados presentados en el expediente técnico del último proyecto (saldo de obra) han sido cuantificados correctamente. La manipulación de información en el programa *Revit* permite cuantificar de forma rápida el volumen de todos los elementos modelados y por ende permite determinar el peso del acero de cada componente de las vigas.

Se presenta en la tabla 116 el detalle del peso de la superestructura (seis tramos continuos en este caso) y en la tabla 117 se presenta las reacciones en los pilares y estribos.

4.4 ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Para determinar el desempeño estructural de ambas alternativas en estudio se han usado los siguientes parámetros:

- **Seguridad:** Este parámetro está asociada con la resistencia y estabilidad estructural de la estructura para soportar cargas sin llegar al fallo (Condori e Itusaca, 2017). Para medir esta variable se utilizaron las proporciones de cargas actuantes a cargas resistentes o también llamado proporción demanda-capacidad.

- **Funcionalidad:** Este parámetro está asociado con la capacidad de la estructura de soportar esfuerzos sin sufrir deformaciones considerables y por ende esta referido a la rigidez de cada tipo de estructura (Condori e Itusaca, 2017). El control de deformaciones para cada alternativa se analizará para la carga móvil HL-93, como se indica en las especificaciones AASHTO 2020

Tabla 116

Peso propio de tablero con vigas metálicas (una sola vía)

Ítem	Descripción	Cantidad	Peso (tonf)	
			Parcial	Total
1	Barreras New Jersey	90.00	2.00	179.71
2	Losa C°A°	1.00	730.80	730.80
3	Viga metálica y rigidizadores	3.00	49.91	149.73
4	Viga diafragma híbrido	7.00	9.80	68.62
5	Viga diafragma metálica	12.00	0.58	6.97
6	Sistema arriostre temporal	1.00	3.20	3.20
TOTAL			1139.04	
NOTA: Peso simplificado de 1 solo tablero			-->	189.84

Nota. Elaborado según los resultados del diseño estructural y el modelo de *Revit*

Tabla 117

Reacciones verticales en servicio, caso de vigas metálicas

Carga vertical	Estribo Norte	Pilar Norte 2	Pilar Norte 1	Pilar Central	Pilar Sur 1	Pilar Sur 2	Estribo Sur
Carga muerta (tf)	205.40	151.60	139.88	145.30	139.88	151.60	205.40
Carga móvil (tf)	118.30	155.70	184.50	186.10	184.50	155.70	118.30
SERVICIO	323.70	307.30	324.38	331.40	324.38	307.30	323.70

Nota. Elaborado según los resultados del diseño estructural

4.4.1 Desempeño estructural de superestructura con vigas postensadas

4.4.1.1 Seguridad estructural

En este caso la relación demanda-capacidad se calcula para la sección crítica (centro) de las vigas simplemente apoyadas para el estado límite de resistencia I.

$$M_u = 1515.30 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_r = 1568.65 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_u/M_r = 0.966 \quad (\text{proporción demanda-capacidad})$$

En este caso la proporción demanda-capacidad es aceptable bajo la normativa vigente. El cálculo de esta proporción se encuentra detalladamente en el anexo C. Memoria de cálculo de la superestructura con vigas postensadas.

4.4.1.2 Funcionalidad estructural

En el ítem 3.5.4.3.7 se ha determinado la deflexión máxima para esta alternativa estructural y la máxima permisible según la normativa vigente. Estos valores son los siguientes:

$$\Delta_{LL_IM} = 20.50 \text{ mm} < L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Esta alternativa presenta una deflexión máxima de 20.50 mm, la cual cumple con el límite permisible de 37.50 mm establecido en AASHTO 2020.

4.4.2 Desempeño estructural de superestructura con vigas metálicas

4.4.2.1 Seguridad estructural

En este caso la relación demanda-capacidad más crítica se da para momento negativo sobre los apoyos para el estado límite de resistencia I, considerando que en este caso las vigas son continuas.

$$M_u = 717.60 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_r = 870.40 \text{ tf}\cdot\text{m}$$

$$M_u/M_r = 0.824 \quad (\text{proporción demanda-capacidad})$$

En este caso la proporción demanda-capacidad es aceptable bajo la normativa vigente. El cálculo de esta proporción se encuentra detalladamente en el anexo D. Memoria de cálculo de la verificación de vigas metálicas.

4.4.2.2 Funcionalidad estructural

En el ítem 3.6.6.2.6 se ha determinado la deflexión máxima para esta alternativa estructural y la máxima permisible según la normativa vigente. Estos valores son los siguientes:

$$\Delta_{LL_IM} = 31.40 \text{ mm} < L/800 = 37.50 \text{ mm} \quad \mathbf{OK!}$$

Esta alternativa presenta una deflexión máxima de 31.40 mm, la cual cumple con el límite permisible de 37.50 mm establecido en AASHTO 2020.

4.5 ANÁLISIS COMPARATIVO: PESO Y COSTOS DIRECTOS

4.5.1 Por el costo de construcción

En la tabla 118 se muestra en detalle la comparación entre el costo de construcción para las dos alternativas de puentes en estudio, el primero que es con vigas postensadas y el segundo que es con vigas metálicas.

De los resultados, podemos inferir que el puente con vigas postensadas resulta más económico para su construcción. El puente con vigas postensadas resulta menor en un 19.63% respecto al puente con vigas metálicas a nivel de costo directo.

Se han sometido los costos obtenidos, solamente considerando la superestructura, a una comparación de costos de construcción respecto a los costos de los antecedentes bibliográficos. Estos resultados se presentan en la tabla 119.

Tabla 118*Cuadro comparativo de puente según costo de construcción*

	Alternativa	Cantidad	Presupuesto (S/)	Observaciones
a)	Puente con vigas postensadas	1	S/ 7'612,655.00	Costo directo a 03/2013
b)	Puente con vigas metálicas	1	S/ 9'472,149.38	Costo directo a 03/2013
	Diferencia	--	S/ 1'859,494.38	Puente con vigas postensadas es 19.63 % menos costoso en su construcción

*Nota. Elaboración propia***Tabla 119***Comparación de costos con antecedentes bibliográficos*

Autor	Costo de superestructura de puente con vigas postensadas (S/)	Costo de superestructura de puente con vigas metálicas (S/)	Porcentaje de ahorro al emplear vigas postensadas (%)
Elaboración propia	3'941,230.80	5'800,725.18	32.06
Roque, I. (2021)	1'227,553.79	2'113,235.04	41.91
Neira, K. (2018)	1'753,393.75	1'930,738.60	9.19

Nota. Elaborado a partir de los resultados de la investigación sobre los costos de construcción de ambas alternativas de superestructura

En base a la precedente discusión se ha comprobado la hipótesis 1, la cual enuncia que, en la etapa de construcción, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica que la superestructura con vigas metálicas y además se ha validado de forma cuantitativa con dos de los antecedentes bibliográficos.

4.5.2 Por el costo de operación y mantenimiento

En la tabla 120 se presenta el detalle de la comparación entre el costo de operación y mantenimiento para los dos tipos de superestructuras, el primero que es con vigas

postensadas y el segundo que es con vigas metálicas. En este caso este costo está estimado para un horizonte de 20 años de operación y mantenimiento.

De los resultados, podemos interpretar que el puente con vigas postensadas resulta más económico para su mantenimiento. El costo de mantenimiento para un horizonte de 20 años del puente con superestructura con vigas metálicas frente a la superestructura con vigas metálicas resulta mayor en un 24.81%.

Tabla 120

Comparación de costos de operación y mantenimiento

	Alternativa	Cantidad	Presupuesto (S/)	Observaciones
a)	Puente con vigas postensadas	1	S/ 1'387,937.20	Costo para 20 años
b)	Puente con vigas metálicas	1	S/ 1'845,930.49	Costo para 20 años
	Diferencia	--	S/ 457,993.29	Puente con vigas postensadas es 24.81% menos costoso en su mantenimiento

Nota. Elaboración propia

En consecuencia, se ha refutado la hipótesis 2, la cual enuncia que, en la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta menos económica que la superestructura con vigas metálicas.

Así mismo, se ha demostrado cuantitativamente que, en la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas metálicas resulta menos económica que la superestructura con vigas de concreto postensado.

4.5.3 Por el peso de la superestructura

En la tabla 121 se presenta el detalle de la comparación entre los pesos de los dos tipos de superestructuras, el de vigas postensadas frente al de vigas metálicas.

Tabla 121*Cuadro comparativo según peso de superestructura (1 vía)*

	Alternativa	UND	Peso total (6 tramos)	Peso estimado de un tramo	Peso de una viga	Reacción crítica (incluyendo carga viva)
a)	Puente con vigas postensadas	tf	1749.68	291.61	67.58	428.41 Pilar central
b)	Puente con vigas metálicas	tf	1139.04	189.84	9.15	331.40 Pilar central
	Diferencia	tf	610.65	101.77	58.43	97.01 Puente con vigas metálicas es menos pesado y transmite menos carga hacia pilares y estribos

Nota. Elaboración propia

De los resultados, podemos inferir que el puente con vigas metálicas resulta menos pesado y por ende transmite menor carga hacia los pilares y estribos. El puente con vigas postensadas resulta un 53.61% más pesado que el puente con vigas metálicas en promedio.

Además, se ha verificado para ambas alternativas que la subestructura existente cumpla con los requerimientos de diseño de las especificaciones AASHTO 2020, mediante una verificación estructural de los pilares, estribos y sus cimentaciones existentes, las cuales se presentaron en los ítems 3.5.9, 3.5.10 y 3.5.11 para la alternativa con vigas postensadas; y en los ítems 3.6.9 y 3.6.10 para la alternativa con vigas metálicas.

En consecuencia, se ha validado la hipótesis 3, la cual enuncia que el peso de la superestructura con vigas metálicas es menor al peso de la superestructura con vigas de concreto postensado.

Adicionalmente, se valida la siguiente conclusión de (Neira, 2018) de que las vigas metálicas son una opción ventajosa a la hora de transmitir menor carga al terreno, debido a que son más ligeras que las vigas postensadas.

4.5.4 Por el desempeño estructural

En la tabla 122 se presentan los criterios de comparación de desempeño estructural cuantificados de ambas alternativas de superestructura.

Tabla 122

Cuadro comparativo de superestructura POR desempeño estructural

Alternativa	Seguridad (Proporción D/C)	Funcionalidad (Deflexión)
a) Puente con vigas postensadas	0.966	20.50 mm
b) Puente con vigas metálicas	0.824	31.40 mm
Diferencia	0.142	10.90 mm

Nota. Elaborado en base a los resultados del diseño estructural

De los resultados se infiere que el puente con vigas metálicas es más resistente y por ende más seguro ante la flexión, pero presenta mayor deformación y es menos funcional que el puente con vigas postensadas. De todas formas, ambos cumplen con la deflexión máxima permitida por las especificaciones AASHTO 2020.

4.6 TOMA DE DECISIONES

Se genera un análisis ponderado de los parámetros de comparación analizados para determinar cuál es la mejor opción entre ambas. Para los criterios de ponderación se tomó de referencia el trabajo de Condori y Itusaca (2017, p. 534), para el cual la escala de puntaje vienen dada como sigue:

- 1 = Calificación alta
- 0.5 = Calificación intermedia
- 0 = Calificación baja

Tabla 123*Comparación entre alternativas de superestructura*

Alternativa de superestructura	Parámetros de comparación				Valor
	Peso (10%)	Costo de construcción (50%)	Costo de mantenimiento (20%)	Desempeño estructural (20%)	
a) Puente con vigas postensadas	0	1	1	0.5	0.80
b) Puente con vigas metálicas	1	0.5	0.5	1	0.65

Nota. Elaboración propia

De la tabla 123 se observa que la alternativa con mayor calificación ponderada se la llevó la alternativa con vigas postensadas y por lo tanto esta se considera como la mejor para los criterios de comparación presentados.

4.7 CUMPLIMIENTO DE OBJETIVOS Y VALIDEZ DE HIPÓTESIS

4.7.1 De los objetivos e hipótesis específicas

Del primer objetivo específico: *Diseñar la superestructura del proyecto de creación del intercambio a desnivel en la av. Circunvalación norte de la ciudad de Juliaca con vigas de concreto postensado, materializándolo en planos de construcción y metrados de materiales.* Se logró diseñar todos los componentes de la superestructura bajo la normativa aplicable vigente, que en este caso se trata del manual de puentes del Perú (2018) y las especificaciones AASHTO (2020), el diseño de dichos componentes se presentó de forma resumida en la sección 3.5. Se obtuvo como resultado del diseño una superestructura del tipo c según la tabla 8, de superestructuras típicas de puentes; que significa una superestructura con vigas tipo cajón abierto de concreto postensado y losa de concreto armado empleando pre-losas de concreto prefabricado. El diseño detallado de las vigas de concreto postensado se presentan en el anexo C y los planos de esta alternativa se presentan en el anexo A. Además, los metrados de materiales para esta alternativa se cuantificaron y se presentaron en la tabla 96.



Asimismo, en base al párrafo anterior se valida la primera hipótesis específica, la cual enuncia: *Se puede diseñar estructuralmente una superestructura con vigas de concreto postensado bajo los requerimientos de la normativa de puentes vigente, y a partir del diseño se pueden generar planos de construcción y metrado de materiales.*

Del segundo objetivo específico: *Determinar los costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, así como el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones de diseño del proyecto en estudio.* Se han generado los análisis de costos unitarios correspondientes tanto para construcción como para mantenimiento, que se adjuntas en los anexos J y L, respectivamente. A partir de los mismos se han determinado los costos de construcción y de mantenimiento rutinario y periódico que se presentan en las tablas 97, 106 y 108, respectivamente. Para determinar el costo de mantenimiento, se ha considerado tanto mantenimiento rutinario como mantenimiento periódico, cuyos planes de intervención correspondientes se presentaron en las tablas 104 y 107, para determinar el costo directo de mantenimiento se ha tomado un horizonte de 20 años sin modificar los precios unitarios a lo largo del tiempo.

Asimismo, en base al párrafo anterior se valida la segunda hipótesis específica, la cual enuncia: *Se puede cuantificar el costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, además de su peso propio de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones específicas del proyecto en estudio.*

Del tercer objetivo específico: *Determinar la diferencia en cuanto a costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como en el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado propuesto, frente a lo propio de la superestructura con vigas metálicas vigente para su construcción.* Se debe dejar en claro que para la alternativa con vigas metálicas se ha revisado el diseño estructural presentado



en el expediente técnico vigente (saldo de obra) del proyecto en estudio, esta verificación se adjunta en el anexo D y los planos de estructuras correspondientes se adjunta en el anexo B. Además, se han verificado los metrados de materiales, que se muestran en la tabla 100; los análisis de costos unitarios de construcción y de mantenimiento que se presentan en los anexos K y M, respectivamente; y para determinar el costo de mantenimiento, se ha considerado tanto mantenimiento rutinario como mantenimiento periódico, cuyos planes de intervención correspondientes se presentaron en las tablas 109 y 112, para determinar el costo directo de mantenimiento se ha tomado un horizonte de 20 años sin modificar los precios unitarios a lo largo del tiempo.

En cuanto a los costos de construcción, se ha determinado el costo directo para ambas alternativas de superestructura, considerando también el costo de la subestructura construida; la fecha del costo directo de la subestructura corresponde a marzo de 2013, fecha del presupuesto del primer expediente técnico; además, el costo directo de la superestructura se ha determinado para la fecha de octubre de 2020, fecha de presupuesto del expediente técnico de saldo de obra, y luego se ha reajustado este costo directo a fecha de marzo de 2013 a través de las fórmulas polinómicas presentadas en las figuras 121 y 122; además de los índices unificados de precios de construcción adjuntas en los anexos P y Q. Esto último debido a que se tiene que fijar una fecha en común para que la comparación sea válida y además debido a que en esta fecha se elaboró el presupuesto original. El costo de construcción de la alternativa con vigas postensadas asciende a S/ 7'612,655.00 y resulta menor en 19.63% que la alternativa con vigas metálicas que asciende a S/ 9'472,149.38; los costos directos para la construcción ambas alternativas se presentan en las tablas 99 y 103, respectivamente, y la comparación entre ambas se presentó en la tabla 118.

Figura 134

Comparación de costo directo de construcción de ambas alternativas



Nota. Elaborado en base a los costos de construcción de ambas alternativas

La hipótesis específica 3.1, enuncia: *En la etapa de construcción, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica que la superestructura con vigas metálicas.* Mediante el presente trabajo de investigación se ha obtenido evidencia de que es así para esta muestra y sus condiciones particulares. Debido a que solo se tiene una sola muestra no es coherente hacer una prueba de hipótesis estadística como la de correlación de Pearson o la prueba “t”, sin embargo, con los resultados obtenidos se concluye que para la muestra particular analizada (intercambio a desnivel en Juliaca) la alternativa de superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica, en su construcción, que la alternativa con vigas metálicas. Es decir, se acepta esta hipótesis de investigación planteada.

El presente trabajo de investigación presenta evidencia a favor de que el costo de construcción de superestructuras con vigas postensadas en intercambios a desnivel en la ciudad de Juliaca, resulta más económico que la construcción de superestructuras con vigas metálicas.

En cuanto a los costos de operación y mantenimiento, se ha determinado el costo directo para ambas alternativas de superestructura considerando un horizonte de 20 años a partir de la fecha actual. El costo de operación y mantenimiento de la alternativa con vigas postensadas asciende a S/ 1'387,937.20 y resulta menor en 24.81% que la alternativa con vigas metálicas que asciende a S/ 1'845,930.49; los costos directos para la operación y mantenimiento de ambas alternativas se desarrollan a partir de las tablas 106 y 111, respectivamente, y la comparación entre ambas se presentó en la tabla 120.

Figura 135

Comparación de costo directo de mantenimiento en 20 años



Nota. Elaborado en base a los costos de mantenimiento, proyectado en 20 años.

La hipótesis específica 3.2, enuncia: *En la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta menos económica que la superestructura con vigas metálicas.* Mediante el presente trabajo de investigación se ha obtenido evidencia de que es no así para esta muestra y sus condiciones particulares. Debido a que solo se tiene una sola muestra no es coherente hacer una prueba de hipótesis estadística como la de correlación de Pearson o la prueba “t”, sin embargo, con los resultados obtenidos se concluye que para la muestra particular analizada (intercambio a



desnivel en Juliaca) la alternativa de superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica, en su mantenimiento, que la alternativa con vigas metálicas. Es decir, se rechaza esta hipótesis de investigación planteada y se acepta la hipótesis nula correspondiente que enuncia: *En la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica que la superestructura con vigas metálicas.*

El presente trabajo de investigación presenta evidencia a favor de que el costo de mantenimiento de intercambios a desnivel con vigas postensadas (en su superestructura), resulta más económico que el mantenimiento de intercambios a desnivel con vigas metálicas (en su superestructura).

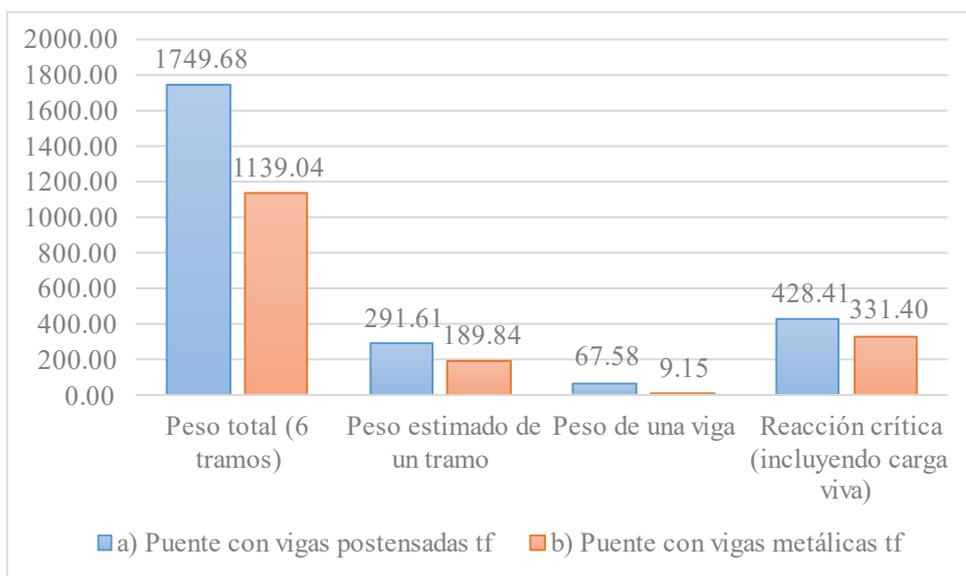
En cuanto al peso de la superestructura, se ha realizado un metrado de cargas permanentes tanto para la alternativa con vigas postensadas como para la alternativa con vigas metálicas y se ha obtenido un peso simplificado por tramo, los cuales se presentan en las tablas 114 y 116, respectivamente; de igual forma se han obtenido las reacciones verticales en servicio transmitidas por la superestructura a cada pilar y estribo, estas se presentan en las tablas 115 y 117, respectivamente. La comparación entre ambas alternativas nos indica que la alternativa con vigas postensadas resulta, en promedio, un 53.61% más pesado que el puente con vigas metálicas y se detalla en la tabla 121.

La hipótesis específica 3.3, enuncia: *El peso de la superestructura con vigas metálicas es menor al peso de la superestructura con vigas de concreto postensado.* Mediante el presente trabajo de investigación se ha obtenido evidencia de que es así para esta muestra y sus condiciones particulares. Debido a que solo se tiene una sola muestra no es coherente hacer una prueba de hipótesis estadística como la de correlación de Pearson o la prueba “t”, sin embargo, con los resultados obtenidos se concluye que para

la muestra particular analizada (intercambio a desnivel en Juliaca) la alternativa de superestructura con vigas de concreto postensado transmite menores reacciones hacia la subestructura que la alternativa con vigas metálicas, debido a que las vigas postensadas resultan más pesadas que las vigas metálicas. Consecuente, se acepta esta hipótesis de investigación planteada.

Figura 136

Comparación de pesos y reacciones críticas de ambas alternativas



Nota. Elaborado en base a los resultados de peso propio de ambas alternativas

El presente trabajo de investigación presenta evidencia a favor de que el peso de superestructuras con vigas postensadas en intercambios a desnivel en la ciudad de Juliaca, resulta mayor que el peso de superestructuras con vigas metálicas.

Adicionalmente, en la presente investigación se ha verificado estructuralmente que la subestructura construida sea capaz de resistir las demandas estructurales de ambas alternativas de superestructura. Determinándose que, en ambos casos, la subestructura resiste las demandas actuantes bajo los requerimientos de las especificaciones AASHTO 2020 y el manual de puentes del Perú (2018). El desarrollo de estas verificaciones

presenta en los ítems 3.5.8, 3.5.9, 3.5.10 y 3.5.11; además de los anexos E, F, G y H para la alternativa con vigas postensadas, por otra parte, se presentan dichas verificaciones en los ítems 3.6.9 y 3.6.10 para la alternativa con vigas metálicas.

4.7.2 Del objetivo y la hipótesis general

Del objetivo general: *Realizar un análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” en cuanto, a costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.* Se logro determinar los parámetros de interés mencionados para cada alternativa de superestructura. A continuación, se presentan los valores de estos parámetros y en la tabla 124 se presenta de forma resumida los valores obtenidos para las variables de interés del tercer objetivo específico y adicionalmente del desempeño estructural.

- Para superestructura con vigas postensadas:
 - Costo de construcción = S/ 7'612,655.00
 - Costo de mantenimiento = S/ 1'387,937.20 (en 20 años)
 - Peso promedio por tramo = 291.61 tf
 - Parámetros de desempeño estructural
 - D/C de flexión en vigas = 0.966
 - Deflexión máxima = 20.50 mm
- Para superestructura con vigas metálicas:
 - Costo de construcción = S/ 9'472,149.38
 - Costo de mantenimiento = S/ 1'845,930.49 (en 20 años)



- Peso promedio por tramo = 189.84 tf
- Parámetros de desempeño estructural
 - D/C de flexión en vigas = 0.824
 - Deflexión máxima = 31.40 mm

Por tanto, existe una relación directa entre el sistema estructural elegido para la superestructura y su correspondiente costo de construcción, costos de operación y mantenimiento, así como su peso propio.

El análisis comparativo para cada parámetro de interés se realizó previamente, de esa forma se tiene que el análisis comparativo de costos de construcción se presentó en la tabla 118; el análisis comparativo de costos de mantenimiento se presentó en la tabla 120 y el análisis comparativo del peso total de la superestructura se presentó en la tabla 121.

La hipótesis general indica: *El análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra "Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno" nos permitirá conocer cuál de las dos alternativas resulta mejor según los criterios de costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.* Para conocer cuál de las alternativas resulta mejor en base a los criterios de comparación indicados, con el criterio adicional del desempeño estructural se realizó y presentó un análisis ponderado para la toma de decisiones en la tabla 123. En base a la cual se concluye que la mejor alternativa de superestructura en este caso particular es la superestructura con vigas postensadas, con un puntaje ponderado total de 0.80/1.00, frente a un puntaje de 0.65 para la superestructura con vigas metálicas. Por ende, se da por cumplida la hipótesis general.

V. CONCLUSIONES

- Se diseñó estructuralmente la superestructura del intercambio a desnivel con vigas cajón de sección abierta de concreto postensado y losa de concreto armado empleando pre-losas; a partir del diseño se han elaborado los planos de construcción y el metrado de materiales del mismo. El diseño realizado cumple los requerimientos exigidos por el manual de puentes del Perú (2018) y las especificaciones AASHTO LRFD. Además, se ha verificado estructuralmente que la subestructura (pilares, estribos y sus cimentaciones) existente, cumpla los requerimientos de diseño vigentes para esta alternativa de superestructura, por ende, no es necesario reforzar la subestructura.
- Se han determinado los costos de la construcción del puente completo (subestructura y superestructura) llevados a la fecha del presupuesto base del primer expediente técnico (marzo del 2013); costos de la operación y mantenimiento (rutinario y periódico), peso total permanente de la superestructura y el desempeño estructural para la alternativa con vigas postensadas. Adicionalmente se presenta estos parámetros para la alternativa con vigas metálicas en la tabla 124.

Tabla 124

Valores de interés de las variables dependientes

Alternativa de superestructura	Variables dependientes			Desempeño estructural	
	Costo de construcción (S/)	Costo de mantenimiento (S/)	Peso promedio por tramo (tf)	D/C flexión en vigas	Deflexión máxima (mm)
a) Puente con vigas postensadas	7'612,655.00	1'387,937.20	291.61	0.966	20.50
b) Puente con vigas metálicas	9'472,149.38	1'845,930.49	189.84	0.824	31.40

Nota. Elaborado en base a los resultados de la investigación



- Analizando los parámetros de comparación para ambas alternativas, se concluyó que:
 - En cuanto a los costos de construcción, el intercambio vial con vigas postensadas resulta menor en un 19.63% respecto al costo del mismo con vigas metálicas, a nivel de costo directo llevado a la fecha base del presupuesto del primer expediente técnico (marzo del 2013).
 - En cuanto a los costos de operación y mantenimiento, el intercambio vial con vigas metálicas para un horizonte de 20 años frente al mismo con vigas postensadas resulta mayor en un 24.81% a nivel de costo directo.
 - Un tramo de 30.00 m del intercambio vial con vigas postensadas resulta un 53.61% más pesado que un tramo del mismo con vigas metálicas en promedio consecuentemente es el que transmite mayor carga axial hacia los estribos y pilares.
 - El puente con vigas metálicas es más seguro que el puente con vigas postensadas debido a que presenta una proporción demanda-capacidad menor ante la flexión en sus vigas y además que dichas vigas son continuas, logrando que el sistema sea redundante, sin embargo, presenta mayor deformación que el puente con vigas postensadas. Esto último no llega a impactar en la funcionalidad del puente ya que la deformación cumple con el límite permisible de las especificaciones AASHTO.
 - Finalmente, bajo los criterios de comparación analizados se concluye que la mejor alternativa de superestructura para el intercambio a desnivel estudiado es la que presenta vigas postensadas. Estos resultados pueden tomarse de referencia para proyectar futuros intercambios a desnivel en la ciudad de Juliaca.



VI. RECOMENDACIONES

Primero, se recomienda realizar investigaciones dentro de la línea de diseño estructural de puentes con un enfoque en el procedimiento de cálculo estructural, ya que a la hora de plantear cualquier proyecto estructural de puentes es necesario contar con especialistas en el tema para la elaboración del proyecto así como para su revisión; ya que este tipo de estructuras tienen un nivel alto de importancia y los costos de construcción que implican son elevados. Los especialistas en el tema podrán escoger los materiales, dimensiones geométricas y la configuración estructural de manera apropiada para que el proyecto sea seguro, funcional, estético y económico. Esta recomendación surge debido a que el caso de estudio de este proyecto de investigación aborda el primer intercambio a desnivel proyecto y construido en la ciudad de Juliaca, que tomó alrededor de 10 años en terminarse de construir, donde constantemente se solicitaron consultas al proyectista, ampliaciones de plazo y de presupuesto (ver sección de antecedentes del proyecto en el ítem 2.1).

Segundo, debido al menor costo de construcción así como de mantenimiento y operación evidenciado en la presente investigación a favor de las vigas postensadas, se recomienda realizar investigaciones relacionadas con el uso de vigas postensadas en los puentes de la región de Puno, para así disponer de mayor evidencia científica y a partir de ello se fomente el empleo de puentes con vigas postensadas en nuestra región, debido a que, al menos para el caso investigado, resultan bastante competentes en nuestro medio. Cabe resaltar que en la ciudad de Juliaca se dispone de canteras que facilitan la producción de concreto de forma industrial y se pueden usar para construir vigas postensadas y pre-losas en contraparte al acero estructural, el cual se corroe con facilidad en ambientes húmedos como los que se presentan en los periodos de lluvias y por ello sus costos de mantenimiento son más elevados.



Tercero, se recomienda investigar el desempeño de superestructuras de puentes empleando sistemas presforzados para diferentes escenarios como por ejemplo su aplicación en puentes viga-losa con tramos continuos empleando vigas presforzadas; lo propio en tramos simplemente apoyados de diferente luz, según la bibliografía resultan competentes para tramos entre 18 a 36 m (A. Rodríguez, 2020) y también para vigas cajón construidas segmentalmente que son competentes para luces entre 50 y 150 m (Condori y Itusaca, 2017), donde también se emplea el presforzado.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. (2020). *AASHTO LRFD Bridge design specifications* (9th ed.).

AB Ingeniería Civil. (2020a). *Montaje de vigas de puentes - vigas postensadas*.

https://youtu.be/ASo_CErzgFA

AB Ingeniería Civil. (2020b). *Viga postensada - proceso constructivo*.

<https://youtu.be/JmtTja5860g>

AISC. (2015). *Steel Construction Manual* (14th ed.).

Almeida, J., y Armas, A. (2019). *Diseño y comparación económica de la superestructura de un puente de 30 metros de luz considerando variantes de losa con vigas de hormigón postensado y vigas-losas-cajón*. ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL - QUITO.

Altamirano, J. (2018). *Análisis y diseño del puente vehicular sobre el río Yuracyacu, en el sector Monterrey, distrito de Nueva Cajamarca, provincia de Rioja, departamento de San Martín*. Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.

Arrobas, M. E., y Gutierrez, F. A. (2020). *Diagnóstico de patologías y su incidencia en una propuesta de mantenimiento del puente Picota, provincia de Picota, departamento de San Martín – 2019*. Universidad Científica del Perú - Tarapoto.

Barker, R. M., y Puckett, J. A. (2013). *Design of Highway Bridges and LRFD Approach*. En *Design of Highway Bridges*. <https://doi.org/10.1002/9781119646341>

Butron Vargas, L. A., y Huanca Ponce, D. J. (2022). *Diseño estructural de un puente atirantado y un puente arco network, comparación y determinación de la solución más óptima para un puente de 125 metros de luz sobre el río Pucará Mayu – Lampa*.



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO.

- Carrera, E. (2021). *Gestión del mantenimiento de puentes sobre ríos en la Panamericana Norte, mediante inspecciones y evaluaciones según AASHTO y MTC*. Universidad Ricardo Palma.
- Coello, A. (2021). *Análisis estructural comparativo de vigas simplemente apoyadas de hormigón pretensado y vigas de acero para el puente Trobador ubicado en el km26-Naranjal/ Guayas aplicando el grillage method*. Universidad de Guayaquil.
- Condori, R., y Itusaca, P. (2017). *Análisis comparativo del diseño estructural de alternativas de puentes urbanos para los barrios Unión Putina y Libertad de la localidad de Putina*. UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO.
- CONSORCIO HUALLAGA. (2018). *Estudio definitivo para la construcción del puente Huallaga y accesos: Información de conservación rutinaria y periódica*.
- Coordinadora nacional de comunicaciones. (2023). *Juliaca, clausuraron temporalmente puente bypass*. <https://coordinadoracnc.org/agenda-cnc/juliaca-clausuraron-temporalmente-puente-bypass/>
- Haas, T. (2014). Are reinforced concrete girder bridges more economical than structural steel girder bridges? A South African perspective. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 8(1), 43–57. <https://doi.org/10.14525/jjce.8.1.2628>
- Hernández, R., Fernández, C., y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6th ed.).
- Hill, L. A. (1978). *Fundamentos de diseño estructural: Acero, concreto y madera*. México: Representaciones y Servicios de Ingeniería.



- La Contraloría general de la República. (2022). *Informe de hito de control N° 001-2022-OCI/0465-SCC*.
- La Contraloría general de la República. (2023). *Informe de control concurrente N° 021-2023-OCI/0465-SCC*.
- Lebet, J.-P., y Hirt, M. A. (2013). Steel Bridges. En *Design of Highway Bridges*. EPFL Press. <https://doi.org/10.1002/9781118411124.ch17>
- Mamani Apaza, E., y Chura Delgado, O. E. (2016). *Diseño de intercambio vial a desnivel en las intersecciones de la carretera panamericana sur y la avenida el estudiante de la ciudad de Puno* [Universidad Nacional del Altiplano]. <http://www.ingenierocivilinfo.com/2010/03/tipos-de-cemento-portland.html>
- Márquez-Peñaranda, J. F., Pineda-Rodríguez, J. R., y Rojas-Suárez, J. P. (2022). An application of physics: Simply supported bridges made of post-tensioned concrete and structural steel beams. *Journal of Physics: Conference Series*, 2153(1). <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2153/1/012004>
- McCormac, J. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (A. G. Editor (ed.)).
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2001). *Reglamento de la ley de contrataciones y adquisiciones del estado*.
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2022). *Guía general para la identificación, formulación y evaluación de proyectos de inversión* (3a ed.).
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2006). NTE E020 (Cargas). En *Diario oficial El Peruano*.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). *NTE E060 (Concreto*



- armado*). Diario oficial EL Peruano.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2011). *Metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas*.
- MTC. (2018a). *Manual de carreteras mantenimiento o conservación vial*.
https://portal.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/MTC_NORMAS/ARCH_PDF/MAN_9_MCV-2014_2016.pdf
- MTC. (2018b). Manual De Puentes. *Resolución Directoral n° 19-2018-MTC/14*.
- Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca. (2013). *“Mejoramiento y rehabilitación de la infraestructura vial de la av. Independencia, tramo (av. Circunvalación – jr. Pojcraccasi), en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román-Puno”, componente de obras complementarias*.
- Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca. (2014). *Informe de obra en estado actual (preliquidación)*.
- Municipalidad Provincial de San Román - Juliaca. (2020). *Saldo de obra de “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” - Etapa II*.
- Naaman, A. E. (2004). Prestressed concrete analysis and design: Fundamentals. En *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* (2th ed.). University of Michigan. [https://doi.org/10.1016/0262-5075\(83\)90035-0](https://doi.org/10.1016/0262-5075(83)90035-0)
- Nawy, E. G. (2009). *Prestressed concrete: A fundamental approach* (5th ed.). Prentice Hall.



- Neira, K. (2018). *Análisis comparativo estructural entre vigas simplemente apoyadas de hormigón postensado en sitio y vigas de acero estructural para un puente de 45m de luz en la ciudad de Esmeraldas*. UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL.
- Pachamama Radio. (2023). *Juliaca: bypass será reactivado solo para vehículos livianos*.
- Pari, D. (2019, mayo 29). En Juliaca exigen auditoría a obra vial de casi 40 millones de soles. *La República*. <https://larepublica.pe/sociedad/1355414-juliaca-exigen-auditoria-obra-vial-40-millones-soles/>
- Ponce, H. F. (2016). *Análisis comparativo del comportamiento estructural de las vigas del tablero de un puente isostático de hormigón post – tensado versus tablero con vigas de hormigón pretensado, aplicando el método AASHTO – LRFD*. UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL - ECUADOR.
- Ramirez, P. E., y Leon, N. J. (2010). *Apoyo didáctico en la asignatura de puentes*.
- Ramos, J. (2003). *Costos y presupuestos en edificación* (2da ed.).
- Rodríguez, A. (2020). *Puentes con AASHTO-LRFD 2020* (9th ed.).
- Rodríguez, J. R. P., Suárez, J. P. R., y Duarte, F. A. P. (2021). Determination of the structural efficiency of short bridges according to their physical and economic characteristics. *Journal of Physics: Conference Series*, 2046(1), 0–7. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2046/1/012068>
- Roque, I. (2021). *Análisis comparativo de costos de un puente vehicular de 30.00 m de luz usando vigas de concreto armado, concreto presforzado y acero estructural*. UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA.
- RPP. (2016, octubre). *Juliaca: detectan anomalías en la construcción de by pass*.



<https://rpp.pe/peru/puno/juliaca-detectan-anomalias-en-la-construccion-de-by-pass-noticia-990841?ref=rpp>

Sin Fronteras. (2019, abril 21). *Bypass de la salida a Cusco entró en arbitraje*.

Sin Fronteras. (2023, junio 14). *Clausuraron bypass por inconcluso y de alto riesgo*.

Sueldo, L., y Olórtiga, M. (2017). *Diseño estructural de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate*. Pontificia Universidad Católica del Perú.

Taly, N. (2015). Highway Bridge Superstructure Engineering LRFD Approaches to Design and Analysis. En *Taylor y Francis Group*. <https://doi.org/10.1201/b17784>

Tipos de investigación. (2016). <http://tallerdeinvestigaci1.blogspot.com/2016/09/tipos-de-investigacion.html#:~:text=Existen dos condiciones o principios,condiciones son%3A exhaustivo y excluyente>.

Zapata, L. F. (2013). *Diseño estructural en acero*.



ANEXOS

- ANEXO A.** Planos de superestructura con vigas postensadas
- ANEXO B.** Planos de superestructura con vigas metálicas
- ANEXO C.** Memoria de cálculo de viga cajón postensada
- ANEXO D.** Memoria de cálculo de verificación de vigas metálicas
- ANEXO E.** Memoria de cálculo de verificación capacidad portante del terreno
- ANEXO F.** Memoria de cálculo de verificación de pilares
- ANEXO G.** Memoria de cálculo de verificación de cimentación de pilares
- ANEXO H.** Memoria de cálculo de verificación de estribos
- ANEXO I.** Análisis de costos unitarios para la subestructura construida
- ANEXO J.** Análisis de costos unitarios para la construcción de la superestructura con vigas postensadas
- ANEXO K.** Análisis de costos unitarios para la construcción de la superestructura con vigas metálicas
- ANEXO L.** Análisis de costos unitarios para el mantenimiento de la superestructura con vigas postensadas
- ANEXO M.** Análisis de costos unitarios para el mantenimiento de la superestructura con vigas metálicas
- ANEXO N.** Propuesta técnica y cotización de la empresa Freyssinet
- ANEXO O.** Deflactación de la cotización de vigas postensadas
- ANEXO P.** Índices unificados de precios del mes de octubre del 2020
- ANEXO Q.** Índices unificados de precios del mes de marzo del 2013
- ANEXO R.** Catálogo Freyssinet: Freyssinet Prestressing. The System on the Inventor of Prestressed Concrete
- ANEXO S.** Catálogo Freyssinet: Elastomeric Bearing



ANEXO T. Matriz de consistencia

ANEXO U. Estudio topográfico

ANEXO V. Estudio de tráfico

ANEXO W. Estudio de suelos

ANEXO X. Glosario de términos

ANEXO Y. Expediente técnico del primer proyecto y del último (saldo de obra)

ANEXO Z. Plano topográfico

LINK PARA VER ANEXOS:

<https://drive.google.com/drive/folders/1JaLz9meSo6Be->

<HtlnwHDGwgc9bMRHwvD?usp=sharing>



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
DEPARTAMENTO ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL
Jurado Revisor, Dictaminador y Evaluador del borrador de Tesis de pregrado
Proy PILAR 2021 - 1887



ACTA DE DICTAMEN DE REVISIÓN DE BORRADOR DE TESIS PROYECTO PILAR 2021 - 1887

Considerando que, en la plataforma PILAR los miembros del jurado dictaminador del borrador de tesis formularon las observaciones pertinentes (mayo 2023), y siendo que el tesista cumplió con absolver las mismas reportando el levantamiento de observaciones a cada miembro del jurado (15 de agosto 2023), la presidencia del jurado citó a los miembros del jurado e invitó al tesista, a **reunión presencial** a efectos de consolidar la conformidad del levantamiento de observaciones del borrador de tesis y desarrollar el dictamen final del borrador de tesis, con detalle y agenda siguiente:

- a) Proyecto PILAR 2021 - 1887: "ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA".
Bach, ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE (TESISTA)
- b) Jurado revisor, dictaminador y evaluador del borrador de tesis Proy PILAR 2021 - 1887:
Ing° JAIME MEDINA LEIVA, jmedina@unap.edu.pe (PRESIDENTE)
Ing° YASMANI TEÓFILO VITULAS QUILLE, yvitulas@unap.edu.pe (1er MIEMBRO)
Ing° FAUSTO PONCIANO MAMANI MAMANI, fpmamani@unap.edu.pe (2do MIEMBRO)
Ing° NÉSTOR LEODAN SUCA SUCA, nestorsuca@unap.edu.pe (3er MIEMBRO)
- c) Director de tesis y tesista:
Ing° NÉSTOR LEODAN SUCA SUCA, nestorsuca@unap.edu.pe (DIRECTOR)
Bach. ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE, roymamani@unap.edu.pe (TESISTA)
- d) Agenda de la citación:
Dia: 21 agosto 2023
Hora: 11:00 hrs
Lugar: Sala de docentes EPIC.

En la presente fecha, **21 de agosto del 2023**, siendo las 11:00 horas, se reunieron los miembros del jurado revisor, dictaminador y evaluador del borrador de tesis del **proyecto PILAR 2021 - 1887**, contando con la presencia del tesista, el presidente del jurado invitó a cada miembro a emitir su opinión respecto al borrador de tesis. Del pronunciamiento de cada miembro del jurado, concluyeron en manifestar que:

- Procedieron a revisar y evaluar el borrador de tesis de acuerdo al Reglamento de Presentación, Dictamen de Borradores y Defensa de Tesis UNA PUNO,
- Emitieron las observaciones al borrador tesis, registradas en el PILAR UNA PUNO,
- Revisaron la absolución de las observaciones planteadas, luego de que el tesista remitiera al jurado la subsanación correspondiente en base al borrador de tesis corregido.
- El borrador de tesis corregido contiene la subsanación de observaciones, y por tanto opinan por la conformidad de la versión corregida del borrador de tesis.

En tal virtud, el jurado revisor, dictaminador y evaluador del borrador de tesis, se pronuncia en **dictaminar APROBADO el borrador de tesis, versión corregida**, y siendo que en consideración a los lineamientos de gestión de los trabajos académicos y de investigación en la UNA, se acuerda que la presente acta sea remitida a la Coordinación de Investigación de la EPIC con el reporte de control de similitud y detección de plagio software TURNITIN por parte del asesor de Tesis, y constancia de revisión lingüística que el tesista deberá presentar ante la Coordinación de Investigación de la EPIC, con copia al presidente del jurado dictaminador.

Finalmente, luego de la deliberación y acuerdos, el Jurado propone que, el **Acto de Sustentación y defensa de la tesis**, en la modalidad de presencial, se considere para el **día 29 de agosto del 2023 a horas 8:30 am**

Siendo las 11:30 horas del mismo día, se dio por concluida la presente reunión de trabajo, firmando los miembros del jurado para refrendar la presente acta.

PRESIDENTE

SEGUNDO MIEMBRO

PRIMER MIEMBRO

DIRECTOR



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo Roy Alexis Renzo Mamani Quispe
identificado con DNI 77297590 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

Ingeniería Civil
informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación para la obtención de Grado
 Título Profesional denominado:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS
ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
" Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 24 de agosto del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo Roy Alexis Renzo Mamani Quispe
, identificado con DNI 77297590 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

Ingeniería Civil

, informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación para la obtención de Grado

Título Profesional denominado:

"ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA"

" Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 24 de agosto del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella