

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO
MOCORA MEDIANTE EL ANÁLISIS TEÓRICO DE CAPACIDAD DE
CARGA PLANTEADO POR THE MANUAL FOR BRIDGE
EVALUATION (AASHTO).**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

JOSE LUIS BENAVIDES OSORIO
jose.benavides01@epn.edu.ec

JAIME MARCELO DIAZ IZA
mchelo-2710@hotmail.com

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD
luis.hernandezr@epn.edu.ec

CODIRECTOR: ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ, MSc
edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, Mayo 2020

DECLARACIÓN

Nosotros, Jose Luis Benavides Osorio y Jaime Marcelo Diaz Iza, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su reglamento y por la normativa vigente.

JOSE L. BENAVIDES OSORIO

JAIME M. DIAZ IZA

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado Jose Luis Benavides Osorio y Jaime Marcelo Diaz Iza, bajo nuestra supervisión.

Ing. Luis Hernández Rodríguez, PhD
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Edgar Mora Martínez, MSc
CODIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

El presente trabajo investigativo lo dedicamos principalmente a Dios, por ser el inspirador y darnos fuerza para continuar en este proceso de obtener uno de los anhelos más deseados.

A mis padres, por su amor, trabajo y sacrificio en todos estos años, gracias a ustedes hemos logrado llegar hasta aquí y convertirnos en lo que somos. Ha sido el orgullo y el privilegio de ser su hijo, son los mejores padres.

A mis hermanas por estar siempre presentes, acompañándome y por el apoyo moral, que nos brindaron a lo largo de esta etapa de mi vida.

A mi novia por su apoyo y la tenacidad que me brindada en esta etapa de mi vida

A todas las personas que nos han apoyado y han hecho que el trabajo se realice con éxito en especial a aquellos que nos abrieron las puertas y compartieron sus conocimientos.

Jose Luis Benavides Osorio

DEDICATORIA

A Dios por darme la sabiduría y fortaleza necesaria para poder terminar mis estudios.

A mis padres Jaime y Claudia que, con su amor infinito, paciencia y mucho esfuerzo han permitido que este sueño hoy se haga realidad, inculcando en mi los valores y principios para ser una persona de bien y dejarme esta gran herencia que es la educación.

A mis hermanas Paola y Patty por todo el amor y apoyo incondicional siempre en los buenos y malos momentos. A mis sobrinos Andrea, Anthony y Camila siempre serán el motivo por el que día a día busque superarme y así poder ser un ejemplo para su vida.

Jaime Marcelo Díaz Iza

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por bendecirnos la vida, por guiarme a lo largo de mi existencia, ser el apoyo y fortaleza en aquellos momentos de dificultad y de debilidad.

Gracias a mis padres: Gino y Guadalupe, por ser los principales promotores de mis sueños, por confiar y creer en mis expectativas, por los consejos, valores y principios que nos han inculcado.

Gracias a mi novia Michu y a su Familia por brindarme su cariño y apoyo por hacerme sentir un integrante más de su familia.

Agradezco a mis amigos Andrés, Marcelo, Rommel, Roberto a todo el grupo de los Panchus que me brindaron su amistad, apoyo y compañía en momentos buenos y malos que pusieron su grano de arena para que este proyecto culmine con éxito.

Agradecemos a nuestros docentes de la Escuela Politécnica Nacional, por haber compartido sus conocimientos a lo largo de la preparación de mi profesión, de manera especial, a mi amigo que me ha acompañado en esta vida estudiantil el Ing. Luis Hernández tutor del proyecto de investigación, quien ha guiado con su paciencia, y su rectitud como docente.

Jose Luis Benavides Osorio

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios por guiarme y bendecirme a lo largo de mi existencia, ser la fortaleza y apoyo incondicional en los momentos más difíciles.

A mi madre Claudia, por siempre ser mi guía y brindarme con mucho amor y paciencia todo el apoyo incondicional para culminar mis estudios. A mi padre Jaime que siempre fue un ejemplo de trabajo y constancia. Jamás podre compensar todo el esfuerzo y la dedicación que me brindaron. Gracias por enseñarme a ser mejor cada día.

A Patty y Paola mis hermanas, mis compañeras en este camino, gracias por todo su cariño y apoyo, este fue fundamental para poder seguir adelante.

A la Escuela Politécnica Nacional y a la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental por haber contribuido en mi formación profesional y personal. Agradezco al Ing. Edgar David Mora por haber contribuido con sus conocimientos a lo largo de este proyecto y darnos la asesoría ante cualquier inquietud. Agradezco de manera especial al Ing. Luis Hernández director del presente proyecto quien con mucha paciencia y constancia supo guiarnos de la mejor manera para que este proyecto sea una realidad.

A mi gran amigo y compañero de tesis Jose, gracias por confiar en mí y embarcarte conmigo en este proyecto que hoy lo estamos culminando. Agradezco de igual a tu familia, en especial a tus padres Gino y Guadalupe, porque siempre estuvieron prestos para abrirme las puertas de su hogar y brindarnos todo el apoyo cuando lo necesitamos.

Agradezco a todos mis compañeros de carrera y amigos, los cuales a lo largo del camino fueron llegando, en especial a los Panchus, igualmente agradecer a Darío, Jhonny, Frank siempre fueron buenos amigos para todo.

Quiero mencionar de manera especial aquellos amigos que se convirtieron en familia y los quiero y los respeto por ser las personas que son, Luis, Ronny, Jhon Jairo, Jorge, Jenny, Kary, gracias por todos los años de amistad nunca cambien.

A todos los amigos del barrio y al fútbol que nos unió desde guambras y hasta ahora nos sigue uniendo, gracias por compartir todos y cada uno de estos años conmigo, siempre en los buenos y malos momentos. Gracias a "LOS DE SIEMPRE"

Gracias a todas aquellas personas que han sido y seguirán siendo parte de mi vida.

"No solo no hubiéramos sido nada sin ustedes, sino con toda la gente que estuvo a nuestro alrededor desde el comienzo; algunos siguen hasta hoy. ¡Gracias totales!" (Gustavo Cerati)

Jaime Marcelo Díaz Iza

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
DEDICATORIA.....	IV
AGRADECIMIENTO.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
ÍNDICE DE CONTENIDOS	VIII
ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS.....	XIII
ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS.....	XXV
ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS.....	XXX
RESUMEN	XXXI
ABSTRACT	XXXIII
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. HIPÓTESIS	3
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2. OBJETIVO ESPECÍFICOS.....	3
1.4 ALCANCE	4
1.5 JUSTIFICACIÓN	4
CAPÍTULO 2	6
MARCO TEÓRICO.....	6
2.1 GENERALIDADES.....	6

2.1.1	EVALUACIÓN.....	6
2.1.2	PATOLOGÍAS EN PUENTES.....	6
2.1.3	PUENTE	8
2.1.4	PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE	8
2.2	VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA EN PUENTES	16
2.2.1	CAPACIDAD DE CARGA	16
2.2.2	FACTOR DE CAPACIDAD (RF).....	16
2.2.3	NIVELES DE EVALUACIÓN	17
2.2.4	ÍNDICE DE CAPACIDAD (RT).....	18
2.2.5	ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA PUENTES EXISTENTES.....	18
2.3	CARGAS DE EVALUACIÓN	20
2.3.1	CARGAS PERMANENTES	20
2.3.2	CARGAS TRANSITORIAS	21
2.4	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	22
2.4.1	MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES (ASR, ALLOWABLE STRESS RATING) (MBE 6B.3.1).....	22
2.4.2	MÉTODO POR FACTORES DE CARGA (LFR, LOAD FACTOR RATING) (MBE 6B.3.2)	26
2.4.3	MÉTODO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFR, LOAD AND RESISTANCE FACTOR RATING)	27
CAPÍTULO 3		43
PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA		43
3.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA...	43
3.1.1	UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	43
3.1.2	MATERIALES Y PROPIEDADES.....	44
3.1.3	ACERO DE REFUERZO	44

3.1.4	HORMIGÓN.....	45
3.1.5	HORMIGÓN ARMADO.....	45
3.1.6	ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE	46
3.2	INSPECCIÓN VISUAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA	53
3.2.1	CONDICIÓN DE SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN	53
3.2.2	CONDICIÓN DE ACERAS Y BARANDAS	54
3.2.3	CONDICIÓN DE JUNTAS DE EXPANSIÓN	55
3.2.4	CONDICIÓN DE LA CAPA DE RODADURA Y EL SISTEMA DE DRENAJE	55
3.2.5	TABLERO.....	56
3.2.6	VIGAS PRINCIPALES.....	57
3.2.7	DIAFRAGMAS.....	57
3.2.8	CABEZALES.....	58
3.2.9	ESTRIBOS	58
3.2.10	PILAS.....	59
CAPÍTULO 4		61
VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DEL PUENTE CON NORMAS ACTUALES		61
4.1	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES DEL PUENTE VIGA LOSA DE 18.4 m	61
4.1.1	REVISIÓN DE MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN EN LA LOSA DEL TABLERO DE 18.4 m.....	62
4.1.2	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL INTERIOR.	73
4.1.3	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.	83
4.1.4	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA INTERIOR.....	93

4.1.5	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA DE APOYO	101
4.1.6	REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO	109
4.2	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES DEL PUENTE VIGA LOSA DE 10.4 m.	113
4.2.1	REVISIÓN DE MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN EN LA LOSA DEL TABLERO DE 10.4 M.....	114
4.2.2	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL INTERIOR.	114
4.2.3	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.	124
4.2.4	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA INTERIOR.....	131
4.2.5	REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA DE APOYO	139
4.2.6	REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO	147
4.3	REVISIÓN DE DISEÑO DE PILAS Y ESTRIBOS.....	147
4.3.1	CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS	147
4.3.2	REVISIÓN DE PILAS	170
4.3.3	REVISIÓN DE ESTRIBOS	197
4.4	COMPROBACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL MTOP Y EL DISEÑO CALCULADO.....	233
4.4.1	COMPARACIÓN DE MOMENTOS ULTIMOS RESISTENTES CON LOS MOMENTOS ULTIMOS ACTUANTES	233
4.4.2	COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES RESISTENTES CON ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES.....	234
	CAPÍTULO 5	236

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE APLICANDO LAS NORMAS ACTUALES	236
5.1 MODELO ESTRUCTURAL	236
5.1.1 ELABORACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL	237
5.1.2 RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	273
5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	277
5.2.1 APLICACIÓN LRFR.....	278
5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	283
CAPÍTULO 6	285
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	285
6.1 CONCLUSIONES.....	285
6.2 RECOMENDACIONES	287
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	288
ANEXOS	291
ANEXO NO. 1	292
ANEXO NO. 2	294
ANEXO NO. 3	296
ANEXO NO. 4	298
ANEXO NO. 5	300
ANEXO NO. 6	305

ÍNDICE DE CONTENIDO DE FIGURAS

FIGURA 2.1 Componentes de un Puente	9
FIGURA 2.2 Tablero de un Puente	10
FIGURA 2.3 Losa de Transición del Puente en Jacksonville (Florida)	10
FIGURA 2.4 Aparatos de Apoyo del Puente de Bahía de Caráquez.....	11
FIGURA 2.5 Estribo de Puente de Pisotanti (Santo Domingo de los Tsáchilas)	11
FIGURA 2.6 Pilas del Puente Juan Larrea que atraviesa la Ruta Viva	12
FIGURA 2.7 Vano del Puente de Bahía de Caráquez - San Vicente	12
FIGURA 2.8 Calzada del Puente Juan Larrea que atraviesa la Ruta Viva.....	13
FIGURA 2.9 Berma del Puente Skyway en Tampa.....	13
FIGURA 2.10 Vereda peatonal del Puente atirantado en Quevedo	14
FIGURA 2.11 Junta del Puente de la Hidroeléctrica Agoyán (Tungurahua).....	14
FIGURA 2.12 Vigas Principales del Puente Juan Larrea (Pichincha)	15
FIGURA 2.13 Diafragmas del Puente	15
FIGURA 2.14 Camión de Diseño HS-MTOP	24
FIGURA 2.15 Carga Móvil de Carril para HS-MTOP.....	25
FIGURA 2.16 Detalle para el eje longitudinal de Tándem	25
FIGURA 2.17 Detalle para el eje transversal de Tándem	26
FIGURA 2.18 Diagrama de Flujo de la Metodología LRFR.....	32
FIGURA 2.19 Esquemas de Carga Legales AASHTO	36
FIGURA 2.20 Carga de Capacidad Teórica, NRL	37
FIGURA 3.1 Localización del Puente sobre el río Mocora.	43
FIGURA 3.2 Vista en elevación frontal del puente	44

FIGURA 3.3 Vista en elevación lateral izquierda del puente.....	46
FIGURA 3.4 Sección Transversal	47
FIGURA 3.5 Vista en Elevación	47
FIGURA 3.6 Vigas principales del puente	48
FIGURA 3.7 Diafragmas interiores del puente	48
FIGURA 3.8 Cabezal de los estribos del puente	49
FIGURA 3.9 Cabezal de las pilas del puente	49
FIGURA 3.10 Trabas sísmicas del puente	50
FIGURA 3.11 Cuerpo del estribo del puente	50
FIGURA 3.12 Cuerpo de la pila del puente	51
FIGURA 3.13 Junta de tablero	51
FIGURA 3.14 Junta para aceras	52
FIGURA 3.15 Apoyo de Neopreno en el puente	53
FIGURA 4.1 Puente losa sobre vigas.....	61
FIGURA 4.2 Sección Transversal del puente sobre el río Mocora	61
FIGURA 4.3 Barrera de protección lateral.....	63
FIGURA 4.4 División de la barrera lateral en varias secciones	63
FIGURA 4.5 Cargas de losa y barrera de protección lateral.	64
FIGURA 4.6 Momentos Negativos y Positivos de la losa debido a DC	64
FIGURA 4.7 Carga de la superficie de Rodadura	65
FIGURA 4.8 Momentos Negativos y Positivos de la losa debido a DW	65
FIGURA 4.9 Posiciones Críticas del camión M(-).....	66
FIGURA 4.10 Diagrama de momentos para 1 carril cargado M(-)	66
FIGURA 4.11 Diagrama de momentos para 2 carriles cargados M(-).....	66
FIGURA 4.12 Condición crítica de un carril cargado.....	67
FIGURA 4.13 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica	68

FIGURA 4.14 Posiciones críticas del camión M(+)	69
FIGURA 4.15 Diagrama de momentos para 1 carril cargado M(+)	69
FIGURA 4.16 Diagrama de momentos para 2 carriles cargados M(+)	69
FIGURA 4.17 Condición crítica de un carril cargado	70
FIGURA 4.18 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica	70
FIGURA 4.19 Distribución del acero en losa	71
FIGURA 4.20 Viga "T" principal interior	73
FIGURA 4.21 Viga "T" (Propiedades)	76
FIGURA 4.22 Distribución de aceros en la viga principal interior	77
FIGURA 4.23 Sección crítica por corte	78
FIGURA 4.24 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte	79
FIGURA 4.25 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte	80
FIGURA 4.26 Posición del camión para sección crítica de corte	80
FIGURA 4.27 Posición del tándem para sección crítica de corte	80
FIGURA 4.28 Reacciones en viga debido a Carga de Carril	81
FIGURA 4.29 Viga Principal Exterior	83
FIGURA 4.30 Viga interior con carga de camión	85
FIGURA 4.31 Distribución de cargas del camión para un carril cargado	86
FIGURA 4.32 Distribución de cargas del camión para dos carriles cargado	87
FIGURA 4.33 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte	88
FIGURA 4.34 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte	89
FIGURA 4.35 Posición del camión para sección crítica de corte	89
FIGURA 4.36 Posición del tándem para sección crítica de corte	90
FIGURA 4.37 Reacciones en viga debido a Carga de Carril	90

FIGURA 4.38 Distribución de cargas del camión para un carril cargado.	91
FIGURA 4.39 Distribución de cargas del camión para dos carriles cargado.....	92
FIGURA 4.40 Posición de cargas para momentos en volado	94
FIGURA 4.41 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma.....	95
FIGURA 4.42 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.	95
FIGURA 4.43 Distribución del acero en el diafragma interior	96
FIGURA 4.44 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón.....	99
FIGURA 4.45 Posición del tren de cargas en la sección crítica	100
FIGURA 4.46 Cortante en el diafragma debido a carga viva.	100
FIGURA 4.47 Posición de cargas para momentos en volado	102
FIGURA 4.48 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma.....	103
FIGURA 4.49 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.	103
FIGURA 4.50 Distribución del acero en el diafragma de apoyo	104
FIGURA 4.51 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón.....	107
FIGURA 4.52 Posición del tren de cargas en la sección crítica	108
FIGURA 4.53 Cortante en el diafragma debido a carga viva.	108
FIGURA 4.54 Barrera a utilizar y distribución de cargas en volado.....	110
FIGURA 4.55 Cargas para colisión vehicular en la barrera.....	111
FIGURA 4.56 Tensión de Colisión en el Volado.....	112
FIGURA 4.57 Puente losa sobre vigas.....	113
FIGURA 4.58 Sección Transversal del puente sobre el Río Mocora.....	114
FIGURA 4.59 Viga "T" principal interior.....	115
FIGURA 4.60 Viga "T" (Propiedades).....	117

FIGURA 4.61 Distribución de aceros en la viga principal interior.....	118
FIGURA 4.62 Sección crítica por corte.....	120
FIGURA 4.63 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.	121
FIGURA 4.64 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte	121
FIGURA 4.65 Posición del camión para sección crítica de corte	122
FIGURA 4.66 Posición del tándem para sección crítica de corte.....	122
FIGURA 4.67 Reacciones en viga debido a Carga de Carril.....	122
FIGURA 4.68 Viga Principal Exterior.....	125
FIGURA 4.69 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.	128
FIGURA 4.70 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte	128
FIGURA 4.71 Posición del camión para sección crítica de corte	129
FIGURA 4.72 Posición del tándem para sección crítica de corte.....	129
FIGURA 4.73 Reacciones en viga debido a Carga de Carril.....	129
FIGURA 4.74 Posición de cargas para momentos en volado	132
FIGURA 4.75 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma interior....	133
FIGURA 4.76 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.	133
FIGURA 4.77 Distribución del acero en el diafragma interior	134
FIGURA 4.78 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón.....	137
FIGURA 4.79 Posición del tren de cargas en la sección crítica	137
FIGURA 4.80 Cortante en el diafragma debido a carga viva.	138
FIGURA 4.81 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma.....	140

FIGURA 4.82 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.	140
FIGURA 4.83 Distribución del acero en el diafragma interior	142
FIGURA 4.84 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón.....	144
FIGURA 4.85 Posición del tren de cargas en la sección crítica	145
FIGURA 4.86 Cortante en el diafragma debido a carga viva.	145
FIGURA 4.87 Curva de Peligro Sísmico.	147
FIGURA 4.88 Espectro de respuesta de diseño.....	148
FIGURA 4.89 Espectro de aceleraciones de respuesta para Portoviejo con 1000 años de periodo de retorno.	149
FIGURA 4.90 Corte del Tablero en la Superestructura para el cálculo de Inercia <i>I_{zz}</i>	151
FIGURA 4.91 Sección Longitudinal de la configuración y geometría del Estribo del Puente sobre el río Mocora (Vista Y-Z)	153
FIGURA 4.92 Alzado Transversal de la configuración y geometría del Estribo del Puente sobre el río Mocora (Vista X-Z)	153
FIGURA 4.93 Sección Longitudinal del estribo y de las secciones consideradas para el cálculo de la rigidez longitudinal para el puente sobre el Río Mocora.....	154
FIGURA 4.94 Diagrama de Cortante y Momento debido a una carga unitaria aplicada sobre el Estribo del puente sobre el Río Mocora.....	155
FIGURA 4.95 Vista en elevación para un cuerpo de pila tipo muro del puente sobre el Río Mocora	157
FIGURA 4.96 Diagrama de Cortante y Momento debido a una carga unitaria aplicada sobre la Pila del puente sobre el Río Mocora.....	158
FIGURA 4.97 Grados de Libertad Laterales para el pórtico del puente	161

FIGURA 4.98 Representación Gráfica de los Desplazamientos Máximos Modales para los 6 GDL.....	165
FIGURA 4.99 Representación de Fuerzas presentes en cada GDL del pórtico del Puente	168
FIGURA 4.100 Sección Longitudinal de la configuración y geometría de las Pilas del Puente sobre el Río Mocora (Vista XZ).....	170
FIGURA 4.101 Alzado Transversal de la configuración y geometría de las Pilas del Puente sobre el Mocora (Vista YZ).	171
FIGURA 4.102 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la Carga Muerta	172
FIGURA 4.103 Reacciones de las vigas exteriores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la Carga Muerta	173
FIGURA 4.104 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la carga de la superficie de rodadura.....	173
FIGURA 4.105 Reacciones debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje	174
FIGURA 4.106 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior	174
FIGURA 4.107 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior	175
FIGURA 4.108 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la carga de carril.....	175
FIGURA 4.109 Cargas Verticales puntuales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal de la Pila del Puente	176
FIGURA 4.110 Representación de Fuerzas Horizontales actuantes en la Pila del puente.....	179
FIGURA 4.111 Sección de Viga Superior de Apoyo (Cabezal) para el puente sobre el Río Mocora en el Plano X-Z.....	181

FIGURA 4.112 Reacciones en la Viga Interior para Tablero de 18.4 m debido a la acción de la Carga Muerta.....	182
FIGURA 4.113 Reacciones en la Viga Exterior para el Tablero de 18.4 m debido a la acción de la Carga Muerta.....	182
FIGURA 4.114 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 18.4 m debido acción de la carga de la superficie de rodadura	183
FIGURA 4.115 Reacciones para el Tablero de 18.4 m debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje.....	183
FIGURA 4.116 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior para el Tablero de 18.4 m	183
FIGURA 4.117 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior para el Tablero de 18.4 m	184
FIGURA 4.118 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 18.4 m debido a la acción de la carga de carril	184
FIGURA 4.119 Reacciones en la Viga Interior para Tablero de 10.4 m debido a la acción de la Carga Muerta.....	186
FIGURA 4.120 Reacciones en la Viga Exterior para el Tablero de 10.4 m debido a la acción de la Carga Muerta.....	187
FIGURA 4.121 Reacciones en la Viga Interior para el Tablero de 10.4 m debido acción de la carga de la superficie de rodadura	187
FIGURA 4.122 Reacciones para el Tablero de 10.4 m debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje.....	187
FIGURA 4.123 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior para el Tablero de 10.4 m	188

FIGURA 4.124 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior para el Tablero de 10.4 m	188
FIGURA 4.125 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 10.4 m debido a la acción de la carga de carril	189
FIGURA 4.126 Cargas Verticales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal de la Pila del Puente	192
FIGURA 4.127 Sección de la pila y acero propuesto para el puente	193
FIGURA 4.128 Diagrama de Interacción del Muro <i>Pn vs Mn</i> para la Pila del Puente sobre el Río Mocora.....	195
FIGURA 4.129 Sección y Geometría de la Viga de Apoyo Superior de estribo del Puente sobre el Río Mocora en el Plano X-Z.....	198
FIGURA 4.130 Sección y Geometría de la Viga de Apoyo Superior de estribo del Puente sobre el Río Mocora en el Plano Y-Z.....	198
FIGURA 4.131 Cargas Verticales puntuales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal del Estribo del Puente.....	199
FIGURA 4.132 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo en conjunto con el peso propio del relleno	201
FIGURA 4.133 Representación de la carga de peso propio de la losa de transición o aproche del puente	202
FIGURA 4.134 Representación de la sobrecarga de la carga viva para el estribo del puente.....	204
FIGURA 4.135 Esquema de Cargas actuantes en el cuerpo del estribo.....	213
FIGURA 4.136 Cargas actuantes en la pantalla del estribo del puente	226
FIGURA 4.137 Cargas Verticales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal del estribo del Puente.....	227
FIGURA 4.138 Sección de la columna de estribo y acero propuesto para el puente	229

FIGURA 4.139 Diagrama de Interacción de Columna Rectangular <i>Pn vs Mn</i> del estribo del puente sobre el Río Mocora	230
FIGURA 5.1 Modelo estructural del Puente sobre el río Mocora.....	236
FIGURA 5.2 Ventana de trabajo (a) y selección de unidades (b).....	237
FIGURA 5.3 Creación de un nuevo modelo	238
FIGURA 5.4 Selección de la plantilla del puente.....	238
FIGURA 5.5 Definición de Línea Base	239
FIGURA 5.6 Definición de Línea Base	240
FIGURA 5.7 Creación de los carriles de circulación derecha e izquierda	241
FIGURA 5.8 Creación de un nuevo material	242
FIGURA 5.9 Creación del hormigón (a) y acero de refuerzo (b)	242
FIGURA 5.10 Creación de un nuevo material	244
FIGURA 5.11 Ventana para escoger que tipo de sección se va a usar en el modelo	244
FIGURA 5.12 Definición de la sección de la pila	245
FIGURA 5.13 Definición de la sección de viga cabezal derecha para pilas	246
FIGURA 5.14 Definición de la sección de viga cabezal izquierdo para pilas	246
FIGURA 5.15 Definición de la sección de viga cabezal derecha para estribos.....	247
FIGURA 5.16 Definición de la sección de viga cabezal izquierdo para estribos.....	247
FIGURA 5.17 Configuración de la sección transversal para el tablero de 10.4m (a) y el tablero de 18.4m (b)	248
FIGURA 5.18 Definición del diafragma para los estribos	250
FIGURA 5.19 Definición del diafragma para las pilas	250
FIGURA 5.20 Definición del diafragma para el tablero de 10.4m.....	251
FIGURA 5.21 Definición de apoyo fijo.....	252

FIGURA 5.22 Definición de apoyo móvil	253
FIGURA 5.23 Definición del suelo.....	253
FIGURA 5.24 Definición del estribo derecho.....	254
FIGURA 5.25 Definición del estribo izquierdo	254
FIGURA 5.26 Definición de la pila derecha.....	255
FIGURA 5.27 Definición de la pila izquierda	256
FIGURA 5.28 Creación del camión de diseño MTOP	257
FIGURA 5.29 Creación del Tándem de diseño	258
FIGURA 5.30 Definición de patrones de carga	259
FIGURA 5.31 Definición de fuerza de frenado	259
FIGURA 5.32 Definición de la carga de barrera y acera	261
FIGURA 5.33 Definición de la carga de asfalto	263
FIGURA 5.34 Configuración de la carga móvil.....	264
FIGURA 5.35 Asignación de los tres tramos de hormigón	265
FIGURA 5.36 Asignación de las secciones para el puente	265
FIGURA 5.37 Asignación del estribo de inicio.....	266
FIGURA 5.38 Asignación del estribo del fin	267
FIGURA 5.39 Asignación de las pilas al final del “TABLERO_1”	268
FIGURA 5.40 Asignación de las pilas al final del “TABLERO_2”	269
FIGURA 5.41 Asignación de diafragmas en los tableros del puente.....	270
FIGURA 5.42 Asignación de carga de frenado	270
FIGURA 5.43 Asignación de carga de barrera y acera	271
FIGURA 5.44 Asignación de carga de asfalto	271
FIGURA 5.45 Actualización del modelo	272
FIGURA 5.46 Creación de los combos	272

FIGURA 5.47 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (CM).	273
FIGURA 5.48 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga muerta (CM).	273
FIGURA 5.49 Diagrama de momento flexionante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (CM).	274
FIGURA 5.50 Diagrama de momento flexionante para las vigas interiores debido a la carga muerta (CM).	274
FIGURA 5.51 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).	274
FIGURA 5.52 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga muerta (DW).	275
FIGURA 5.53 Diagrama de momento flexionante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).	275
FIGURA 5.54 Diagrama de momento flexionante para las viga interior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).	275
FIGURA 5.55 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga móvil MTOP	276
FIGURA 5.56 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga móvil MTOP	276
FIGURA 5.57 Diagrama de momento flexionante para las vigas exteriores derecha e izquierda debido a la carga móvil MTOP	276
FIGURA 5.58 Diagrama de momento flexionante para las vigas interiores debido a la carga móvil MTOP	277
FIGURA 5.59 Modo y Periodo Fundamental de la estructura.	277

ÍNDICE DE CONTENIDO DE TABLAS

TABLA 2.1 Metodologías Aceptables de Capacidad de Carga para la Evaluación de Puentes Existentes en Base a la Metodología de Diseño.....	19
TABLA 2.2 Densidad de Materiales	21
TABLA 2.3 Factor de Condición, ϕC	29
TABLA 2.4 Relación de las valoraciones de Condición NBI con la Factor de Condición, ϕC	29
TABLA 2.5 Calificación para Condición de acuerdo con la NBI	30
TABLA 2.6 Factor de Sistema, ϕS , para efectos de flexión y corte.....	31
TABLA 2.7 Incremento por Carga Dinámica (IM) para Carga de Diseño	34
TABLA 2.8 Estados Límite y Factor de Carga para el análisis por capacidad	35
TABLA 2.9 Incremento de Carga Dinámica (IM) para análisis de Carga Legal.....	38
TABLA 2.10 Factores de Carga Generales γL , para tráfico comercial de rutina	38
TABLA 2.11 Factores de Carga Generales γL , para vehículos remolque especializados.....	39
TABLA 2.12 Factores de Carga Permitida γL	42
TABLA 3.1 Propiedades del Hormigón Armado	45
TABLA 4.1 Volumen de la barrera de protección lateral	64
TABLA 4.2 Ancho de franja equivalente.....	67
TABLA 4.3 Resumen de momentos negativos por cargas en el eje B	68
TABLA 4.4 Resumen de momentos positivos por cargas en el eje B	70
TABLA 4.5 Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para una carga de camión MTOP y/o Tándem	75
TABLA 4.6 Resumen de momentos positivos	76

TABLA 4.7 Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para una carga de camión MTOP y/o Tándem	116
TABLA 4.8 Resumen de momentos positivos	118
TABLA 4.9 Cálculo Inercia I_{zz} de la Superestructura del Tablero de 10.4 m	151
TABLA 4.10 Cálculo Inercia I_{zz} de la Superestructura del Tablero de 18.4 m ..	152
TABLA 4.11 Valores de Períodos de Vibración "T", Aceleración Espectral "Sa" y Desplazamientos Espectrales "Sd"	163
TABLA 4.12 Vectores de Factores de Participación Modal " Γ " y Masa Modal Efectiva " m_{eff} "	164
TABLA 4.13 Resumen de Cargas Verticales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite	180
TABLA 4.14 Resumen de Cargas Horizontales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite en el Plano Y-Z.....	180
TABLA 4.15 Resumen de Cargas Horizontales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite en el Plano X-Z.....	180
TABLA 4.16 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Interior para el Tablero de 18.4 m para cada Estado Límite.....	185
TABLA 4.17 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Exterior para el Tablero de 18.4 m para cada Estado Límite.....	185
TABLA 4.18 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Interior para el Tablero de 10.4 m para cada Estado Límite.....	189
TABLA 4.19 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Exterior para el Tablero de 10.4 m para cada Estado Límite.....	190
TABLA 4.20 Cargas verticales actuantes sobre la viga interior de la Pila aplicando estados límites	191
TABLA 4.21 Cargas verticales actuantes sobre la viga exterior de la Pila aplicando estados límites	191
TABLA 4.22 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del Diseño de la Viga Superior de Apoyo para el Puente en el Plano Y-Z.....	192

TABLA 4.23 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del Diseño de la Viga Superior de Apoyo para el Puente en el Plano X-Z.....	193
TABLA 4.24 Cálculo del peso propio por fuste de estribo para las distintas secciones, representadas en la FIGURA 4.132	201
TABLA 4.25 Cálculo del centroide para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z.....	202
TABLA 4.26 Cálculo del peso propio del relleno por fuste de estribo para las distintas secciones, representadas en la FIGURA 4.132	203
TABLA 4.27 Cálculo del centroide del relleno para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z.....	203
TABLA 4.28 Cálculo de W_w y W_s para determinar la Fuerza Inercial por fuste del estribo, usando la FIGURA 4.132	209
TABLA 4.29 Cálculo de centroides para la determinación de la Fuerza Inercial por fuste del estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z	209
TABLA 4.30 Cargas Verticales actuantes en el cuerpo del Estribo.....	212
TABLA 4.31 Cargas Horizontales actuantes en el cuerpo del Estribo.....	212
TABLA 4.32 Factores de Carga para Cargas Verticales en el estribo, Caso (a).....	214
TABLA 4.33 Factores de Carga para Cargas Horizontales en el estribo, Caso (a).....	214
TABLA 4.34 Factores de Carga para cargas Verticales en el cuerpo del estribo, Caso (b).....	215
TABLA 4.35 Factores de Carga para Cargas Horizontales en el cuerpo del estribo, Caso (b).....	215
TABLA 4.36 Cargas y Momentos actuantes en el estribo para Cargas Verticales con respecto al punto de referencia "A"	216

TABLA 4.37 Cargas y Momentos actuantes en el estribo para Cargas Horizontales con respecto al punto de referencia "A"	216
TABLA 4.38 Combinaciones de Cargas Verticales (estabilizadoras) para estados límite aplicables en el estribo	217
TABLA 4.39 Combinaciones de Momentos estabilizadores para estribos con límites aplicables en el estribo	217
TABLA 4.40 Combinaciones de Cargas Horizontales para E. Límite aplicables en el estribo	218
TABLA 4.41 Combinaciones de Momentos para E. Limite aplicables en el estribo	218
TABLA 4.42 Chequeo al volcamiento del estribo del puente	218
TABLA 4.43 Chequeo al deslizamiento calculada en la base del estribo	220
TABLA 4.44 Cálculo del peso propio de la pantalla por columna de estribo, usando la FIGURA 4.136	224
TABLA 4.45 Cálculo del centroide para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto P de la FIGURA 4.136 que corresponde con el origen de los ejes X-Z.....	224
TABLA 4.46 Momentos actuantes y Factores de carga para la verificación del diseño de la columna de estribo para el Puente en el Plano X-Z	228
TABLA 4.47 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del diseño de la columna de estribo para el Puente en el Plano X-Z	228
TABLA 4.48 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Superestructura del Tablero de 18.4 m....	233
TABLA 4.49 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Superestructura del Tablero de 10.4 m....	234
TABLA 4.50 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Subestructura del puente	234

TABLA 4.51 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Superestructura del Tablero de 18.4 m	235
TABLA 4.52 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Superestructura del Tablero de 10.4 m	235
TABLA 4.53 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Subestructura del puente	235
TABLA 5.1 Características geométricas y propiedades de los materiales.	236
TABLA 5.2 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda-Derecha) por fuerza cortante.	279
TABLA 5.3 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda-Derecha) por momento flexionante.	280
TABLA 5.4 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas interiores por fuerza cortante.	281
TABLA 5.5 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas interiores por momento flexionante.	282
TABLA 5.6 Comparación de resultados de momentos y cortantes para cada tipo de carga obtenidos por el software y la AASTHO para el tablero de 18.4 m	283
TABLA 5.7 Comparación de resultados de momentos y cortantes para cada tipo de carga obtenidos por el software y la AASTHO para el tablero de 10.4 m	284

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

FOTOGRAFIA 3.1 Señalización al acceso y sobre el puente.	54
FOTOGRAFIA 3.2 Acera y baranda del puente sobre río Mocora	54
FOTOGRAFIA 3.3 Juntas cubiertas por capa asfáltica	55
FOTOGRAFIA 3.4 Superficie de rodadura en mala condición	55
FOTOGRAFIA 3.5 Desagües de agua	56
FOTOGRAFIA 3.6 Fisuración y humedad del puente.	56
FOTOGRAFIA 3.7 Vigas principales	57
FOTOGRAFIA 3.8 Grietas en diagramas	58
FOTOGRAFIA 3.9 Humedad en cabezales.....	58
FOTOGRAFIA 3.10 Vista de cabeza de los estribos.....	59
FOTOGRAFIA 3.11 Humedad de la pila.	59
FOTOGRAFIA 3.12 Hongos en la superior de pilas.....	60

RESUMEN

En el presente proyecto técnico se realiza la metodología de evaluación para puentes existentes sustentada bajo el Manual de Evaluación de Puentes (MBE) publicado por “The American Association of State Highway of Transportation Officials”, con la finalidad de adaptarle a las condiciones impuestas por la Normativa Ecuatoriana Vial (NEVI-12), que es la normativa vigente en el Ecuador.

La metodología utilizada para la evaluación del puente existente es la “Load and Resistance Factor Rating” (LRFR) propuesta por el Manual de Evaluación, aplicada en el Puente sobre el río Mocora, el cuál es un puente de hormigón armado tipo viga-losa, conformado por tres tableros continuos, con una longitud total de 39.2 [m] y una sección transversal de 10 [m] en su superestructura, en cuanto a la subestructura está conformado por estribos abiertos y pilas tipo muro. Se realizó una inspección visual en la cual se detectó un grado de deterioro aceptable en sus elementos, esto debido al transcurso de su vida de servicio y se valora cualitativamente.

En la primera parte de este trabajo se realizó el cálculo de las solicitaciones a la que estará sujeta la estructura, considerando sus diferentes efectos estáticos y dinámicos que intervienen en el puente, se calculó la resistencia real de los distintos elementos del puente, basándose en la información proporcionada por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas (MTO).

Posteriormente se elaboró un modelo en el Software CSI Bridge, tomando en cuenta las normativas actuales, para así determinar los efectos de carga de diseño a las cuales el puente debería resistir efectivamente, se realizó un análisis modal para determinar el periodo fundamental y conocer el comportamiento que va a tener ante un evento sísmico.

Finalmente se determinan los índices de capacidad “RF” (Rating Factor) a nivel de evaluación de inventario (Primer Nivel) y nivel de evaluación de operación (Segundo Nivel) considerando el método LRFR en las secciones que se esperaba que actúen las mayores solicitaciones de los elementos del puente, y así poder

determinar qué elementos poseen menor capacidad de abarcar las cargas vehiculares propuestas.

ABSTRACT

This technical project uses the evaluation methodology for existing bridges based on the Bridge Evaluation Manual (MBE) published by "The American Association of State Highway and Transportation Officials," with the purpose of adapting it to the conditions imposed by the Ecuadorian Road Regulations (NEVI-12), which is the current regulation in Ecuador.

The methodology used for the evaluation of the existing bridge is the "Load and Resistance Factor Rating" (LRFR) proposed by the Evaluation Manual, applied in the Bridge over the Mucora River, which is a reinforced concrete beam-slab type bridge, made up of three continuous decks, with a total length of 39.2 [m] and a transversal section of 10 [m] in its superstructure, as for the substructure it is made up of open abutments and wall type piers. A visual inspection was carried out in which an acceptable degree of deterioration was detected in its elements, this being due to the course of its service life and being evaluated qualitatively.

In the first part of this work, the calculation of the loads to which the structure will be subjected was made, considering the different static and dynamic effects that intervene in the bridge. The real resistance of the different elements of the bridge was calculated, based on the information provided by the Ministry of Transport and Public Works (MTO).

Subsequently, a model was developed in the CSI Bridge Software, taking into account the current regulations, in order to determine the design load effects to which the bridge should effectively resist. A modal analysis was carried out to determine the fundamental period and to know the behaviour it will have in the event of a seismic event.

Finally, the "RF" (Rating Factor) capacity indexes are determined at the inventory evaluation level (First Level) and the operation evaluation level (Second Level) considering the LRFR method in the sections that were expected to have the highest loadings of the bridge elements, in order to determine which elements have the lowest capacity to cover the proposed vehicular loads.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Actualmente el sistema de red vial de un país es vital para el desarrollo económico social haciendo posible el comercio entre regiones con una adecuada conectividad, razón por la cual es importante creación de nuevas carreteras y puentes, así como también de la evaluación, rehabilitación de los ya existentes en la red vial. (Hidalgo Negrete, 2017)

Uno de los componentes importantes de una red vial son los puentes, estas estructuras permiten franquear obstáculos naturales y artificiales como ríos, valles, líneas férreas o carreteras con el fin de acortar tiempos y tener una continuidad vial. (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012)

Un gran porcentaje de puentes existentes que conforman las redes viales en el Ecuador fueron diseñados con normas que a la fecha son obsoletas tomando en cuenta principalmente los parámetros técnicos y cargas definidas, por lo tanto, es necesario conocer las circunstancias y la metodología con los cuales estas estructuras fueron diseñadas, tomando en cuenta que muchos de estos puentes ya cumplieron su vida útil. (Valenzuela Díaz, 2008)

Ecuador al ser un país de alto peligro sísmico, en el 2016 el cantón de Pedernales, provincia de Manabí sufrió un sismo de magnitud de 7,8 Mw (Magnitud de momento sísmico), causando daños en las estructuras civiles como a la red vial, dejando en evidencia su gran vulnerabilidad sísmica, en muchos de los puentes perteneciente a la red vial afectada se observó daños en la estructura como grietas en los elementos estructurales y fallos de pilas. La actividad sísmica no es el único factor que debilita a los puentes tal como el debilitamiento del suelo circundante y el no mantenimiento de los mismos, por estos factores es imprescindible la evaluación de puentes. (Gudiño Auz & Ayala Salcedo , 2012)

El colapso de la red vial ante un desastre natural genera graves efectos socioeconómicos al país, siendo los puentes un elemento primordial de las redes

viales. Teniendo, objetivo la evaluación del Puente sobre Rio Mocora, estructura que es elemento de la única vía de salvamento entre los poblados de Jama y Pedernales, así teniendo gran relevancia para la movilidad y conectividad, el cual deberá ser evaluado con una metodología correcta. (Valenzuela Díaz, 2008)

Para realizar el diagnóstico técnico de los puentes que tienen 30 años o más en funcionamiento es imprescindible conocer sus antecedentes históricos, conocer la integridad de la estructura, lo cual proporcionará información de su funcionamiento. Sin lo anterior, el diagnóstico y repotenciación no tendrá la confianza adecuada siendo posible el colapso de la estructura debido a las fallas de avance ante un desastre natural así también como el deterioro del tiempo de la estructura. (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012)

En la evaluación del puente es importante el análisis de capacidades de carga de los diferentes elementos que conforman el mismo, la inspección visual con la información obtenida permitirá tener un diagnóstico de la situación actual y se estimará la seguridad actual de la estructura del puente y a definir límites de servicio de carga viva para su buen funcionamiento. (Hidalgo Negrete, 2017)

Dicho proyecto cuenta con dos muros de hormigón armado en la parte central con unas dimensiones de 8.50m ancho y una altura de 12.35m y 2 estribos de hormigón armado en las partes externas, 4 vigas de hormigón armado de longitud 10m en los extremos y 4 vigas de hormigón armado de longitud 18m en la parte central, con una longitud total de 39.3m, todos estos criterios se consideraron en base a una inspección visual de los elementos estructurales, este proyecto finalizó su construcción en el año 1986, presentando filosofías diferentes a la propuesta por los códigos actuales, cuyas especificaciones originales, tanto en construcción como diseño, no consideraban la magnitud de los posibles peligros actuales, por lo que los métodos de fiabilidad estructural descritos por el MTOP y NEVI-12, sugieren la utilización de los métodos de análisis de capacidad de carga propuestos por la AASHTO en "The Manual for Bridge Evaluation" (AASHTO, 2017). Los tres métodos presentes en el mencionado manual son: ASR (Allowable Stress Rating), LFR (Load Factor Rating) y LRFR (Load and Resistance Factor Rating), los cuales se basan en las diferentes filosofías de diseño publicados tanto en "AASHTO Standard

Specifications for Highway Bridges” como en “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications””. (Hidalgo Negrete, 2017)

En el primer proceso de evaluación, se analizará por capacidad con cargas y especificaciones de diseño aplicadas al puente en su condición actual evaluando la vulnerabilidad de la estructura. En el segundo procedimiento de evaluación se usará si el puente no aprueba el nivel de evaluación de carga de diseño; el proceso permitirá establecer la necesidad de restricciones de peso vehicular o de reforzamiento (The Manual for Bridge Evaluation AASHTO, 2011).

Se empleará un sistema racional y flexible de evaluación, así como verificación de la estabilidad estructural del puente frente a todas las situaciones a las cuales se encuentre inmerso, basándose en el tipo de puente a construir, tipo de vehículo (camión de diseño MTOP), carga peatonal, carga en bordillos, sismo, viento, entre otras. (Borja Salazar & Taipei Anasi, 2017)

1.2. HIPÓTESIS

El estado estructural del Puente sobre el Río Mocora presenta daños tanto en la superestructura como en la subestructura debido a su vida útil y el incremento de las cargas vehiculares y del parque automotor, con lo que se presume que la capacidad de carga ha disminuido en sus elementos, ya que la estructura fue diseñada y construida en los años ochenta con normas obsoletas en la actualidad.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar el estado actual de la estructura del Puente sobre el Río Mocora aplicando la metodología empleada por “The Manual for Bridge Evaluation” (MBE) para la evaluación y análisis de capacidad ante cargas sometidas a este, y utilizando las especificaciones de diseño actualmente requeridas.

1.3.2. OBJETIVO ESPECÍFICOS

- Analizar y Evaluar el estado de la superestructura del puente en estudio, desde una perspectiva técnica, para identificar las condiciones en las que se encuentra, considerando parámetros de seguridad y serviciabilidad,

contemplando especificaciones y solicitudes de diseño consideradas en la normativa actual.

- Analizar y Evaluar el estado de los muros y estribos del puente en estudio, desde una perspectiva técnica, para identificar las condiciones en las que se encuentran considerando cargas por sismo y viento, así como la influencia del Río Mocora considerando los parámetros en las normativas nacionales e internacionales vigentes.
- Determinar su comportamiento estructural ante acciones estáticas y dinámicas usuales, aplicando combinaciones de cargas y factores de diseño de puentes incluyendo requerimientos locales.

1.4 ALCANCE

El presente trabajo técnico aportará una guía para la evaluación y mantenimiento de puentes tomando como ejemplo los problemas técnicos de los elementos del puente sobre el Río Mocora, para ello se aportará con información actualizada, para con ello dar un diagnóstico de las cargas propias, servicio y sísmicas que puedan soportar los elementos que conforman el puente, de tal manera de extender la vida útil de los puentes que conforman la red vial así también brinden una seguridad ante un desastre natural; para lograr el cometido se realizará inspecciones visuales, levantamiento de la estructura, modelamiento numérico y analíticos, considerando cargas sísmicas, condiciones de tráfico de la zona; así determinar las capacidades de carga reales, deficiencias del puente y nivel de servicio de la estructura.

1.5 JUSTIFICACIÓN

El Puente sobre el Río Mocora es un elemento primordial en la ruta Spondylus, dicha ruta promueve el turismo, impulsando el desarrollo integral y económico entre los pueblos aledaños, el puente al no tener un mantenimiento y el incremento de cargas vehiculares ha sido afectado en sus elementos por lo que se estima una disminución de su capacidad de carga lo que perjudicaría la vida útil de la estructura.

La evaluación de puente nos brindara información de la capacidad de carga actual ya cargas sísmica que soporta, ya que el puente tiene una antigüedad de más de

30 años las normas con las que fue diseñado difieren con las exigencias actuales de diseño de puentes.

La metodología de trabajo técnico consistirá en investigación bibliográfica, normas nacionales, "The Manual for Bridge Evaluation" conforme a la AASHTO, así también de inspecciones técnicas y un modelamiento analítico para obteniendo información sobre el estado actual de la super estructura, muros y estribos del puente con la finalidad de determinar deficiencias y nivel de servicio del puente. Este estudio permitirá adquirir conocimiento y experiencia en el campo de ingeniería en puente, sobre el comportamiento del puente al ser aplicado distintas combinaciones de carga e identificando fallas en el sistema estructural del puente para así evitar daños y precautelos en buen estado del puente.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 GENERALIDADES

2.1.1 EVALUACIÓN

La “EVALUACIÓN” es un proceso que ayuda a determinar la utilidad de una configuración estructural o de uno de sus elementos, basados mediante un estudio ordenado de información y datos almacenados, iniciando con la exploración de documentos existentes, inspección visual, limitaciones de servicio y sondeo de materiales.

En el trabajo de investigación realizado se proponen técnicas que no deben ser generalizadas o estandarizadas a una serie de algoritmos ya que depende de muchos factores investigativos, la información disponible del diseño estructural, las limitaciones físicas de la estructura, la forma de construcción y las características de sus materiales que forman parte de la estructura.

La evaluación estructural tiene como finalidad instaurar la capacidad para soportar cargas en todos los elementos estructurales críticos y no críticos. Se debe tomar en cuenta que la capacidad de la estructura debe soportar cargas presentes y futuras previstas, acorde a las exigencias de las actuales normas. En caso de que la estructura no cumpliera los requerimientos de las actuales normas, se considerará un reforzamiento de acuerdo con técnicas y métodos apropiados.

2.1.2 PATOLOGÍAS EN PUENTES

Las patologías estructurales en los puentes se presentan de acuerdo con el grado de incidencia e intensidad que pueden provocar ciertos factores como: condiciones climáticas, sísmicas o problemas de uso de suelo, además de la incidencia del uso propio del puente y su antigüedad, por lo tanto, es necesario de un mantenimiento preventivo y correctivo, con la finalidad de conservar su buen estado y funcionamiento. Presentando a continuación un listado de las patologías más comunes existentes en puentes.

2.1.2.1 Grietas y fisuras

La formación de grietas y fisuras en puentes son causadas generalmente por:

- Incremento de cargas.
- Asentamientos
- Deslizamientos del terreno.
- Hormigón mal vibrado y curado.

2.1.2.2 Deterioro del hormigón

El deterioro del hormigón ocurre debido a la corrosión que existe ya que al ser este un material químico, se producen reacciones químicas las cuales pueden alterar el comportamiento del mismo, entre las notables causas que producen el deterioro del hormigón se tiene:

- Ausencia o pérdida de recubrimiento en la armadura.
- Corrosión influida por cloruros.
- Carbonatación.
- Ataques por sulfatos.
- Cambios de temperatura y humedad.

2.1.2.3 Cimentaciones socavadas

La socavación es uno de los principales problemas en el diseño de un puente de carretera, debido a los efectos que puede causar el cauce del río, debido a esto tenemos algunos factores que producen la socavación en cimientos, entre los más comunes tenemos:

- Inundaciones.
- Incorrecta ubicación de los cimientos en cauces.
- Acción continua de agua.
- Cimientos inadecuados
- Ausencia de soleras necesarias.

2.1.2.4 Muros y Estribos con deslizamientos

Las principales causas de deslizamientos están dadas por:

- Soluciones estructurales mal ejecutadas.
- Incremento notable de cargas.
- Terreno mal compactado.

- Crecidas de agua.
- Deslizamiento de tierra.

2.1.2.5 Fallos en los Apoyos

Los elementos de apoyo de un puente se ven afectados debido a:

- Dimensionamiento incorrecto en los elementos de apoyo
- Exceso o falta de Reacción Vertical

2.1.2.6 Fallo en las Juntas

- Mal dimensionamiento de las juntas del puente.
- Ausencia o desgaste del material de la junta.

2.1.3 PUENTE

“Un puente es una estructura esencial en la infraestructura vial, destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, lagos o brazos de mar; así como obstáculos artificiales, como vías férreas o carreteras, con el fin de unir caminos de viajeros y propiciar transporte de animales y mercancías, entre otras” (Muñoz, 2012).

Un puente es una parte importante del patrimonio infraestructural del país, principalmente es la conexión en la red vial para la transportación en general y en consecuencia para el crecimiento y desarrollo de sus habitantes. Debido a esto es importante preservar dicho patrimonio de una atenuación prematura, por lo cual es necesario mantener un conocimiento completo y actualizado de su estado. Según Hans Wittfoth: “Los puentes son huella del progreso, poder y decadencia; lo que nos transmite la cultura y mentalidad de los pueblos”; por ello, es transcendental la implementación de labores de mejoramiento y desarrollo relacionados con su adecuado mantenimiento y preservación.

2.1.4 PARTES CONSTITUTIVAS DE UN PUENTE

Según el Manual de Inspección de Puentes, los elementos que conforman la parte portante de un puente son: superestructura y subestructura.

- a) **La superestructura** consta en términos generales de: tablero o plataforma y las armaduras, constituidas por vigas, cables, o bóvedas, capas de

rodadura, aceras, arcos, entre otros; son las encargadas de distribuir las cargas a lo largo de la sección transversal.

- b) **La infraestructura** o también llamada subestructura de un puente está formada por todos los elementos o miembros requeridos para soportar la superestructura, los componentes básicos de la subestructura son: estribos o pilares extremos (muros de contención en los costados), las pilas o columnas intermedias y los cimientos.

Igualmente, existen otros elementos llamados intermedios o aparatos de apoyo, los cuales actúan como partes accesorias entre la superestructura y la infraestructura y son de gran importancia para el correcto funcionamiento de la estructura. (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012)

FIGURA 2.1 Componentes de un Puente



- | | | |
|---------------------------|---|-------------------------|
| 1) Superficie de rodadura | 7a) Estribo con cimentación | 11) Vigas principales |
| 2) Junta de dilatación | 7b) Estribo con cimentación superficial | 12) Cauce |
| 3) Bordillo | 8a) Pila con cimentación profunda | 13) Pedestal |
| 4) Baranda | 8b) Pila con cimentación superficial | 14) Pilotes |
| 5) Cono y taludes | 9) Apoyos en estribos | 15) Dado |
| 6) Aleta | 10) Losa | 16) Terraplén de acceso |

FUENTE: (Muñoz, 2012).

- **Tablero del Puente**

Es una plataforma formada por la losa de concreto o piso metálico, su función principal es la de transmitir las cargas vivas a los elementos principales de la superestructura. (Zhao & Tonias, 2012)

FIGURA 2.2 Tablero de un Puento



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Losa de aproche o de Transición**

Es un elemento que permite la transición entre una estructura más rígida que es el piso del puente y el terraplén que es un elemento muy deformable, atenuando de esta manera el cambio brusco de ambos materiales. Se recomienda diseñarla con un espesor mínimo de 20 cm. (Ponce, 1987)

FIGURA 2.3 Losa de Transición del Puento en Jacksonville (Florida)



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Aparatos de Apoyo**

Son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas y el tablero, los cuales permiten transmitir las cargas directamente de la superestructura a la subestructura.

Está relacionado directamente con los movimientos de los distintos elementos que conforman el puente, que son producidos debido a las rotaciones por la deformaciones y cambios de temperatura. (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012).

FIGURA 2.4 Aparatos de Apoyo del Puente de Bahía de Caráquez



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Estribos**

Elementos verticales que soportan un extremo de la superestructura encargados de transmitir las cargas del suelo de cimentación y a su vez sostiene el empuje generado por el suelo, por lo que se define como una combinación entre muro de contención y cimentación. (Rodríguez Serquén, 2016)

FIGURA 2.5 Estribo de Puente de Pisotanti (Santo Domingo de los Tsáchilas)



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Pila**

Elementos verticales intermedios que se encuentran en uno o varios tramos interiores del puente, su función es la de transmitir las cargas verticales y

horizontales provenientes de la superestructura, siendo capaz de evitar algún asentamiento proveniente de un sismo, viento, etc. (Ponce, 1987)

FIGURA 2.6 Pilas del Puente Juan Larrea que atraviesa la Ruta Viva



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Luz o vano**

Distancia horizontal, libre de cualquier obstáculo entre dos apoyos consecutivos de las bases del puente. (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017)

FIGURA 2.7 Vano del Puente de Bahía de Caráquez - San Vicente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Ancho de Vía (calzada)**

Superficie destinada al tránsito vehicular que ocupa el ancho de la losa, libre de las barreras o bordillos, puede estar compuesto de uno o varios carriles de diseño estándar más las bermas. (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012).

FIGURA 2.8 Calzada del Puente Juan Larrea que atraviesa la Ruta Viva



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Bermas o Espaldones**

Franja adyacente al carril que se encuentra a lo largo del puente sirve para estacionamiento del vehículo en caso de emergencias. (Ponce, 1987).

FIGURA 2.9 Berma del Puente Skyway en Tampa



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Veredas o aceras**

Parte del puente destinada exclusivamente para fin peatonal y mantenimiento, comprendida entre un cordón de barrera, o una baranda combinada. (Ponce, 1987).

FIGURA 2.10 Vereda peatonal del Puente atirantado en Quevedo



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

- **Juntas**

Elementos del puente que permiten la continuidad del pavimento, siendo su función primaria acomodar la expansión y contracción de la superestructura. Estos efectos se deben a la presencia de los sismos y a los cambios bruscos de temperatura, a su vez impiden la aglomeración de elementos extraños en esa zona. (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

FIGURA 2.11 Junta del Puente de la Hidroeléctrica Agoyán (Tungurahua)



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019).

- **Vigas principales**

Elementos estructurales paralelos a la calzada que soportan esfuerzos verticales y transmiten las cargas a las pilas y los estribos. (Ponce, 1987).

FIGURA 2.12 Vigas Principales del Puente Juan Larrea (Pichincha)



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019).

- **Diafragmas**

Son vigas transversales simplemente apoyadas que sirven como rigidizadores o arriostramiento, pasan a ser secundarias cuando están destinadas a transmitir cargas del tablero a las vigas principales. (AASHTO LRFD, 2017)

FIGURA 2.13 Diafragmas del Puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019).

2.2 VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA EN PUENTES

2.2.1 CAPACIDAD DE CARGA

El análisis de capacidad de carga tiene como objetivo el evaluar la capacidad de los distintos elementos portantes que conforman la estructura ante el paso de carga vehicular. (Hidalgo Negrete, 2017)

Se aplica el análisis de capacidad de carga en el puente cuando este ha variado sus propiedades físicas y condiciones iniciales de los elementos estructurales del puente, estas variaciones son producidas por el deterioro del material de los elementos, por el uso al tráfico vehicular, factores naturales, ampliaciones y rehabilitaciones en la superestructura, cambio en las especificaciones en las normativas de diseño y servicio; la evaluación se realiza a partir del estado actual, condiciones de tráfico vehicular del puente, para obtener estos parámetros se debe realizar inspecciones de campo. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

2.2.2 FACTOR DE CAPACIDAD (RF)

Es un coeficiente específico de cada elemento de la superestructura que determina la capacidad de resistir una carga específica, el conjunto de los valores de factor de capacidad obtenidos de cada miembro proporciona una base para determinar la carga vehicular máxima, el reforzamiento de elementos del puente si es necesario y establecer medidas para precautelar la estabilidad y seguridad del puente. (Hidalgo Negrete, 2017)

Los valores específicos de factor de carga se obtienen a partir de la utilización de la ecuación general de capacidad de carga, en el cálculo las variables, factores de carga y resistencia empleados varían de acuerdo al enfoque y metodología en el análisis de capacidad de carga, buscando intervalos de seguridad más adecuados en términos de la fiabilidad del puente. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

En general los valores calculados de factor de carga están alrededor del número 1 entonces, si el factor de capacidad es menor que 1 “La estructura no cumple los niveles requeridos de seguridad y requiere acciones correctivas”, si el factor de

capacidad es mayor o igual a 1 “El nivel de seguridad de la estructura es satisfactorio”. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

2.2.3 NIVELES DE EVALUACIÓN

La seguridad y estabilidad del puente son los objetivos primordiales en el nivel de evaluación del mismo estableciendo intervalos para la fiabilidad del puente en función de la resistencia de los elementos y la carga actuante sobre ellos. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

La evaluación de puente se efectúa de manera cualitativa y cuantitativa, la evaluación cualitativa consta de la descripción subjetiva del estado y condiciones actuales del puente, mediante visitas de campo e inspecciones visuales a los elementos del puente, la evaluación cuantitativa consta de la revisión del diseño del puente enfocado en un planteamiento analítico y numérico. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

Los niveles de fiabilidad dependen de la metodología a usarse, en la metodología ASD los niveles de fiabilidad son factores de seguridad empíricos que se determinan a partir de experiencias en proyectos similares, dicho factor se asigna al valor nominal de capacidad, en la metodología LFD y LRFD los niveles de fiabilidad se fundamentan en el índice de confiabilidad “ β ”, que dicho índice toma en cuenta distintos parámetros en cada metodología. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

Para la metodología LFD el índice de confiabilidad “ β ” se basa en definir factores de carga para cada estado límite y factores de seguridad para la resistencia de los elementos. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

Para la metodología LRFD el índice de confiabilidad “ β ” se basa en definir factores de carga para el estado límite y factores de reducción de resistencia logrando con esto un mayor trabajo elástico de la estructura, en esta metodología se contempla el uso de factores que deteriora a la estructura como niveles de tráfico en sitio, deterioro de los materiales de los elementos. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

2.2.3.1 Nivel de Evaluación de Inventario

Este nivel de evaluación consiste en un análisis de la estructura en función de sus especificaciones y factores de diseño habituales, tomando en consideración las condiciones actuales de la estructura como el deterioro de los elementos y la pérdida de sección de los elementos. (MBE, 2011)

2.2.3.2 Nivel de Evaluación de Operación

Este nivel de evaluación consiste en determinar la máxima carga vehicular que puede resistir la estructura del puente, en criterio técnico de los resultados de esta evaluación se establecerán las restricciones de tráfico, la vida útil del puente será mermada si no se cumple con las restricciones de tráfico. (MBE, 2011)

2.2.4 ÍNDICE DE CAPACIDAD (RT)

Acorde con lo establecido por “Manual Bridge Evaluation” (MBE) según los resultados de análisis de capacidad permitirá establecer las restricciones de carga vehicular, esto busca delimitar el efecto de una carga individual aplicada a un elemento del puente, la resistencia elemento ante tal efecto se denomina Índice de Capacidad y es función de la carga aplicada (peso del camión).

$$RT = (RF) \cdot W \quad (2.1)-(MBE 6B.4.1-2)$$

Donde:

RT = Índice de capacidad del miembro del puente (Ton).

RF = Factor de capacidad para carga viva.

W = Peso nominal del camión utilizado para determinar el efecto de carga viva, “L” (Ton)” (MBE, 2011).

El valor de índice de capacidad de carga este sujeto a los elementos con valor bajos de capacidad de carga.

2.2.5 ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA PUENTES EXISTENTES

Para la evaluación estructural se debe elegir la metodología de análisis para determinar la capacidad de carga, se puede emplear cualquier metodología

propuesta por el Manual de Evaluación de Puentes (ASSHTO), teniendo una excepción en los puentes de madera donde el manual recomienda el uso de la metodología de esfuerzos admisibles o ASR (Allowable Stress Rating). (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

En las inspecciones para la evaluación de las estructuras de acero, hormigón pretensado, hormigón armado y mixtas, en caso de evidenciar que los elementos han sufrido cambios en las condiciones estructurales, es imperativa la utilización de la metodología de factores de carga y resistencia o LRFD para su evaluación. (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)

El manual de Evaluación de Puentes de la AASHTO es una guía para las normas de varios estados o naciones, adoptan las metodologías de evaluación propuestas por el manual con ciertas modificaciones en el tipo de carga vehiculares específica que varía en cada nación. Tomando como referencia lo expuesto en “Bridge Load Rating Manual” del estado de transporte de florida, el cual incluye la TABLA 2.1 donde aconseja la metodología a emplear en el análisis de capacidad de carga fundamentándose en la metodología de diseño. (FDOT Bridge Load Rating Manual, 2017).

TABLA 2.1 Metodologías Aceptables de Capacidad de Carga para la Evaluación de Puentes Existentes en Base a la Metodología de Diseño

METODOLOGÍA DE DISEÑO	METODOLOGÍA DE CAPACIDAD DE CARGA ¹		
	Capacidad por Esfuerzos Admisibles ASR (Parte B)	Capacidad por Factores de Carga LFR (Part B)	Capacidad por Factores de Carga & Resistencia LRFR (Part A)
Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)	X ²	X	X
Diseño por Factores de Carga (LFD)		X	X
Diseño por Factores de Resistencia y Carga (LRFD)			X

¹El análisis debe especificar la versión del código o manual utilizado

²No se permite la capacidad de esfuerzos admisibles para puentes en el Sistema Nacional de Autopistas si el puente es estructuralmente deficiente o funcionalmente obsoleto

FUENTE: (FDOT Bridge Load Rating Manual) (Tabla 6.0-1)

Las restricciones de tránsito vehicular obedecen a la metodología escogida por la entidad de tránsito gubernamental o estatal que tiene la función de establecer la limitación de carga vehicular que circula normalmente en el puente.

2.3 CARGAS DE EVALUACIÓN

En la evaluación general de puentes se utilizan las cargas permanentes y de tránsito vehicular para el análisis, no tomando en cuenta las cargas de origen extremo como sismo, inundaciones esto por la baja probabilidad de ocurrencia y la alta magnitud de la fuerza generada, así también se descartan fuerzas secundarias como viento y dilatación del hormigón, la necesidad de inclusión de estas fuerzas en el análisis debe ser justificado.

2.3.1 CARGAS PERMANENTES

Son cargas que actúan sobre la estructura indefinidamente e invariable durante la vida útil del mismo, se toma como carga permanente a cargas derivadas del peso propio de los elementos de la superestructura, carpeta asfáltica, aceras, barandales y elementos de servicio público (iluminarias, alcantarillado, agua potable). Las cargas permanentes se clasifican en:

- Carga muerta de los miembros estructurales y accesorios no estructurales (DC)
- Carga muerta de las superficies de rodadura e instalaciones para servicios públicos (DW)

Los valores de carga por peso de los elementos estructurales vienen especificados en la documentación de memorias de cálculo o planos, al no poseer esta información el manual dispone de valores de peso por unidad de volumen especificadas en la TABLA 2.2 (AASHTO LRFD, 2017)

TABLA 2.2 Densidad de Materiales

Material		Densidad (kN/m ³)
Aleaciones de aluminio		27.46
Superficies de rodamiento bituminosas		22.06
Hierro fundido		70.61
Escoria		9.41
Arena, limo o arcilla compactados		18.88
Hormigón	Agregados de baja densidad	17.41
	Agregados de baja densidad y arena	18.88
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	24.00
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2.29 f_c$ (kg/cm ²)
Arena, limo o grava sueltos		15.69
Arcilla blanda		15.69
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		22.06
Acero		76.98
Sillería		26.72
Madera	Dura	9.41
	Blanda	7.85
Agua	Dulce	9.81
	Salada	10.05
Elemento		Masa por unidad de longitud (kN/m)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		2.94

FUENTE: (AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2017) (Tabla 3.5.1-1)

2.3.2 CARGAS TRANSITORIAS

Son cargas que su acción varia en magnitud y posición durante la vida útil del puente y se clasifican en:

- Fuerza de frenado de vehículos (B_R)
- Fuerza de colisión de vehículos (C_T)
- Incremento por carga vehicular dinámica (I_M)
- Sobrecarga Vehicular (L_L)
- Sobrecarga Viva (L_S)
- Sobrecarga Peatonal (P_L)
- Asentamientos (S_E)
- Sismo (E_Q)
- Carga hidráulica y presión del flujo de agua (W_A)
- Fluencia lenta (C_R)

En el análisis de capacidad de carga de un puente, las cargas transitorias de consideración son sobrecargas vehiculares y la carga dinámica que produce la

circulación vehicular. En los manuales de diseño distintos tipos de sobrecarga vehicular, esta dependerá del método y el nivel de evaluación.

2.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

“En correspondencia a la metodología de diseño en puentes, el manual MBE propone tres métodos de evaluación

- Método por Capacidad de Esfuerzos Admisibles (ASR, Allowable Stress Rating).
- Método de Capacidad de Factores de Carga (LFR, Load Factor Rating).
- Método de Capacidad por Factores de Resistencia y Carga (LRFR, Load and Resistance Factor Rating).

Las metodologías LFR o LRFR para la evaluación de puentes son admitidas en puentes diseñados con la filosofía LRFD o los diseñados con “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, para puentes diseñados con “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” o posteriores admiten únicamente la metodología LRFR para su evaluación.

Para determinar la capacidad de carga de servicio de un puente se puede utilizar cualesquiera de los métodos de evaluación propuesto por el manual, tomando en cuenta las recomendaciones para el procesamiento de datos descritas en el mismo, la inclusión de los elementos de la subestructura en el análisis deberá justificarse.

2.4.1 MÉTODO POR ESFUERZOS ADMISIBLES (ASR, ALLOWABLE STRESS RATING) (MBE 6B.3.1)

Este método se basa en el análisis de combinación de carga reales de servicio para obtener los esfuerzos máximos que puede soportar un elemento estructural, dichos esfuerzos no deben sobrepasar los esfuerzos permisibles. Este último está en función del esfuerzo límite del material y un factor de seguridad (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

2.4.1.1 Ecuación de Capacidad de Carga (MBE 6B.4.1)

La expresión para el cálculo de la capacidad de carga está en función de la carga viva, carga muerta y variables de resistencia de los materiales los factores A_1 y A_2 varían de acuerdo con el método.

$$RF = \frac{C + A_1 \cdot D}{A_2 \cdot L (1 + I)} \quad (2.2)-(MBE 6B4.1-1)$$

“Donde:

RF = Factor de Capacidad

C = Capacidad Nominal del Miembro

D = Efecto de carga muerta sobre el Miembro

L = Efecto de Carga Viva sobre el Miembro

I = Factor de Impacto que se utilizará con el efecto de Carga Dinámica.

A_1 = Factor para Cargas Muertas

A_2 = Factor para Cargas Vivas” (MBE, 2011).

De acuerdo con el método ASR los valores de A_1 y A_2 tienen los siguientes valores: $A_1 = 1.0$ y $A_2 = 1.0$, teniendo la como resultado la siguiente expresión:

$$RF = \frac{C+D}{L(1+I)} \quad (2.3)$$

2.4.1.2 Capacidad Nominal “C”

La Capacidad Nominal “C” determina la resistencia de un elemento estructural y sus valores dependen de las propiedades materiales y el nivel de Evaluación, para la determinación de la capacidad nominal el manual MBE provee de tablas de los valores de Inventario, Operación y Esfuerzo de fluencia nominal y fórmulas para la obtención de propiedades adicionales al material, las mismas que se indican en la “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”: Tabla 6B.5.2.1-1 con “Inventory Rating Allowable Stresses” y la Tabla 6B.5.2.1-2 con “Operating Rating Allowable Stresses. (Hidalgo Negrete, 2017).

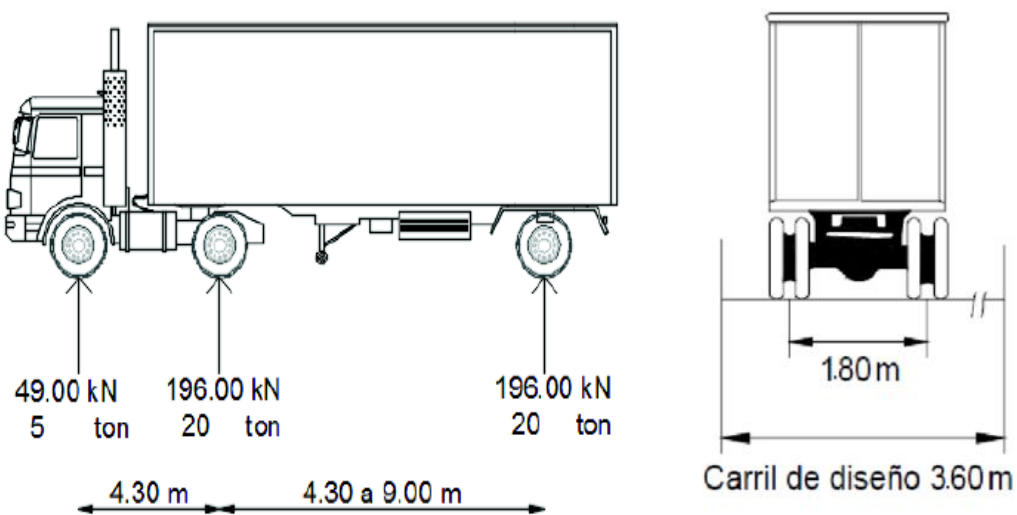
2.4.1.3 Carga Viva de Evaluación

La especificación para carga viva empleada en la metodología de evaluación por capacidad es el camión estándar HS-MTOP o un carril de diseño. Para puentes con tráfico pesado la MTOP sugiere la utilización del camión HS-MTOP esto debido a la evolución del parque automotor.

- Carga de Camión de Diseño HS-MTOP

“Consiste en un camión tractor con semirremolque de tres ejes, donde la separación de los ejes del tractor es 4.30 metros y la separación con el eje del remolque se considera variable, ya que este parámetro varía según los camiones actuales, teniendo una separación mínima de 4.30 metros y una máxima de 9.00 metros. La carga en el eje delantero es igual a 49000 N (5.0 Ton) y en cada eje trasero es igual a 196000 N (20 Ton). El mismo que corresponde a un incremento aproximado del 35% del camión de diseño HS-20-44” (Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12-MTOP, 2013).

FIGURA 2.14 Camión de Diseño HS-MTOP

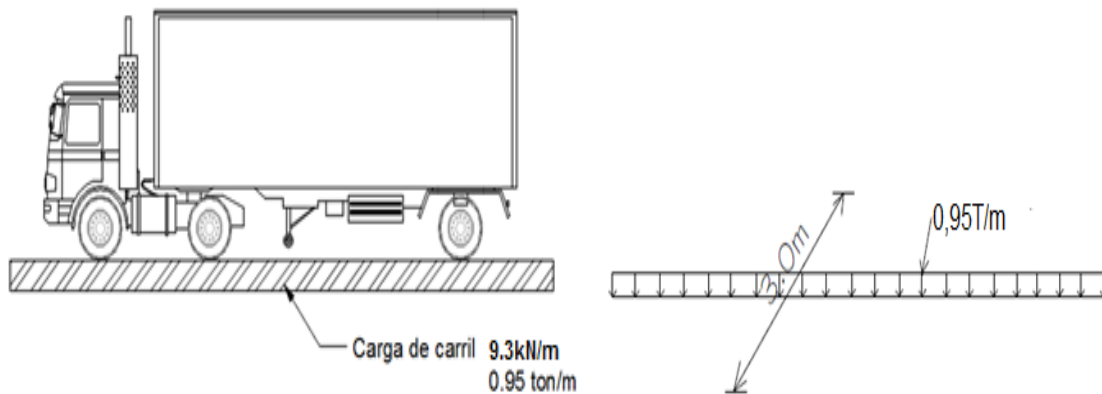


FUENTE: (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017)

- Carga de Carril de Diseño

“Se considera una carga uniformemente distribuida a lo largo del carril de tránsito vehicular, ocupando un ancho de faja igual a 3.0 metros. El valor de la carga es 9.3 KN/m (0.95 Ton/m)” (NEVI-12, 2013).

FIGURA 2.15 Carga Móvil de Carril para HS-MTOP

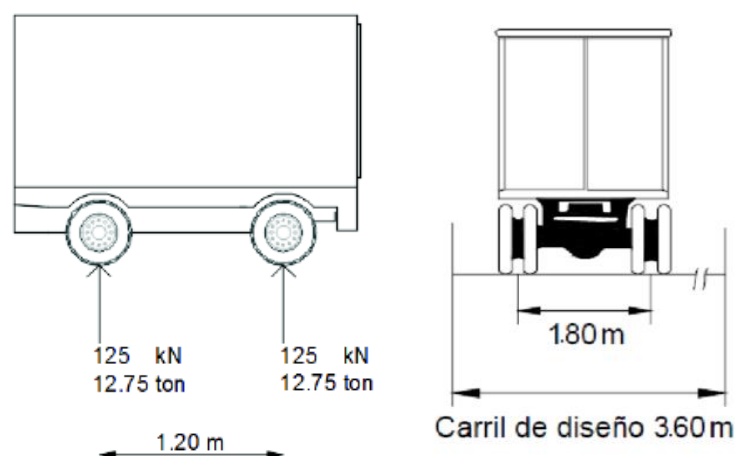


FUENTE: (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

- Tándem de Diseño

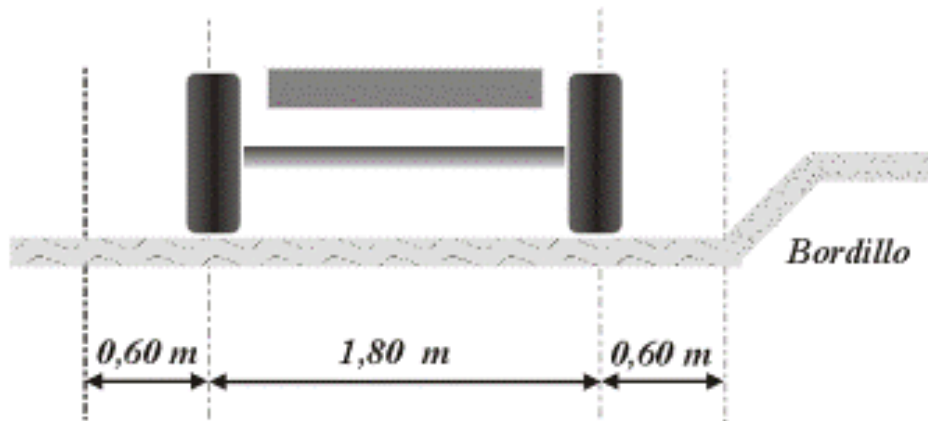
El eje tándem está formado por la carga de dos ejes con 12750 N (12.75 Ton) cada uno, con una separación de 1.20 metros longitudinalmente. Transversalmente, la separación entre eje de ruedas es de 1.80 metros (NEVI-12, 2013).

FIGURA 2.16 Detalle para el eje longitudinal de Tándem



FUENTE: (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

FIGURA 2.17 Detalle para el eje transversal de Tándem



FUENTE: (MTO, "Estudio de Superestructuras Tipo, en Hormigón Armado para puentes a Nivel Nacional")

Se considera un incremento a la carga viva debido al efecto de carga dinámica este incremento se representa como porción de los esfuerzos de carga viva generados, este incremento no se empleará en cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño; adicionalmente se considera a la sobre carga vehicular una combinación de Camión de Diseño o Tándem de Diseño más la Carga de Carril de Diseño (AASHTO LRFD, 2017).

2.4.2 MÉTODO POR FACTORES DE CARGA (LFR, LOAD FACTOR RATING) (MBE 6B.3.2)

Este método se basa en el análisis de la estructura implementando factores determinados que afectan a las cargas reales (cargas factorizadas), estos factores varían al tipo de carga y reflejan el nivel de incertidumbre que se tienen en los cálculos de carga, las cargas factorizadas no deben sobrepase la resistencia del miembro estructural (MBE, 2011).

2.4.2.1 Ecuación de Capacidad de Carga (MBE 6^a.4.3.1)

Toman como referencia lo expuesto en sección 2.4.1.1 se utiliza la ecuación 2.2 para el cálculo de capacidad de carga teniendo en cuenta los valores de $A_1 = 1.3$ y para el parámetro A_2 , este depende según el nivel de evaluación deseado: Nivel de Inventario, $A_2 = 2,17$ y para Nivel Operación, $A_2 = 1,3$ (MBE, 2011).

- Nivel Inventario

$$RF = \frac{C + 1.3 D}{2.17 L (1 + I)} \quad (2.3)$$

- Nivel Operación

$$RF = \frac{C + 1.3 D}{1.30 L (1 + I)} \quad (2.4)$$

2.4.2.2 Carga viva de evaluación

La carga viva empleadas en el método son las mismas a las descritas en el método ASR, tomando en cuenta que se establece estados limite que ocupan factores de carga en la evaluación

El incremento de carga por efecto de carga dinámica es la misma descrita en el método ASR. Al incremento por carga dinámica o impacto, se deberá considerar las recomendaciones mencionadas anteriormente.

2.4.3 MÉTODO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFR, LOAD AND RESISTANCE FACTOR RATING)

El método se basa en lograr el objetivo mínimo de seguridad para un estado límite de resistencia de un elemento estructurales, para esto se considera la utilización de factores de carga y resistencia calculadas con la teoría de fiabilidad estructural.

El método consiste en procedimientos secuenciales que incorpora cada etapa de evaluación para la obtención de diferentes modelos de carga basadas en los resultados de cada etapa de evaluación (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

2.4.3.1 Ecuación General de Capacidad de Carga (MBE 6^a.4.2.1)

Para el método LRFR, la capacidad de carga se obtiene a partir la ecuación general de capacidad de cargas y cada conexión sometidos a un efecto de fuerza (axial, flexión o cortante), en el método se contempla la utilización de cada uno de los estados límites y el efecto de carga mínima de corte, axial o flexión que determina el factor de evolución para el control.

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(D_C) - (\gamma_{DW})(D_W) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_{LL})(L_L)(1 + I_M)} \quad (2.5)-(MBE 6^a.4.2.1-1)$$

Para los estados de límite de resistencia:

$$C = \phi_C \cdot \phi_S \cdot \phi \cdot R_n$$

Aplicando el límite inferior:

$$\phi_C \cdot \phi_S \geq 0.85$$

Para los Estados Límite de Servicio:

$$C = f_R$$

“Donde:

RF = Factor de Capacidad.

C = Capacidad Nominal del Miembro.

f_R = Esfuerzo Admisible especificado en el código LRFD.

R_n = Resistencia Nominal del Miembro (determinado mediante la inspección).

D_C = Efectos de Carga Muerta debido a peso propio de los elementos estructurales y no estructurales

D_W = Efecto de Carga Muerta debido a la superficie de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

P = Cargas permanentes que no sean cargas muertas.

L_L = Sobre carga vehicular.

I_M = Incremento por carga vehicular dinámica.

γ_{DC} = Factor LRFD de carga para componentes estructurales y accesorios.

γ_{DW} = Factor LRFD de carga para superficie de desgaste y utilitarios.

γ_P = Factor LRFD de carga para cargas permanentes distintas a cargas muertas.

$$\gamma_P = 1.0$$

ϕ_C = Factor de Condición.

ϕ_S = Factor de Sistema.

ϕ = Factor LRFD de Resistencia” (MBE, 2011).

2.4.3.1.1 Factor de Condición, φ_c (MBE 6^a.4.2.3)

En el transcurso de la vida útil del puente los miembros experimentan desgaste o deterioro, esto aumenta el nivel de incertidumbre y el cambio de resistencia en función del tiempo, el factor de condición contempla la reducción en la resistencia de los miembros que conforman el puente.

Para la obtención de la resistencia nominal del miembro del puente se considera la materia bruta de la sección, esta sección es obtenida en las inspecciones recientes realizadas al puente.

Los valores de factor de condición, φ_c , se expresan en la TABLA 2.3 y su respectiva relación con la valoración NBI “National Bridge Inventory” en la TABLA 2.4.

TABLA 2.3 Factor de Condición, φ_c

Condición del Miembro Estructural	φ_c
Bueno o Satisfactorio	1.00
Aceptable	0.95
Malo	0.85

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6^a.4.2.3-1)

TABLA 2.4 Relación de las valoraciones de Condición NBI con la Factor de Condición, φ_c

Valoración de la Condición de la Superestructura y Subestructura (NBI Art. 59 y 60)	Equivalencia a la Condición Estructural del Miembro
≥ 6	Bueno o Satisfactorio
$= 5$	Aceptable
≤ 4	Malo

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla C6A.4.2.3-1)

La condición de los elementos de la superestructura y subestructura se evaluará de acuerdo al ranking de valoración de la “National Bridge Inventory” (NBI); en la guía “Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nation’s Bridges” se detalla en el Art. 57 el método de valoración de daños para los distintos miembros, en la TABLA 2.5 se indica calificación de daños para puentes.

TABLA 2.5 Calificación para Condición de acuerdo con la NBI

Código	Descripción
N	No aplica
9	Excelente Condición
8	Muy Buena Condición - Sin problemas notorios.
7	Buena Condición - Algunos problemas menores.
6	Condición Satisfactoria - Los elementos estructurales presentan algún deterioro menor.
5	Condición Aceptable - Todos los elementos se encuentran en buen estado pero presentan pérdidas menores de sección, fisuras, roturas o socavación.
4	Condición Pobre - Pérdida de sección avanzada, deterioro, desprendimiento, roturas o socavación.
3	Condición Seria - Pérdidas de sección, deterioro, rotura del hormigón o socavación que afectan directamente a los componentes estructurales primarios. Fallas locales posibles. Presencia de fisuras por fatiga en el acero o grietas por corte en el Hormigón.
2	Condición de Falla "Inminente" - Pérdida o deterioro de sección mayor presente en elementos estructurales críticos u obvia afectación de la estabilidad de la estructura por movimientos verticales u horizontales. El puente es cerrado al tráfico pero las acciones correctivas pueden retornarlo para el servicio con tráfico ligero.
1	Condición de Fallo - Fuera de Servicio de la estructura a pesar de las acciones correctivas.

FUENTE: (NBI Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the Nation's Bridges, 1995) (Art. 57)

2.4.3.1.2 Factor de Sistema, ϕ_S (MBE 6^a.4.2.4)

El factor de sistema son parámetros que se aplican a la resistencia nominal para relacionar el nivel de redundancia de los elementos de la superestructura; en un sistema estructural se denomina redundancia a la capacidad de resistir cargas después de producirse cualquier daño o falla en uno o más de sus elementos.

“El objetivo de ϕ_S es incorporar una capacidad de reserva tal que la confiabilidad general del sistema se incremente desde aproximadamente un nivel operativo (para sistemas redundantes) a un objetivo más realista para sistemas no redundantes correspondientes a niveles de inventario” (AASHTO The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

TABLA 2.6 Factor de Sistema, ϕ_s , para efectos de flexión y corte

TIPO DE ESTRUCTURA	ϕ_s
Miembros soldados en Puentes de dos vigas / armadura / arco	0.85
Miembros remachados en Puentes de dos vigas / armadura / arco	0.90
Multiples miembros de barras oculares en el Puente de Armadura	0.90
Puentes de tres vigas con espaciado entre vigas de 6 ft	0.85
Puentes de cuatro vigas con espaciado entre vigas ≤ 4 ft	0.95
Todos los otros Puentes Viga y Puentes Losa	1.00
Vigas del suelo con espaciado > 12 ft y stringers no continuos	0.85
Subsistemas Stringer redundantes entre las vigas del piso	1.00

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6^a.4.2.4-1)

2.4.3.2 PROCESOS DE ANÁLISIS DE LA METODOLOGÍA LRFR

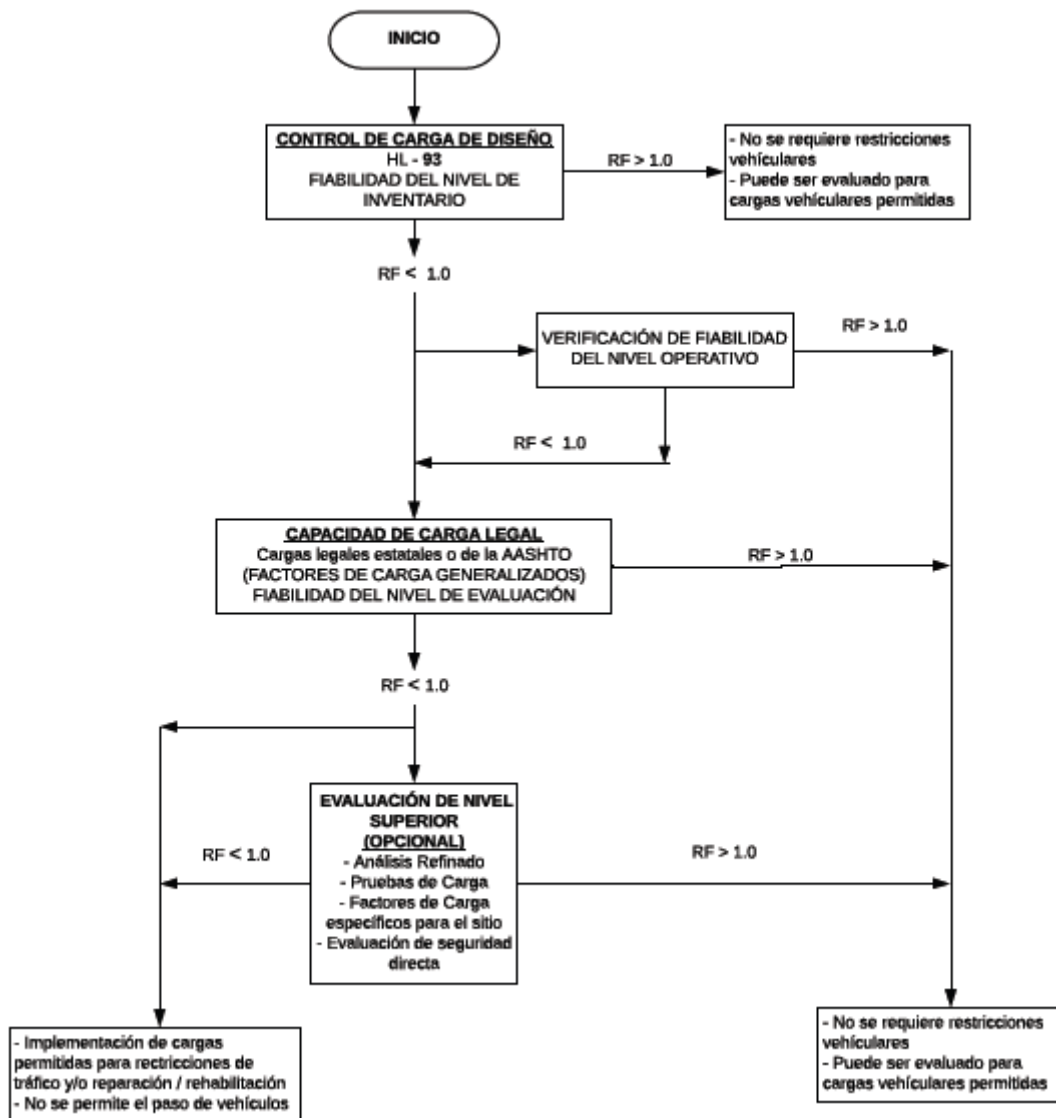
En el flujograma de la FIGURA 2.18 se describe la metodología LRFR que implementa una estructura de niveles de evaluación de capacidades de carga.

Como primer paso se realiza el Análisis de Capacidad de Carga de Diseño, este análisis se divide en dos niveles de revisión, “Nivel Inventario que implementa factores de carga de diseño habituales, y el Nivel de evaluación de Operación que utiliza factores de carga que determinará la carga máxima permitida. Al segundo procedimiento de evaluación se recurrirá si el puente no aprueba el nivel de evaluación de carga de diseño; mediante un “análisis por cargas legales”, cuyo proceso permitirá establecer la necesidad de restricciones de peso vehicular o de reforzamiento. El “análisis por cargas permitidas” se realizará para cargas especiales (opcional)” (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

Cunado un puente no cumple los parámetros de verificación de cargas de diseño inicial, el manual LRFR propone los factores de carga que se aplicarán a las cargas legales AASHTO y combinaciones de estados límite que se evaluarán

Se deberá recurrir a investigaciones más exhaustiva en el caso de no cumplir el segundo nivel de evaluación así obtener un estudio más confiable.

FIGURA 2.18 Diagrama de Flujo de la Metodología LRFR



FUENTE: (MBE, 2011) (Apéndice A6A)

2.4.3.3 ANÁLISIS PARA CALIFICACIÓN DE CARGA DE DISEÑO

El análisis por capacidad de carga de diseño consiste en evaluar y verificar las condiciones actuales de la estructura sometida a las cargas y especificaciones de diseño, de igual forma este análisis evaluará el nivel de vulnerabilidad del puente ante cargas legales estandarizadas; para lo cual se considera dos niveles de evaluación, “el primero, Nivel de Inventario que utiliza factores de carga tales que cumplan con un índice de fiabilidad β de 3.5, y el segundo, Nivel de Operación que utiliza factores de carga con estándares menos exigentes tal que β igual a 2.5, cuando no cumple el primer nivel de evaluación” (MBE,2011).

Si el factor de calificación de un puente es mayor a 1.0 para el nivel de inventario, el puente cumple para todos los vehículos legales estatales y cargas que se encuentran dentro de los límites de exclusión descritos en la AASHTO LRFD.

Si el factor de calificación de un puente es menor a 1.0, el puente tiene la capacidad de soportar las cargas de diseño AASHTO, pero puede no ser capaz de cumplir con los estándares para las cargas estatales (MBE, 2011).

2.4.3.3.1 Carga Viva de Evaluación

La aplicación de sobrecargas vehiculares se basará en la carga de diseño HS-MTOP siguiendo los procedimientos estandarizados según las especificaciones AASHTO LRFD en la “Sección 3 - Cargas y Factores de Carga” en su Art. 3.6.1.3, considerando una carga viva en la que se combinan los efectos de la carga del camión o un tándem de diseño más la carga de carril de diseño. La superposición de los ejes y la carga de carril producirán solicitaciones extremas, de las cuales aquella que genere los mayores esfuerzos predominará el análisis.

- La primera solicitación incluye al tándem de diseño, tal como se describe en la “Sección 2.4.1.3 - Carga de Tándem de Diseño”; combinado con la carga de carril de diseño, con una carga uniforme de 9.3 KN/m a lo largo del carril de tránsito.
- La segunda consideración tiene en cuenta el efecto del camión estándar de diseño HS-MTOP, que corresponde a un tractor con semirremolque de tres ejes con separación entre ejes variables como se especifica en la “Sección 2.4.1.3 - Carga de Camión de Diseño HS-MTOP”; en conjunto con el efecto de la carga del carril de diseño.
- La tercera solicitación extrema considera momentos negativos generados a lo largo del tramo entre los puntos de contra flexión con carga uniformemente distribuida, así como para las reacciones en pilas interiores; teniendo en cuenta la acción generada por dos camiones estándar de diseño separados un mínimo de 15.00 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, en conjunto con el efecto de la carga del carril de diseño. La separación entre los ejes de 196 KN de cada camión se tomará como 4.30 m. Ambos efectos serán considerados al 90% de su capacidad con las condiciones especificadas.

2.4.3.3.2 Carga Dinámica

El factor de aplicación a las cargas estáticas del camión de diseño o tandém de diseño se tomará como: $(1 + IM/100)$, debido al efecto por Carga Dinámica IM (Impacto), según las especificaciones AASHTO LRFD en la “Sección 3 - Cargas y Factores de Carga” en su Art. 3.6.2.

El aumento por Carga Dinámica no es aplicable a cargas peatonales ni a la carga del carril de diseño. En la TABLA 2.7 se señalan los porcentajes de mayorización por carga dinámica:

TABLA 2.7 Incremento por Carga Dinámica (IM) para Carga de Diseño

COMPONENTE	IM
Juntas del Tablero - Todos los Estados Límite	75%
Todos los demás componentes	
* Estado Límite de Fatiga y Fractura	15%
* Todos los demás Estados Límite	33%

FUENTE: (AASHTO LRFD, 2017) (Tabla 3.6.2.1-1)

2.4.3.3.3 Estados Límite y Factores de Carga, γ_L

La norma AASTHO LFRD para el diseño de puentes, toma en cuenta a la resistencia como el estado límite primario para la capacidad de carga, además de los estados límite de servicio y fatiga, estos se aplican de acuerdo a las disposiciones de este manual, así de esta manera garantizamos un nivel de seguridad y capacidad de servicio fiable en todo el sistema.

La TABLA 2.8 presenta un resumen de estados límite y factores de carga para la evaluación.

TABLA 2.8 Estados Límite y Factor de Carga para el análisis por capacidad

TIPO DE PUEBTE	ESTADOS LÍMITE*	CARGA MUERTA YDC	CARGA MUERTA YDW	CARGA DE DISEÑO		CARGA LEGAL YLL	CARGA PERMITIDA YLL
				INVENTARIO YLL	OPERACIÓN YLL		
Acero	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tablas 6A.4.4.2.3a-1 y	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 6A.4.5.4.2a-
	Servicio II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatiga	0.00	0.00	0.75	-	-	-
Hormigón Armado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tablas 6A.4.4.2.3a-1 y	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 6A.4.5.4.2a-
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Hormigón Preesforzado	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tablas 6A.4.4.2.3a-1 y	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 6A.4.5.4.2a-
	Servicio III	1.00	1.00	0.80	-	1.00	-
	Servicio I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Madera	Resistencia I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tablas 6A.4.4.2.3a-1 y	-
	Resistencia II	1.25	1.50	-	-	-	Tabla 6A.4.5.4.2a-

* Definidos en las Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD

Notas:

- Las celdas sombreadas de la tabla indican verificaciones opcionales.
- El Servicio I se usa para verificar el $0.9 \cdot F_y$ del esfuerzo límite en el acero de refuerzo.
- El factor alto para DW en el estado límite de resistencia se puede tomar como 1.25 donde se midió el espesor en
- El estado límite de fatiga se verifica utilizando el camión de fatiga LRFD (ver Artículo 6A.6.4.1)

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6A.4.2.2-1)

2.4.3.4 ANÁLISIS PARA CALIFICACIÓN DE CARGA LEGAL

Es necesario establecer una calificación de segundo nivel para proporcionar una capacidad de carga única aplicable a AASHTO y cargas legales estatales, basadas en una fiabilidad operacional adecuada ($\beta = 2.5$), de igual manera se deberá recurrir a medidas que fortalezcan o limitan el tránsito vehicular ($RF < 1$). Para los puentes que no cumplan con este requisito de "RF" y su valor sea mayor a la unidad se procederá a realizar la evaluación para cargas permitidas. (The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

2.4.3.4.1 Carga Viva de Evaluación

La AASHTO considera dos categorías de cargas legales:

- Tráfico comercial legal de Rutina

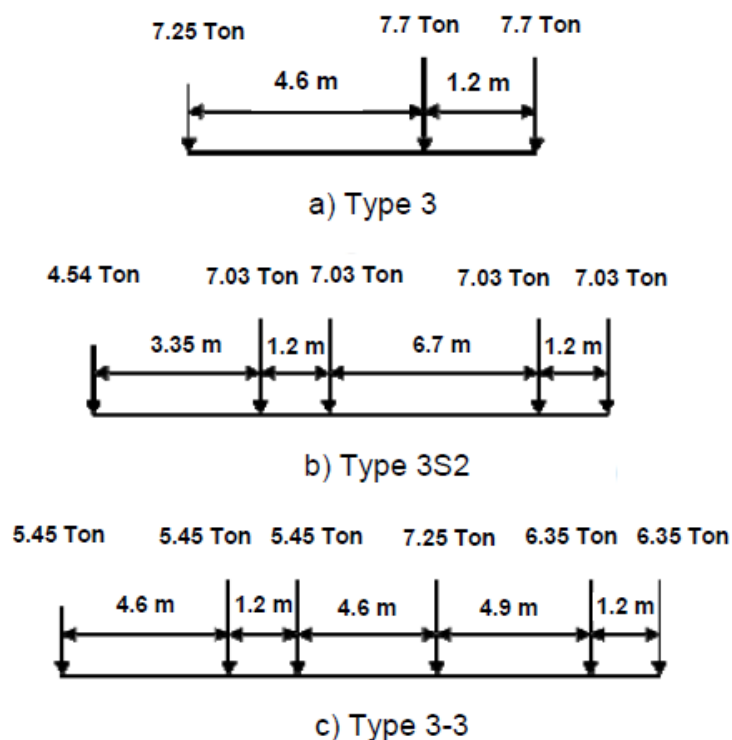
Los vehículos legales AASHTO y los modelos de carga tipo carril deberán usarse para obtener la capacidad de carga para el tráfico comercial legal de rutina. Para poder cumplir estos efectos se debe analizar tres combinaciones de cargas con sus

modelos de camión promedio representativos los cuales son: Tipo 3, Tipo 3S2 y Tipo 3-3, que deben ser aplicados independientemente.

No es necesario colocar más de un vehículo legal en el carril para luces de hasta 200 pies (61 metros) porque los factores de carga proporcionados se han establecido teniendo en cuenta esta posibilidad.

Está a facultad del Ingeniero despreciar la carga del carril considerando un factor multiplicador de 1.0, siempre y cuando ADTT < 500.

FIGURA 2.19 Esquemas de Carga Legales AASHTO



FUENTE: (MBE, 2011)

(Figuras D6A, D6A-2 y D6A-3)

- Vehículos Remolque Especializados (SHV, Specialized Hauling Vehicles)

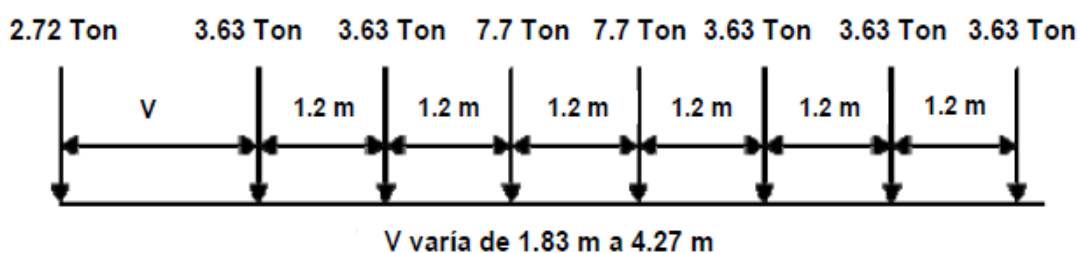
Los vehículos referidos como vehículos de acarreo especializados (SHV) son camiones legales de eje múltiple con una distancia entre ejes cortos de una sola unidad, son usados en las industrias de construcción, minería, carga a granel, minería y transporte de mercancías. Las configuraciones que se usan son: SU4,

SU5, SU6 Y SU7 las cuales sirven para el modelamiento de los efectos de carga extrema de SHVS.

El modelo de carga de capacidad teórica "NRL", abarcará los efectos de carga en puentes con tramo simple y continuo de las todas las configuraciones legales posibles de vehículos remolque especializadas con un peso de hasta 80 kips (36288 kgf), que deberán ser empleados para la determinación de la capacidad de carga legal, siempre y cuando cumplan con las directrices de peso de la Fórmula Federal de Puentes (Fórmula B).

Para puentes con un factor de capacidad superior a la unidad para la carga "NRL" se dice que su capacidad de carga es fiable para todos los SHV legales, caso contrario se debe analizar la estructura para cada caso aislado estipulado en el Artículo 6^a.8.2 del "MBE".

FIGURA 2.20 Carga de Capacidad Teórica, NRL



FUENTE: (MBE, 2011)

(Figuras D6A-6)

2.4.3.4.2 Carga Dinámica

Los efectos estáticos de las cargas de los camiones se incrementarán en un 33% a las cargas del eje para los Estados Límite de Resistencia y Servicio debido a los efectos dinámicos generados tanto por la superficie de rodadura del puente con los vehículos en movimiento. Por lo tanto, la inspección de condición de la superficie de rodadura se torna indispensable para la asignación de incrementos por carga dinámica, teniendo en cuenta las imperfecciones y las irregularidades de la carretera, ya que se consideran como un factor importante que influye directamente en la respuesta del puente ante las cargas de tráfico.

TABLA 2.9 Incremento de Carga Dinámica (I_M) para análisis de Carga Legal

CONDICIONES DE LA SUPERFICIE DE RODADURA	IM
Superficie de rodadura lisa en accesos, suelo del puente y juntas de expansión.	10%
Daños menores, irregularidades o desniveles en la superficie de rodadura.	20%

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla C6A.4.4.3-1)

El incremento por carga dinámica no necesita ser aplicada a los componentes de madera (AASHTO LRFD Art. 3.6.2.3).

2.4.3.4.3 Factores de Carga Viva, γ_L

Los factores de carga general presentados en la TABLA 2.10 para tráfico comercial de rutina y TABLA 2.11 para vehículos remolque especializados, indicadas por el MBE son aplicables para rangos específicos de ADTT para el Estado Límite de Resistencia I. Para estados límites de Servicio se deberá disponer de información más detallada de materiales y condiciones de carga in situ.

El MBE proporciona un procedimiento simplificado para calcular factores de carga específicos del sitio que siguen el mismo formato utilizado en la estimación de los factores de carga contenidos en las Especificaciones de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

TABLA 2.10 Factores de Carga Generales γ_L , para tráfico comercial de rutina

Volumen de Tráfico (Una sola dirección)	Factor de Carga para Tipo 3, Tipo 3S2, Tipo 3-3 y Cargas de Carril
Desconocido	1.80
ADTT \geq 5 000	1.80
ADTT = 1 000	1.65
ADTT \leq 100	1.40

La interpolación Lineal está permitida para otro ADTT

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6^a.4.4.2.3^a-1)

Mientras que para la carga de capacidad NRL y cargas para camiones de remolque especializados que satisfacen la Fórmula B se tiene:

TABLA 2.11 Factores de Carga Generales γ_L , para vehículos remolque especializados

Volumen de Tráfico (Una sola dirección)	Factor de Carga para NRL, SU4, SU5, SU6, y SU7
Desconocido	1.60
ADTT \geq 5 000	1.60
ADTT = 1 000	1.40
ADTT \leq 100	1.15

La interpolación Lineal está permitida para otro ADTT

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6^a.4.4.2.3b-1)

2.4.3.5 ANÁLISIS PARA CAPACIDAD DE CARGA PERMITIDA

Para el tercer nivel de evaluación realizado por capacidad de carga permitida los organismos de control y gestión de puentes normalmente establecen metodologías y / o regulaciones para condicionar la tipología de vehículos permitidos por encima de las restricciones de peso dispuestas para carga legal. Los factores recomendados para el análisis se calibran para puentes que, como mínimo, estén en la capacidad de transportar cargas legales AASHTO ($RF \geq 1$ en el análisis para capacidad de carga legal); de tal manera que se garantice un nivel seguridad y serviciabilidad adecuado en el puente (The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

Las regulaciones para la emisión de permisos deberán incluir especificaciones en los que se describan las características del vehículo, su carga y la ruta de viaje permitida. El MBE clasifica los tipos de permisos basándose en el período de tiempo de circulación o a su vez para un número de programado de viajes, y la tipología vehicular. Teniendo en cuenta dichas consideraciones se pueden asignar dos tipos de permisos:

- Permisos de Rutina (Anual)

Los permisos de rutina por lo general son aplicables para un determinado número de viajes ilimitados durante un período de circulación no mayor a un año. Estos vehículos de permiso pueden transitar en el flujo de tráfico y moverse a velocidades

normales sin ningún tipo de restricciones de movimiento. Cabe señalar que pueden existir restricciones de permiso para rutas específicas de circulación.

- Permisos Especiales (Cruce Limitado)

Los permisos especiales por lo general son aplicables para un solo viaje o a su vez para un número limitado de viajes. Los vehículos de permiso especiales suelen ser más pesados que los vehículos con permiso de rutina para viajes múltiples.

Dependiendo de la autorización, estos vehículos de permiso pueden transitar con el tráfico normal o se les puede exigir ser escoltados de manera que se controle su velocidad (menor a 16 km/h) y / o posición de carril, y la presencia de otros vehículos en el puente (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

Los permisos de viaje único son válidos durante un período de tiempo específico (típicamente de 3 a 5 días). Los permisos de viaje múltiple conceden permiso para transportar envíos con sobrepeso durante un período de 30 a 90 días.

2.4.3.5.1 Carga Viva de Análisis

La carga viva que se utilizará en la evaluación para las emisiones del permiso será aquella producida por la configuración real del vehículo o el efecto producido por la carga más alta en un permiso tipo. La carga debe considerar el peso del vehículo, la configuración de eje y la distribución de cargas a los ejes, la posición designada del carril y cualquier restricción de velocidad asociada al permiso.

“Para luces de hasta 200 pies (61 m), se deberá considerar que únicamente el vehículo con permiso se encuentra presente en el carril. Para luces entre 61 m y 92 m, sometidos a revisión y que a su vez generen momentos negativos en puentes de viga continua, se aplicará una carga de carril adicional de tal manera que simule la aproximación de vehículos en sus cercanías. Esta carga del carril adicional debe tomarse como 300 kg/m en cada carril” (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011). La carga del carril puede superponerse a la carga de permiso (para el análisis), el mismo que se aplica a aquellos tramos donde los efectos de carga se adicionan a los efectos de carga permitida.

2.4.3.5.2 Carga Dinámica, IM

La tolerancia de carga dinámica que se aplicará para la evaluación por cargas de permiso será la especificada en el Artículo 6^a.4.3.3 del manual para cargas legales, excepto que para aquellos vehículos con permiso de baja velocidad de circulación (<16 km/h) se puede despreciar el análisis de carga dinámica.

2.4.3.5.3 Factores de Carga Viva, γ_L

Los Factores de Carga permitida en este análisis fueron tomados de tal manera que el puente sea capaz de soportar el tránsito de los vehículos legales establecidos por la AASHTO, en el que se considere el tipo de permiso emitido asociada a las restricciones velocidad de circulación; condición de carga (carga bruta y de eje) y los datos de tráfico del sitio.

Para los permisos de rutina los factores de carga viva permitida dependen de tanto del ADTT del sitio como de la magnitud de la carga del permiso. Ya que se desconoce el número de cruces esperado de permisos de rutina, se adopta un enfoque conservador para abordar la posibilidad de presencia múltiple. Por lo tanto, los factores de carga son mayores para los tramos con alta afluencia de tráfico (>ADTT) y menores para los permisos de camiones de grandes cargas.

En permisos especiales para un número limitado de viajes (menos de 100 cruces), los factores de carga viva consideran una posibilidad relativamente pequeña ante presencia simultánea de camiones pesados que no cuentan con permiso de circulación en el puente cuando el vehículo con permiso cruza la calzada. La calibración de dichos factores de carga dinámica refleja una contribución de carga producida por vehículos en carriles adyacentes (MBE, 2011).

La TABLA 2.12 presenta una variedad de Factores de Carga Permitida que se adecuan de acuerdo con las distintas situaciones de permisos comunes.

TABLA 2.12 Factores de Carga Permitida γ_L

TIPO DE PERMISO	FRECUENCIA	CONDICIONES DE CARGA	DF ^a	ADTT (una dirección)	FACTOR DE CARGA POR CARGA PERMITIDA ^b	
					Hasta 100 Kips	≥ 150 Kips
Rutina o Anual	Paso Ilimitado	Tráfico mixto (otros vehículos pueden estar en el puente)	Dos o más carriles	> 5000	1.80	1.30
				= 1000	1.60	1.20
				< 100	1.40	1.10
					Todos los Pesos	
Especial o Cruce Limitado	Un solo viaje	Escortado sin otros vehículos en el puente	Un carril	N/A	1.15	
	Un solo viaje	Tráfico mixto (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un carril	> 5000	1.50	
				= 1000	1.40	
				< 100	1.35	
	Viaje Múltiple (menos de 100 cruces)	Tráfico mixto (otros vehículos pueden estar en el puente)	Un carril	> 5000	1.85	
= 1000				1.75		
< 100				1.55		

a) DF = Factor de Distribución LRFD. Cuando se utiliza el factor de distribución de un carril, el factor de presencia múltiple incorporado debe dividirse.

b) Para permisos de rutina entre 100 kips y 150 kips, interpole el factor de carga en peso y el valor ADTT. Use solo pesos de eje en el puente.

FUENTE: (MBE, 2011) (Tabla 6^a.4.5.4.2^a-1)

CAPÍTULO 3

PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA

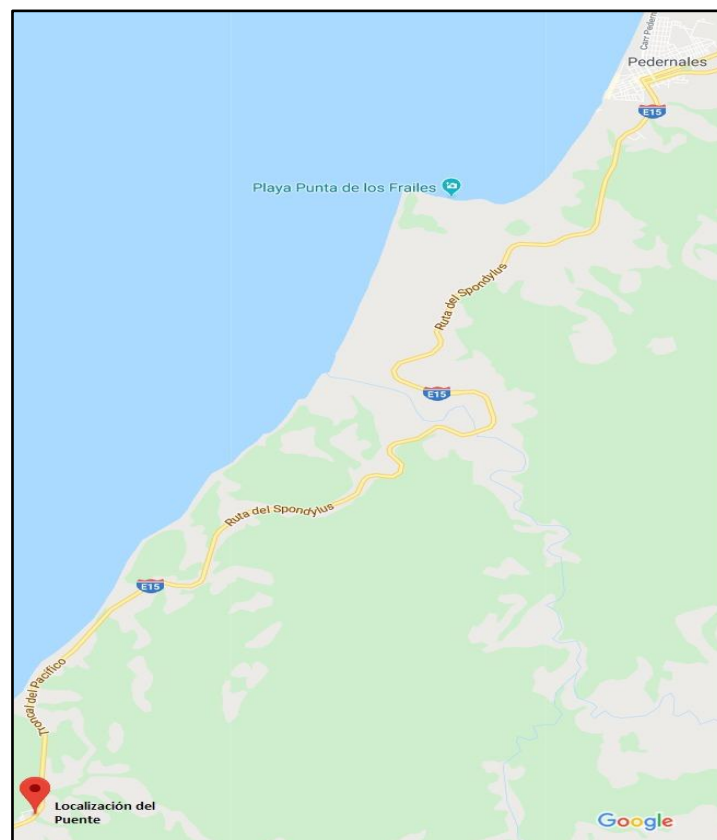
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA

3.1.1 UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente está localizado sobre el río Mocora, cercano a la comunidad “Tabuga”, que pertenece al cantón Pedernales, provincia de Manabí a 23 Km. al Sureste de la cabecera cantonal de Pedernales.

El puente en estudio se encuentra en las coordenadas UTM 7777.9840N – 595734.6949W, las cuales están referidas al Sistema Geodésico Mundial, formando parte de la conocida “Ruta del Spondylus” la cual en el sistema vial del país conforma la carretera E15 siendo esta una vía principal de comunicación entre el litoral ecuatoriano.

FIGURA 3.1 Localización del Puente sobre el río Mocora.



FUENTE: (Google Earth, 2019)

FIGURA 3.2 Vista en elevación frontal del puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.2 MATERIALES Y PROPIEDADES

Es indispensable definir los diferentes materiales y sus respectivas propiedades al momento de ejecutar un proyecto constructivo de un puente, ya que de estos dependerá su comportamiento ante los esfuerzos que deberá soportar, así como, la variación de diferentes factores ya sea climáticos o de impactos ocasionados que pueda sufrir la estructura.

3.1.3 ACERO DE REFUERZO

El acero es una aleación principalmente entre el hierro y el carbono y pequeñas cantidades de silicio, cobre, azufre, etc. Es uno de los materiales más importantes en el ámbito de la construcción ya que está encargada de resistir y absorber los esfuerzos generados por los elementos estructurales.

El grado más común de acero de refuerzo que se utiliza en Ecuador es el acero de Grado 60 que equivale a un esfuerzo de fluencia $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$, que es el mínimo permitido como refuerzo en puentes.

3.1.3.1 Propiedades mecánicas del Acero de Refuerzo

La relación que existe entre el comportamiento elástico o inelástico debido a fuerzas aplicadas son las que brindan las propiedades mecánicas basadas en sus esfuerzos y deformaciones, de las entre más importantes se tienen las siguientes:

Resistencia, Módulo de Young (E), Módulo de elasticidad a corte (G), Dureza, Ductilidad y Tenacidad.

3.1.4 HORMIGÓN

Este material resulta de la combinación de 5 componentes: cemento, arena, ripio, agua y aire, sin embargo, a la mezcla se le pueden agregar ciertos aditivos químicos, los cuales ayudarán a mejorar ciertas propiedades del hormigón o a su vez acelerar los tiempos de proceso de fraguado del mismo, dependiendo el tiempo y en lugar donde se va a exponer. (Jiménez Montoya, García Mesequer, & Morán Cabré, 2000).

Como resultado de esta mezcla se obtiene un material sólido, de larga vida útil, de gran resistencia a esfuerzos de compresión y con otras propiedades físicas propias del material como son: retracción, densidad y compacidad. Además de sus propiedades mecánicas representativas como son: Resistencia a la Compresión, Resistencia a la Flexión, Resistencia a la Tracción, Resistencia al Desgaste y Módulo de elasticidad.

3.1.5 HORMIGÓN ARMADO

Este material a diferencia del hormigón (simple) tiene la inclusión de barras de acero de refuerzo, lo cual le brinda a este nuevo material un desempeño muy bueno ante esfuerzos de tracción. A continuación, se indica las propiedades del hormigón armado.

TABLA 3.1 Propiedades del Hormigón Armado

Resistencia de hormigón ($f'c$)	21 MPa	35MPa
Peso específico	24 kN/m ³	24 kN/m ³
Módulo de elasticidad	23852.23 MPa	30793.10 MPa
Módulo de elasticidad a corte	$G=E/(2*(1+u))$	
Coefficiente de Poisson (u)	0.2	0.2
Coefficiente de dilatación térmica (α)	9.9x10 ⁻⁶ /°C	9.9x10 ⁻⁶ /°C

FUENTE: (AASHTO LRFD, 2017)

3.1.6 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL PUENTE

Los elementos estructurales del puente sobre el río Mocora están elaborados con un hormigón de resistencia $f'c = 21 \text{ MPa}$ y aceros de refuerzo $fy = 420 \text{ MPa}$, esta información se encuentra en los planos estructurales que fueron proporcionados por el MTOP, cabe recalcar que dichos planos fueron elaborados en el año de 1986.

3.1.6.1 Superestructura

3.1.6.1.1 Tablero y accesorios

El puente consta de una longitud total de 39.20 m, constituido de 3 tableros continuos de los cuales los tableros extremos tienen una longitud de 10.40 m, y el tablero del medio una longitud de 18.40 m. La calzada está formada de dos carriles cada uno de 4.25 m y dos veredas peatonales de 0.75 m cada una, sumando en total un ancho de 10.0 m.

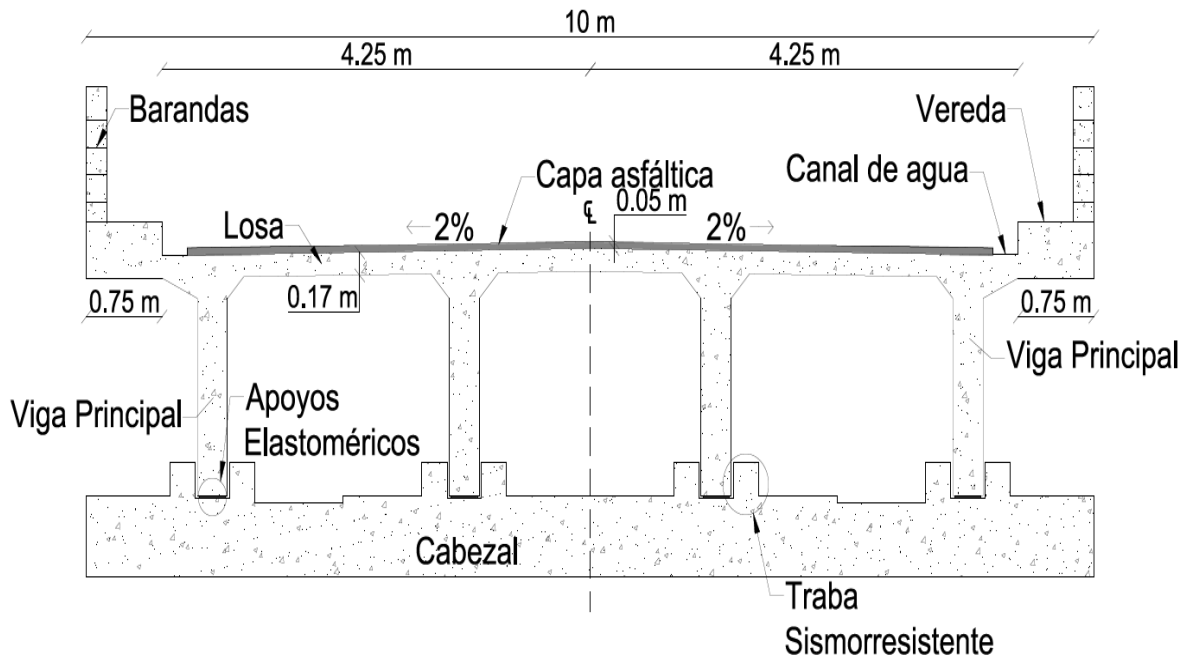
FIGURA 3.3 Vista en elevación lateral izquierda del puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

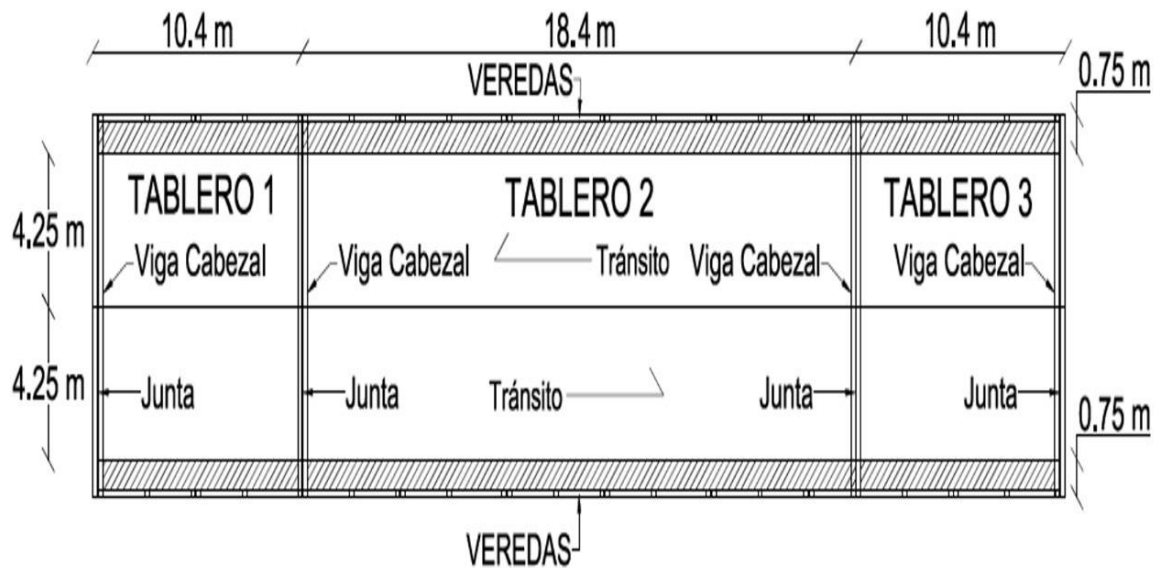
La configuración estructural de la superestructura consta de tres pórticos, formados por las vigas principales interiores y exteriores de sección rectangular, sobre los pórticos descansa una losa de hormigón armado de espesor 17cm, adicional una capa asfáltica de espesor 5 cm. Sobre los cabezales de estribos y pilas tipo muro se encuentran apoyadas las vigas principales, además existe una placa de neopreno la cual controla la interacción de las cargas y movimientos entre los elementos de la superestructura e infraestructura. (Apoyo Elastomérico)

FIGURA 3.4 Sección Transversal



FUENTE: (MTO, 1986)

FIGURA 3.5 Vista en Elevación

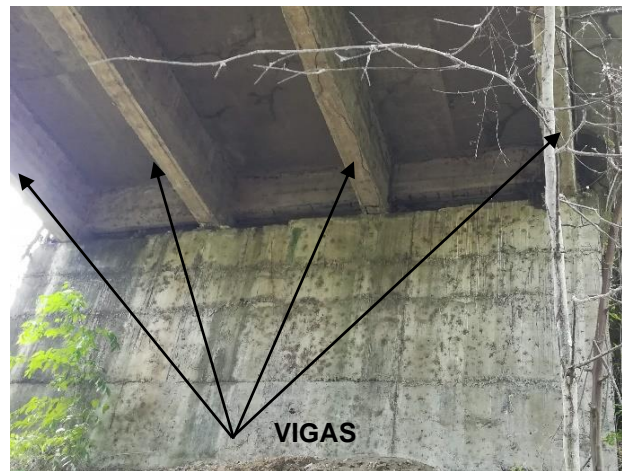


FUENTE: (MTO, 1986)

3.1.6.1.2 Vigas Principales

Las vigas principales presentan dos tipos de secciones rectangulares, para los tableros exteriores de 10.4 m, se tienen vigas de 30 cm x 80 cm de dimensión y para el tablero interior de 18.4 m, se tienen vigas de 30 cm x 127 cm de dimensión.

FIGURA 3.6 Vigas principales del puente

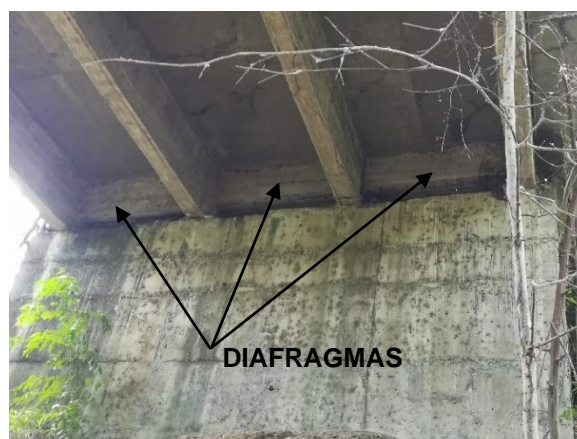


FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.1.3 Diafragmas

Cada tablero posee dos tipos de diafragmas, el diafragma interior y el diafragma de apoyo. Para los tableros de 10.4 m se tiene la sección del diafragma interior de 20 x 80 cm, y el diafragma de apoyo tiene una sección de 25 x 52 cm, el tablero de 18.4 m presenta secciones de los diafragmas interior y de apoyo de 20 x 117 cm y 25 x 95 cm respectivamente.

FIGURA 3.7 Diafragmas interiores del puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.2 Subestructura

3.1.6.2.1 Cabezal exteriores e interiores

Existen 2 tipos de cabezales en forma de "L", el cabezal exterior que se ubican en los estribos y tienen las siguientes dimensiones: 45 cm de base y 60 cm de altura

en su parte inferior y 25 cm de base y 85 cm de altura en su parte superior, mientras que en el cabezal interior se ubican en las pilas tipo muro y tienen las siguientes dimensiones: 90 cm de base y 60 cm de altura en su parte inferior y 40 cm de base y 47 cm de altura en su parte superior.

FIGURA 3.8 Cabezal de los estribos del puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

FIGURA 3.9 Cabezal de las pilas del puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.2.2 Trabas Sísmicas

Existen 16 trabas sísmicas distribuidas equitativamente en los estribos, estos elementos limitan el desplazamiento de la sección transversal, cuyas dimensiones son: 40 x 23 cm.

FIGURA 3.10 Trabas sísmicas del puente

FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.2.3 Cuerpo del estribo

El puente cuenta con 8 cuerpos de estribos que tienen dimensiones de 50 x 60 cm, su altura varia de 2.60 m hasta 3.11 m, cuya función es conectar la cimentación con el cabezal de apoyo.

FIGURA 3.11 Cuerpo del estribo del puente

FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.2.4 Cuerpo de Pila Tipo Muro

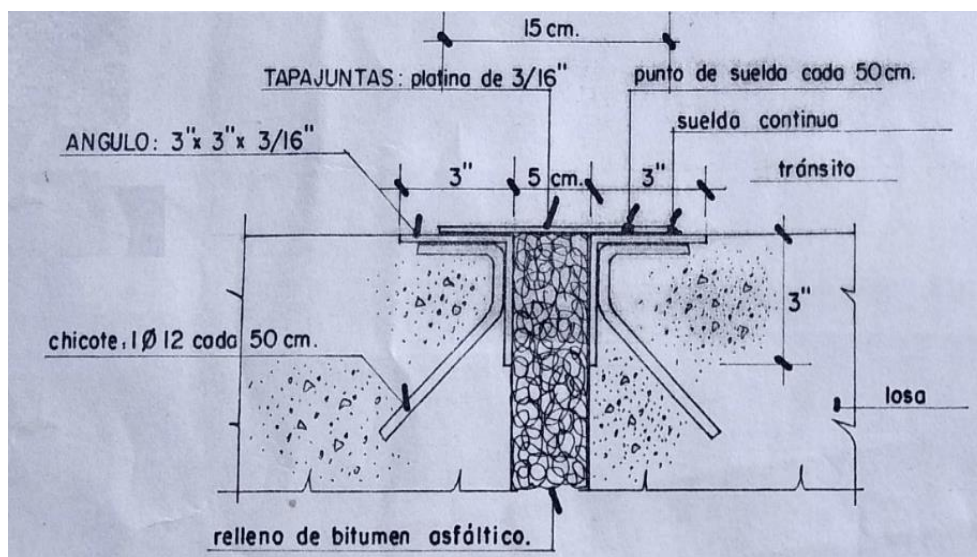
Existen 2 cuerpos de pilas tipo muro, cuyas dimensiones son: 8.30 m de base, 0.50 m de ancho y una altura de 12.10 m. Estos muros se conectan entre la cimentación y el cabezal de apoyo.

FIGURA 3.12 Cuerpo de la pila del puente

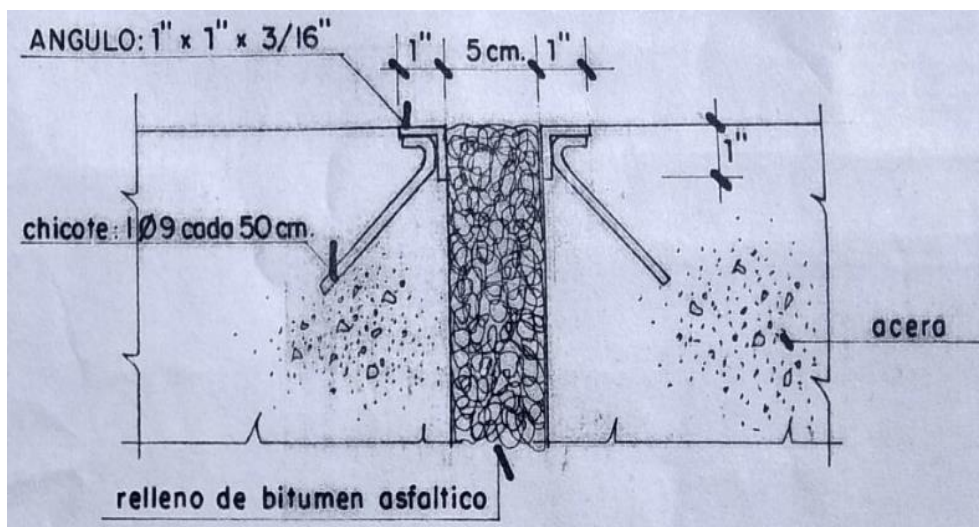
FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.1.6.3 Juntas de dilatación

En el puente, existen 4 juntas de dilatación que se encuentran cerradas, con una longitud de 10 m incluido la acera y el tablero, se encuentran rellenas con bitumen asfáltico y cubiertas por un tapajuntas metálico. En las siguientes figuras se encuentra el detalle de las juntas.

FIGURA 3.13 Junta de tablero

FUENTE: (MTO, 1986)

FIGURA 3.14 Junta para aceras

FUENTE: (MTO, 1986)

3.1.6.4 Apoyos Estructurales de Neopreno

El puente tiene 4 placas de neopreno por estribo, con dimensiones 1x30x30 de dureza 50 Shore A y 16 placas de neopreno para las pilas tipo muro de dimensiones 2x30x30 y de igual dureza. Las propiedades y especificaciones de este tipo de neopreno se las detalla en la siguiente tabla.

TABLA 3.2 Propiedades y Especificaciones de los apoyos de neopreno.

ESPECIFICACIONES			
Propiedades	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 3
Dureza (Shore A)	50+/-5	60+/-5	70+/-5
Densidad (gr/cm ³)	Máx. 1.35	Máx. 1.40	Máx. 1.40
Mínimo Módulo 300% N/mm ²	4	5	7
Tensión Ruptura N/mm ²	14	14	14
Elongación de Ruptura (%)	Mín. 500	Mín. 450	Mín. 350
Rasgado N/mm	Mín. 55	Mín. 55	Mín. 55

FUENTE: (Escobar & Martínez, 2006)

TABLA 3.3 Cambio de propiedades al envejecimiento del apoyo de neopreno.

Cambio en la propiedades después del envejecimiento	
Dureza (Shore A)	Entre -5 + 10
Elongación (%)	-20% Máximo
Tensión (%)	+/- 10% Máximo

FUENTE: (Escobar & Martínez, 2006)

FIGURA 3.15 Apoyo de Neopreno en el puente



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2 INSPECCIÓN VISUAL DEL PUENTE SOBRE EL RÍO MOCORA

La inspección visual en campo es un requisito indispensable para realizar un análisis de capacidad de carga, debido a que de cierta manera podemos obtener criterios de cuan afectados se encuentran los elementos que conforman el puente, obteniendo como resultado de la inspección niveles de evaluación cualitativos.

“The Manual for Bridge Evaluation” (MBE), sugiere para la inspección valorar criterios y brindar recomendaciones proporcionadas por el “Bridge Inspector’s Reference Manual”. La calificación de los componentes estructurales está en función a la TABLA 2.5.

3.2.1 CONDICIÓN DE SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN

La condición de la señalética horizontal y vertical es muy aceptable, debido a que tiene poco desgaste lo cual la hace visible, en lo que se debe a señalética en el ingreso y salida del puente existen rótulos debidamente aceptables, no existe alumbrado público ni ojos de gato.

FOTOGRAFIA 3.1 Señalización al acceso y sobre el puente.



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.2 CONDICIÓN DE ACERAS Y BARANDAS

Las aceras se encuentran en buen estado, lo cual es favorable para la circulación peatonal, no existe desgaste del hormigón, en lo que se refiere a la pintura de señalización es aceptable, se observa crecimiento de vegetación en la vía y los bordes de la acera.

FOTOGRAFIA 3.2 Acera y baranda del puente sobre río Mocora



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

Los barandales tienen un estado muy aceptable, ya que son barandales de acero galvanizado, por lo tanto, brindan seguridad al peatón, pero ante una colisión se podrían ver muy afectadas, su señalización es muy buena.

3.2.3 CONDICIÓN DE JUNTAS DE EXPANSIÓN

Las juntas de expansión son nulamente visibles, debido a que fueron cubiertas por la capa asfáltica, por lo que difícilmente están cumpliendo con su función.

FOTOGRAFIA 3.3 Juntas cubiertas por capa asfáltica



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.4 CONDICIÓN DE LA CAPA DE RODADURA Y EL SISTEMA DE DRENAJE

La capa asfáltica presenta muy malas condiciones, ya que existen grandes partes donde el asfalto está removido y se puede observar la losa del puente, estas condiciones causan mucha interferencia vehicular.

FOTOGRAFIA 3.4 Superficie de rodadura en mala condición



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

La mala condición de los desagües ha hecho que el sistema de drenaje haya colapsado, y a su vez el crecimiento excesivo de vegetación y basura obstruye el paso del agua por los desagües.

Los desagües del sistema de drenajes están obstaculizados por la acumulación de vegetación, basura, desechos de los barandales y de la capa asfáltica.

FOTOGRAFIA 3.5 Desagües de agua



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.5 TABLERO

Valoración de Condición: 7 – Buena Condición

El tablero presenta grietas debido al fraguado, pero no existe ninguna grieta causada por cargas ni tampoco desprendimiento de hormigón, por lo cual tiene un buen estado. Existen zona localizadas de humedad excesiva principalmente en la zona de los drenajes de agua. No se muestra exposición del acero estructural a lo largo del tablero del puente.

FOTOGRAFIA 3.6 Fisuración y humedad del puente.



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.6 VIGAS PRINCIPALES

Valoración de Condición: 5 – Condición Aceptable

Las vigas principales presentan en muchos sectores carencia de recubrimiento de hormigón, debido a esto hay exposición de la armadura, existe de igual manera grietas y fisuraciones a lo largo del puente, en zonas cercanas a los drenajes se evidencia humedad, las conexiones viga y tablero no presentan daño alguno.

FOTOGRAFIA 3.7 Vigas principales



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.7 DIAFRAGMAS

Valoración de Condición: 5 – Condición Aceptable

Los diafragmas presentan en varios sectores carencia de recubrimiento de hormigón, por lo que se hace visible el armado del acero estructural, además tienen grietas y fisuraciones, existen zonas con presencia de humedad y vegetación.

FOTOGRAFIA 3.8 Grietas en diagramas

FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.8 CABEZALES

Valoración de Condición: 8 – Muy Buena Condición

Los cabezales muestran un estado muy bueno, ya que solo se evidencia presencia de humedad en el sector de los drenajes.

FOTOGRAFIA 3.9 Humedad en cabezales

FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

3.2.9 ESTRIBOS

Los estribos no presentan fisuraciones y grietas por lo que tampoco existe exposición del acero de refuerzo, se presenta en ciertas zonas un poco de humedad

y presencia de eflorescencia, esto se observa únicamente en la parte superior, por lo que dar una valoración del estribo de manera correcta no es viable, sin embargo, no posee daños considerables.

FOTOGRAFIA 3.10 Vista de cabeza de los estribos



FUENTE: Benavides & Díaz, 2019)

3.2.10 PILAS

Valoración de Condición: 6 – Condición Satisfactorio

Las pilas tipo muro presenta un estado muy aceptable, ya que posee en ciertas zonas acumulación de piedras, debido al mal vibrado del hormigón, no existe desprendimiento de hormigón y fisuras, además no se evidencia exposición del acero de refuerzo, se nota presencia de hongos en su parte superior y humedad.

FOTOGRAFIA 3.11 Humedad de la pila.



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

FOTOGRAFIA 3.12 Hongos en la superior de pilas



FUENTE: (Benavides & Díaz, 2019)

CAPÍTULO 4

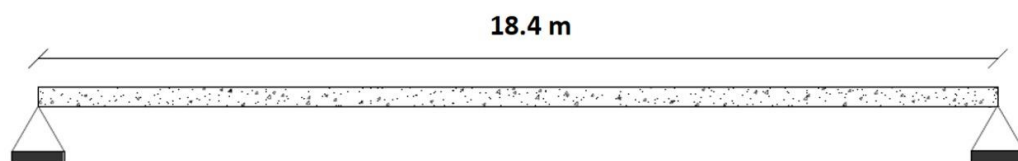
VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DEL PUENTE CON NORMAS ACTUALES

Este capítulo consiste en la evaluación de momentos por carga a flexión y esfuerzos cortantes, basándose en la norma AASHTO LFRD 2017 y el respectivo armado de los elementos. La información recopilada consiste en planos estructurales del año 1986 suministrados por el MTOP.

4.1 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES DEL PUENTE VIGA LOSA DE 18.4 M

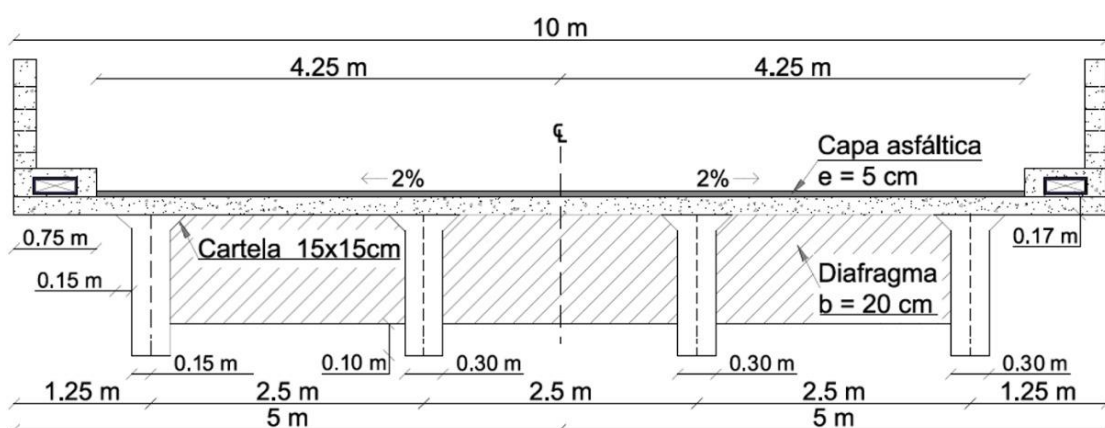
Para la revisión de los elementos de la superestructura, se tiene un hormigón de $f'c = 21$ MPa y acero $f_y = 420$ MPa. Existen 2 carriles de tránsito vehicular con una separación de 2.5 m entre sus ejes.

FIGURA 4.1 Puente losa sobre vigas



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.2 Sección Transversal del puente sobre el río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.1 REVISION DE MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN EN LA LOSA DEL TABLERO DE 18.4 M.

4.1.1.1 Anchos de vigas y espesor de losa

Las vigas interiores y exteriores tienen un ancho de 30 cm, el espesor de la losa en toda la sección transversal es de 17 cm.

4.1.1.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i[(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

4.1.1.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la losa según la norma AASHTO LRFD, 2017.

“Momento Negativo

La carga que va a gobernar el diseño será la carga viva (LL+IM), debido a que la carga DC y DW son menores. Se calculará el momento negativo en el segundo apoyo, y se tomará franjas de losa de 1 m” (Rodríguez Serquén, 2016).

“Momento Positivo

La carga que va a gobernar en el diseño será la carga viva (LL+IM), antes que las cargas por peso propio y la carga de carril. El máximo momento se obtiene a 0.45 del primer apoyo y se tomará franjas de losa de 1 m” (Rodríguez Serquén, 2016).

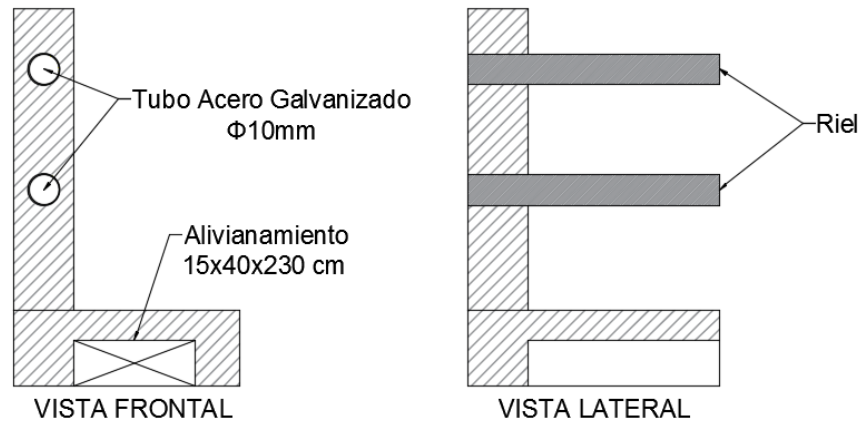
4.1.1.3.1 Carga Muerta producto de la losa y la barrera (DC)

Cálculo del peso de la losa

$$W_{losa} = 0.17m \cdot 1.0m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 4.08 \frac{kN}{m}$$

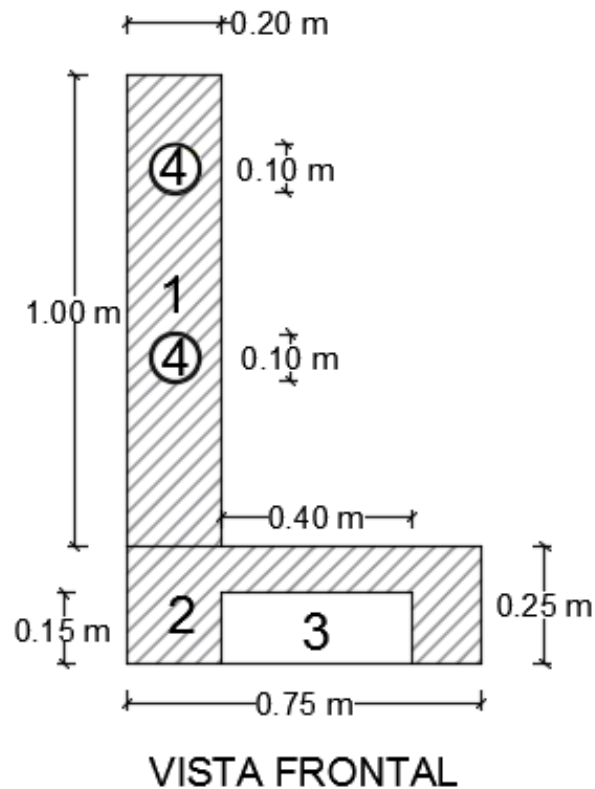
Cálculo del peso de la barrera lateral

Se procede a calcular el peso y el volumen de la barrera para 1 m de longitud.

FIGURA 4.3 Barrera de protección lateral

FUENTE: (MTO, 1986)

Se divide a la barrera lateral en secciones para determinar de una forma óptima el volumen, el peso y el centro de gravedad.

FIGURA 4.4 División de la barrera lateral en varias secciones

FUENTE: (MTO, 1986)

TABLA 4.1 Volumen de la barrera de protección lateral

Sección	Área (m ²)	Profundidad (m)	Volumen (m ³)
1	0.2	0.2	0.04
2	0.1875	1	0.1875
3	-0.06	1	-0.06
4	-0.057	1	-0.057
Total			0.1105

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$W_{barrera} = 0.1105m^3 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 2.65 kN$$

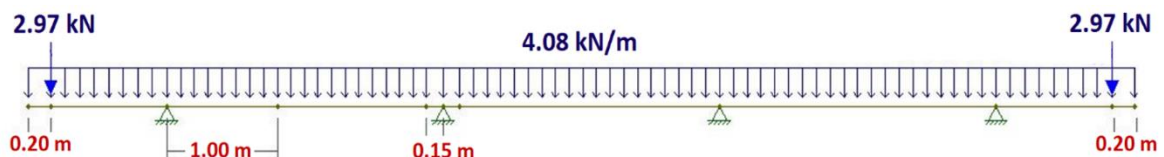
Se debe tomar un adicional de peso de los tubos del pasamanos que es equivalente a 0.315 kN el cual se añade al peso total de la barrera.

$$W_{barrera+tubos} = 2.652kN + 0.315kN = 2.97 kN$$

El peso de la barrera lateral se aplica a 0.20 m de la cara izquierda.

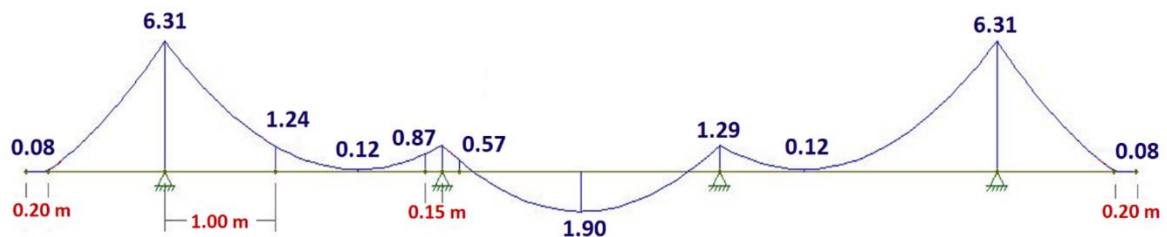
Para resolver la viga continua se utiliza el software Ftool.

FIGURA 4.5 Cargas de losa y barrera de protección lateral.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.6 Momentos Negativos y Positivos de la losa debido a DC



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Momentos Negativos debido a la carga de losa y barrera lateral

$$M_{DC} = -1.24 \text{ kN.m (En el segundo apoyo)}$$

$$M_{DC} = -0.87 \text{ kN.m (A la izquierda del segundo apoyo)}$$

$$M_{DC} = -0.57 \text{ kN.m (A la derecha del segundo apoyo)}$$

Momento Positivo debido a la carga de losa y barrera lateral

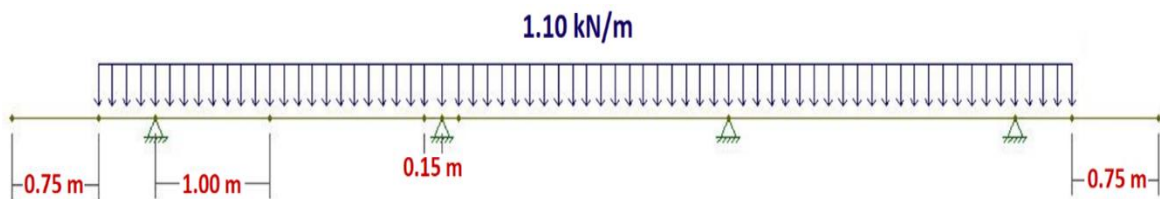
$$M_{DC \ 0.4S} = -1.24 \text{ kN.m}$$

Para el momento positivo se escoge un valor 0.9 para la factorización de cargas para el Estado Limite de Resistencia I, debido a que hace un efecto contrario al traccionar arriba, con este se obtiene el momento máximo.

4.1.1.3.2 Carga por superficie de Rodadura o Asfalto (DW)

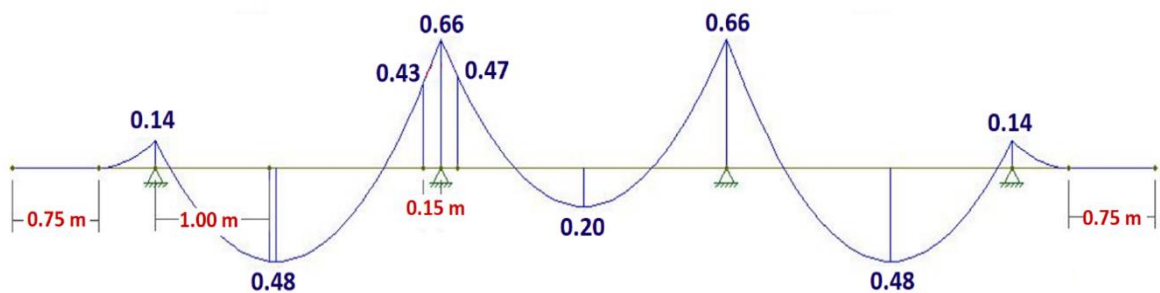
$$W_{asfalto} = 0.05m \cdot 1.0m \cdot 22.06 \frac{kN}{m^3} = 1.10 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 4.7 Carga de la superficie de Rodadura



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.8 Momentos Negativos y Positivos de la losa debido a DW



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Momentos Negativos debido a la carga de superficie de rodadura

$$M_{DW} = -0.66 \text{ kN.m (En el segundo apoyo)}$$

$$M_{DW} = -0.43 \text{ kN.m (A la izquierda del segundo apoyo)}$$

$$M_{DW} = -0.47 \text{ kN.m (A la derecha del segundo apoyo)}$$

Momento Positivo debido a la carga de superficie de rodadura

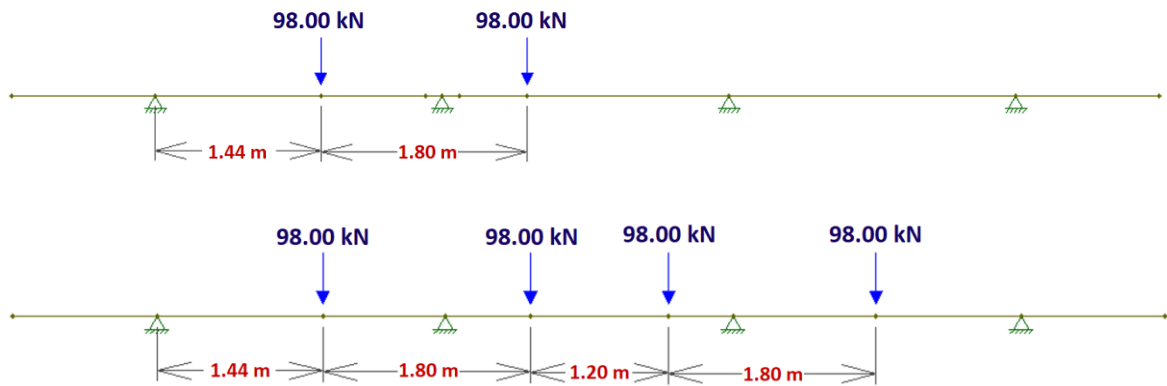
$$M_{DC 0.4S} = 0.48 \text{ kN.m}$$

4.1.1.3.3 Carga Viva y Efecto de carga dinámica (LL+IM)

Para el análisis de estos efectos consideramos las posiciones críticas tanto para los momentos negativos y momentos positivos con sus respectivas posiciones.

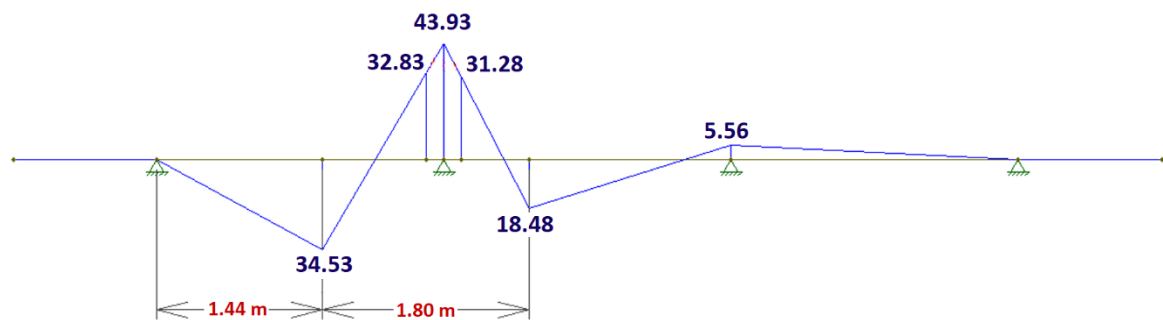
Momento negativo debido a la carga viva

FIGURA 4.9 Posiciones Críticas del camión M(-)



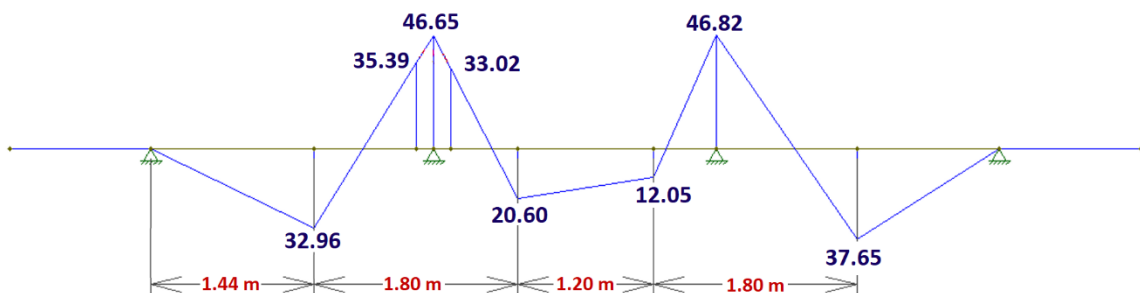
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.10 Diagrama de momentos para 1 carril cargado M(-)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.11 Diagrama de momentos para 2 carriles cargados M(-)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“El factor de presencia múltiple para un carril cargado es $m = 1.2$ ”.

$$M_{(-)} = (-43.93 \text{ kN}) \cdot 1.2$$

$$M_{(-)} = -52.72 \text{ kN.m}$$

“El factor de presencia múltiple para dos carriles cargados es $m = 1.0$ ”

$$M_{(-)} = (-46.65 \text{ kN}) \cdot 1$$

$$M_{(-)} = -46.65 \text{ kN.m}$$

El valor más desfavorable se tiene en el caso de un carril cargado y es -52.72 kN.m.

De la TABLA 4.2 se toma el ancho de franja, el cual para momento negativo es:

$$E_{(-)} = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25(2500) = 1845 \text{ mm} = 1.85 \text{ m}$$

TABLA 4.2 Ancho de franja equivalente

Tipo de tablero	Dirección de la franja primaria con relación al tráfico	Ancho de franja primaria
Fundido in situ	Voladizo	1140 + 0.833X
	Paralela	+M: 660 + 0.55S
	Perpendicular	-M: 1220 + 0.25S
Fundido in situ con encofrado de concreto permanente	Paralela	+M: 660 + 0.55S
	Perpendicular	-M: 1220 + 0.25S
Prefabricado, preesforzado	Paralela	+M: 660 + 0.55S
	Perpendicular	-M: 1220 + 0.25S

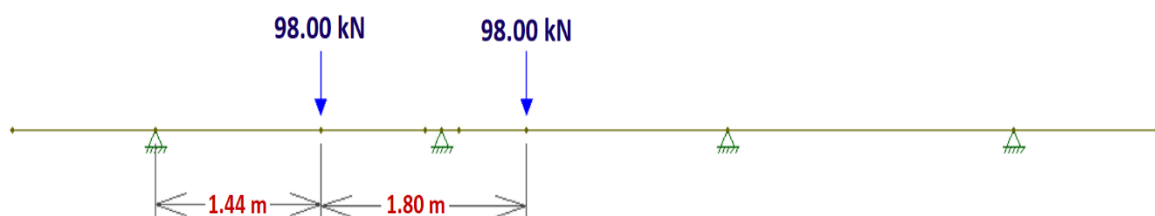
FUENTE: (AASHTO LRFD, 2017)

“Por lo tanto, el momento negativo crítico en B, incluyendo el efecto de carga dinámica del 33% y ancho de franja es”:

$$M_{B(-)(LL+IM)} = \frac{-52.72}{1.85} \cdot 1.33 = -37.90 \text{ kN.m}$$

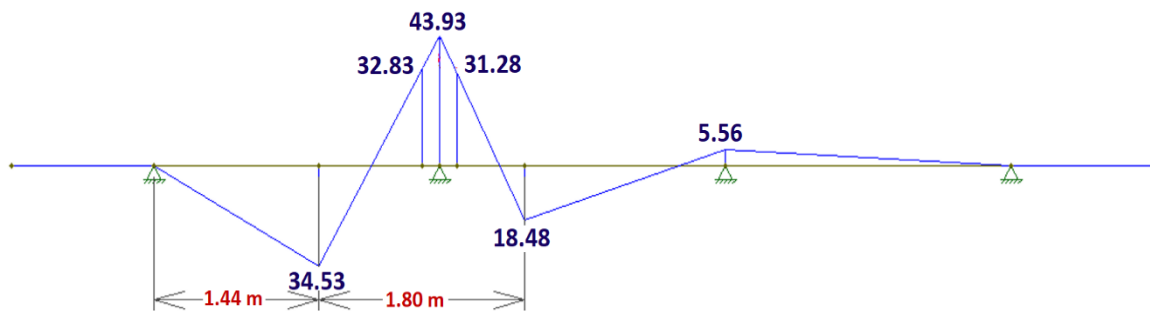
“Al conocer la posición de cargas que genera el máximo momento negativo en B, se procede a calcular los momentos en la cara de la viga izquierda y derecha”.

FIGURA 4.12 Condición crítica de un carril cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.13 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Utilizando un “factor de presencia múltiple de 1.2 para un carril cargado” y un 33% de incremento por carga dinámica.

$$M_{B(-)(LL+IM)} = -43.93 \cdot \frac{1.2 \cdot 1.33}{1.85} = -37.90 \text{ kN.m (en el eje B)}$$

$$M_{B(-)(LL+IM)} = -32.83 \cdot \frac{1.2 \cdot 1.33}{1.85} = -28.32 \text{ kN.m (izq. de B)}$$

$$M_{B(-)(LL+IM)} = -31.28 \cdot \frac{1.2 \cdot 1.33}{1.85} = -26.99 \text{ kN.m (der. de B)}$$

TABLA 4.3 Resumen de momentos negativos por cargas en el eje B

Carga	Tipo	M (-) izq. (kN.m)	M (-) eje B. (kN.m)	M (-) der. (kN.m)	Y Resistencia I
Losa + barrera	DC	-0.87	-1.29	-0.57	1.25
Asfalto	DW	-0.43	-0.66	-0.47	1.5
Carga Viva	LL+IM	-28.32	-37.9	-26.99	1.75

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para el “Estado Límite de Resistencia I”, $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

- **En el eje B**

$$M_u = 1.25(-1.29) + 1.50(-0.66) + 1.75(-37.9) = -68.93 \text{ kN.m}$$

- **Cara izquierda de B**

$$M_u = 1.25(-0.87) + 1.50(-0.43) + 1.75(-28.32) = -51.29 \text{ kN.m}$$

- **Cara derecha de B**

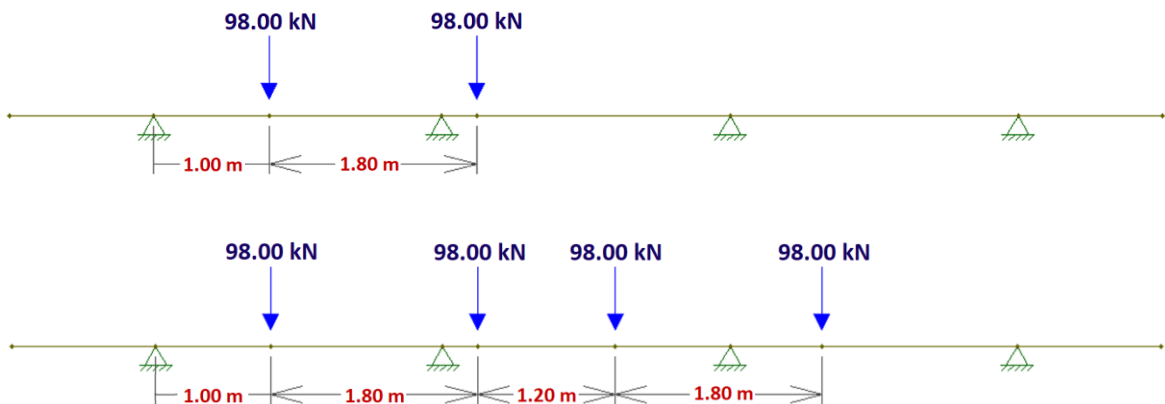
$$M_u = 1.25(-0.57) + 1.50(-0.47) + 1.75(-26.99) = -48.65 \text{ kN.m}$$

Se selecciona para el cálculo el que corresponde a la cara izquierda de B:

$$M_u = -51.29 \text{ kN.m (Actúa)}$$

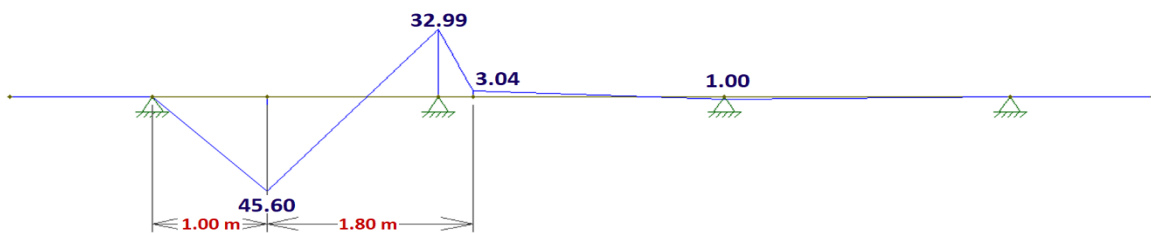
Momento positivo debido a la carga viva

FIGURA 4.14 Posiciones críticas del camión M(+)



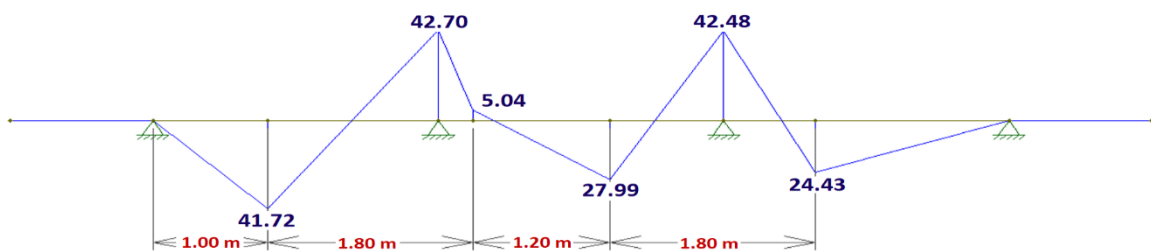
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.15 Diagrama de momentos para 1 carril cargado M(+)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.16 Diagrama de momentos para 2 carriles cargados M(+)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“El factor de presencia múltiple para un carril cargado es $m = 1.2$ ”.

$$M_{(+)} = (45.60) \cdot 1.2$$

$$M_{(+)} = 54.72 \text{ kN.m}$$

“El factor de presencia múltiple para dos carriles cargados es $m = 1.0$ ”.

$$M_{(+)} = (41.72) \cdot 1$$

$$M_{(+)} = 41.72 \text{ kN.m}$$

“El valor más desfavorable se tiene en el caso de un carril cargado y es 54.72 kN.m”.

De la TABLA 4.2 se toma el ancho de franja, el cual es para momento positivo:

$$E_{(+)} = 660 + 0.55S = 660 + 0.5(2500) = 2.04\text{mm} = 2.04\text{ m}$$

“Por lo tanto, el momento positivo crítico en B, incluyendo el efecto de carga dinámica del 33% y ancho de franja es”:

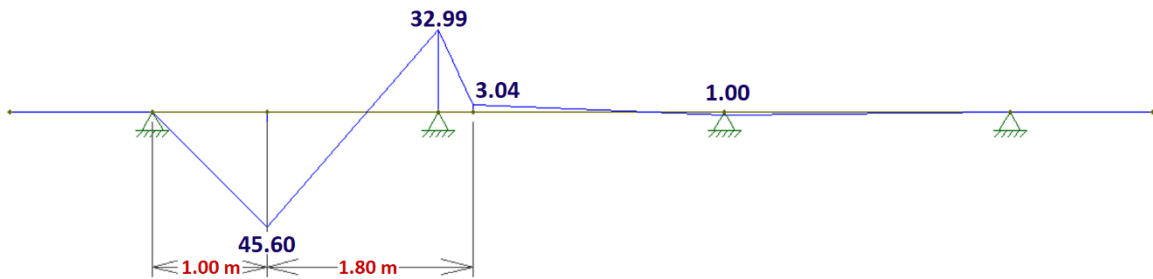
$$M_{B(+)(LL+IM)} = \frac{54.72}{2.04} \cdot 1.33 = 35.68\text{ kN.m}$$

FIGURA 4.17 Condición crítica de un carril cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.18 Diagrama de momentos en la losa por carga viva crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Utilizando un “factor de presencia múltiple de 1.2 para un carril cargado” y un 33% de incremento por carga dinámica.

$$M_{B(+)(LL+IM)} = 45.60 \cdot \frac{1.2 \cdot 1.33}{2.04} = 35.68\text{ kN.m (a 0.4S)}$$

TABLA 4.4 Resumen de momentos positivos por cargas en el eje B

Carga	Tipo	M (+) (kN.m)	Y Resistencia I
Losa + barrera	DC	-1.24	0.9
Asfalto	DW	0.48	1.5
Carga Viva	LL+IM	35.68	1.75

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para el Estado Límite de Resistencia I:

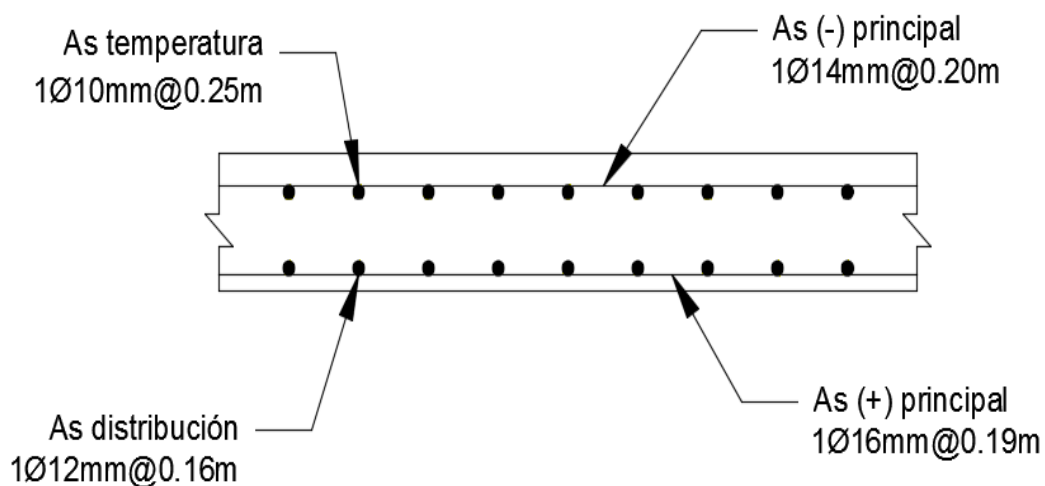
- **En el eje B**

$$M_u = 0.9(-1.24) + 1.50(0.48) + 1.75(35.68) = 62.04 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.1.1.4 Momentos resistentes a flexión presentes en la losa basado en los planos estructurales.

La distribución del acero en losa se presenta en la FIGURA 4.19.

FIGURA 4.19 Distribución del acero en losa



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.1.4.1 Momento negativo resistente en la losa

El armado estructural de la losa para momento negativo es el siguiente: 1Ø14mm@20cm con un recubrimiento del acero de 5 cm, con estos datos se procede a calcular el valor del momento.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$d = h - z$$

$$z = 5\text{cm} + \frac{1.0}{2} = 5.5 \text{ cm}$$

$$d = 17\text{cm} - 5.5\text{cm} = 11.5 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero negativo para 1m

$$A_{s(-)} = \frac{\text{Área de la varilla } \phi 14}{\text{espaciamiento}}$$

$$As_{(-)} = \frac{1.5394}{0.20} = 7.70 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{7.70 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}} = 1.81 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal negativo

$$Mn_{(-)} = As_{(-)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 7.70 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(11.5 \text{ cm} - \frac{1.81 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mn_{(-)} = 342642.3 \text{ Kg. cm} = 33.61 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último negativo

$$Mu_{(-)} = \phi \cdot Mn$$

$$Mu_{(-)} = 0.9 \cdot 33.61 = 30.25 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.1.4.2 Momento positivo resistente en la losa

El armado estructural de la losa para momento positivo es el siguiente: $1\emptyset 16 \text{ mm} @ 19 \text{ cm}$ con un recubrimiento del acero de 5 cm, con estos datos se procede a calcular el valor del momento.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = 5 \text{ cm} + \frac{1.6}{2} = 5.8 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm} - 5.8 \text{ cm} = 11.2 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero positivo para 1m.

$$As_{(+)} = \frac{\text{Área de la varilla}}{\text{espaciamiento}} = \frac{2.0106}{0.19} = 10.5821 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{10.5821 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 100 \text{ cm}} = 2.489 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal positivo

$$Mn_{(+)} = As_{(+)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 10.5821 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(11.2 \text{ cm} - \frac{2.489 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mn_{(+)} = 442450.41 \text{ Kg.cm} = 43.40 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último positivo

$$Mu_{(+)} = \phi \cdot Mn = 0.9 \cdot 43.40 = 39.06 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.2 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL INTERIOR.

4.1.2.1 Base y Altura de la viga

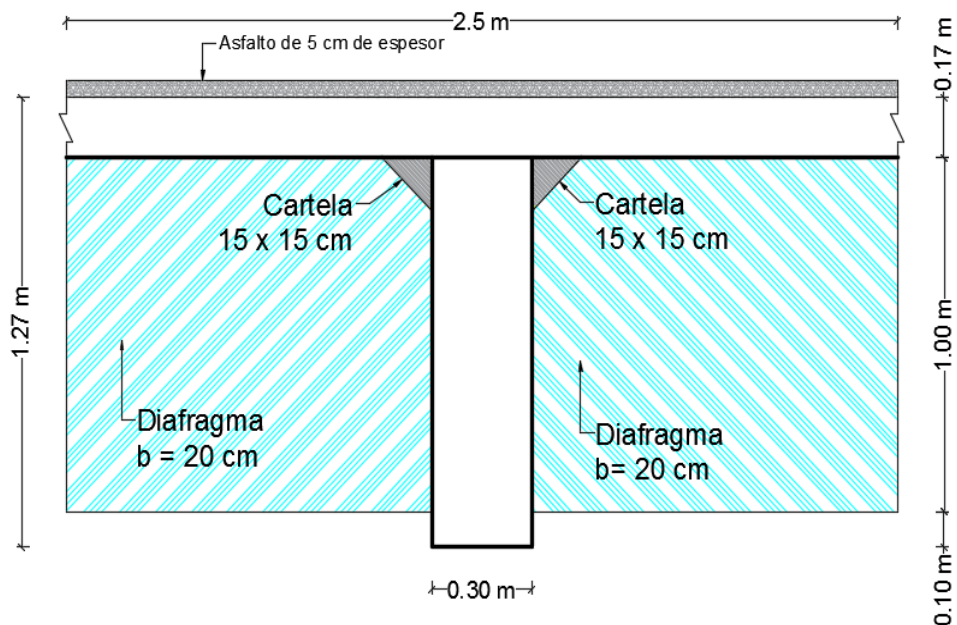
La sección de la viga es de 0.30 m de base y una altura de 1.27 m.

4.1.2.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

FIGURA 4.20 Viga "T" principal interior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.2.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la viga principal interior basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.1.2.3.1 Cálculo del momento actuante por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal interior.

Se calcula la distancia donde se produce el momento máximo, mediante una interpolación.

$$M_{(LL+IM)} = 8.28 + \left(\frac{8.78 - 8.28}{19 - 18} \cdot (18.4 - 18) \right) = 8.48 \text{ m}$$

” Los momentos se van a calcular a la distancia de 0.72 m del centro de luz o a 8.48 m desde el apoyo A”.

Carga Muerta (DC)

- Cargas Distribuidas

$$W_{losa} = 0.17\text{m} \cdot 2.5\text{m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 10.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{viga} = (1.27\text{m} - 0.17\text{m}) \cdot 0.30\text{m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 7.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{cartelas} = 2 \cdot (0.5 \cdot 0.15 \cdot 0.15) \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$W_{DC} = 10.2 + 7.92 + 0.54 = 18.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{DC1} = 18.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9.2\text{m} \cdot 8.48\text{m} - 18.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(8.48\text{m})^2}{2} = 784.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Cargas Puntuales

Existen 4 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y dos a lo largo del tablero separados 6.13 m entre ellos.

$$P_{Diafragma} = (1.27 - 0.17 - 0.10)\text{m} \cdot (2.5 - 0.30)\text{m} \cdot (0.20\text{m}) \left(24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right)$$

$$P_{Diafragma} = 10.56 \text{ kN}$$

$$M_{DC2} = \left(\frac{10.56\text{kN} + 10.56 \text{ kN}}{2} \right) (8.48\text{m}) - 10.56 \text{ kN} (8.48\text{m} - 6.13\text{m})$$

$$M_{DC2} = 64.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 784.85 \text{ kN} \cdot \text{m} + 64.73 \text{ kN} \cdot \text{m} = 849.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cargas por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 0.05m \cdot 2.5m \cdot 22.06 \frac{kN}{m^3} = 2.76 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = 2.76 \frac{kN}{m} \cdot 9.2m \cdot 8.48m - 2.76 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(8.48m)^2}{2} = 116.09 kN \cdot m$$

Cargas viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Para calcular el momento generado por el camión de diseño, se procede a utilizar la tabla del ANEXO 1 de (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017).

TABLA 4.5 Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para una carga de camión MTOP y/o Tándem

MOMENTO POR CARGA DE CAMIÓN (MTOP) O TÁNDEM (T.m)					
d = distancia desde el apoyo ; C= Camión; T = Tándem					
Luz (m)	d(m)	Más desfavorable, Camión o Tándem	Momento que Predomina	Momento carga de carril	M (LL+IM) IM=0.33
18	8.28	C	150.03	38.23	237.78
19	8.78	C	161.22	42.62	257.04

FUENTE: (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017)

Se realiza una interpolación para obtener el momento $M_{(LL+IM)}$ en el caso del tablero de 18.4 m.

$$M_{(LL+IM)} = 237.78 + \left(\frac{257.04 - 237.78}{19 - 18} \cdot (18.4 - 18) \right)$$

$$M_{(LL+IM)} = 247.41 T.m \approx 2427.09 kN.m \text{ a } 0.72m \text{ del centro de luz}$$

Distribución de cargas vivas

“Para realizar la distribución de las cargas vivas se recurrirá al ANEXO NO.1 en donde se encuentran las ecuaciones y sus respectivos casos”.

Caso de un carril cargado

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3} \right)^{0.1}$$

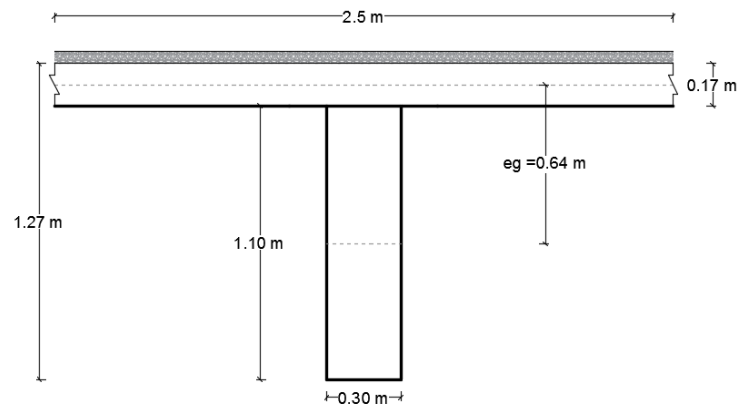
$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1 \text{ tienen el mismo material} \quad eg = \left(\frac{1.10}{2} \right) + \left(\frac{0.17}{2} \right) = 0.64 m$$

$$I_{viga} = \frac{0.30 \cdot 1.10^3}{12} = 0.0333 \text{ m}^4$$

$$A_{viga} = 0.30 \cdot 1.10 = 0.33 \text{ m}^2$$

“La distancia entre el centro de gravedad de la viga y la losa se la conoce como eg ”.

FIGURA 4.21 Viga “T” (Propiedades)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} \cdot eg^2) = 1[0.0333 + 0.33 \cdot 0.64^2] = 0.17 \text{ m}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{0.17}{18.4 \cdot 0.17^3}\right)^{0.1} = 1.06$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2500}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2500}{18400}\right)^{0.3} 1.06 = 0.53$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2500}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2500}{18400}\right)^{0.2} \cdot 1.06 = 0.73 \text{ (Crítico)}$$

Siendo g crítico igual a 0.73, se tiene:

$$M_{(LL+IM)} = 0.73 \cdot 2427.09 \text{ kN.m} = 1771.78 \text{ kN.m}$$

TABLA 4.6 Resumen de momentos positivos

Carga	M (+) (kN.m)	G	
		Resistencia I	Fatiga I
DC	849.58	1.25	0
DW	116.09	1.5	0
LL+IM	1771.78	1.75	1.5

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para el “Estado Límite de Resistencia I” se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$.

$$M_u = 1[1.25 (849.58) + 1.5 (116.09) + 1.75 (1771.78)] = 4336.73 \text{ kN.m (Actúa)}$$

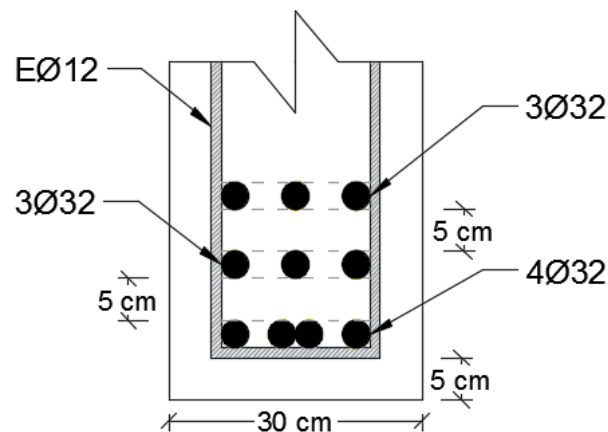
4.1.2.4 Momentos resistentes a flexión presente en la viga principal interior basado en los planos estructurales.

4.1.2.4.1 Cálculo del momento último resistente por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal.

Con el armado estructural mostrado en la FIGURA 4.22 se procede a calcular el momento actuante en la viga debido al acero principal, tomando en cuenta 5 cm de recubrimiento.

Cálculo del peralte efectivo de la viga interior

FIGURA 4.22 Distribución de aceros en la viga principal interior.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se realiza el cálculo del centroide de las varillas en tracción para determinar el peralte efectivo “d”.

$$10A(z) = 4A(7.8) + 3A(16) + 3A(24.2)$$

$$z = \frac{151.8A}{10A} = 15.18 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 127\text{cm} - 15.18\text{cm} = 111.82 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero y ancho efectivo

$$A_s = \left(10 \cdot \frac{\pi \cdot 3.2^2}{4} \right) = 80.42 \text{ cm}^2$$

$$b_{eff} = b = 2.5 \text{ m}$$

Cálculo del bloque de compresión

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{80.42 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.85 \cdot 250 \text{ cm}} = 8.90 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 \cdot 8.90 \text{ cm} = 7.60 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 80.42 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(111.82 \text{ cm} - \frac{7.60 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$M_n = 36485267.28 \text{ Kg.cm} = 3579.20 \text{ kN.m}$$

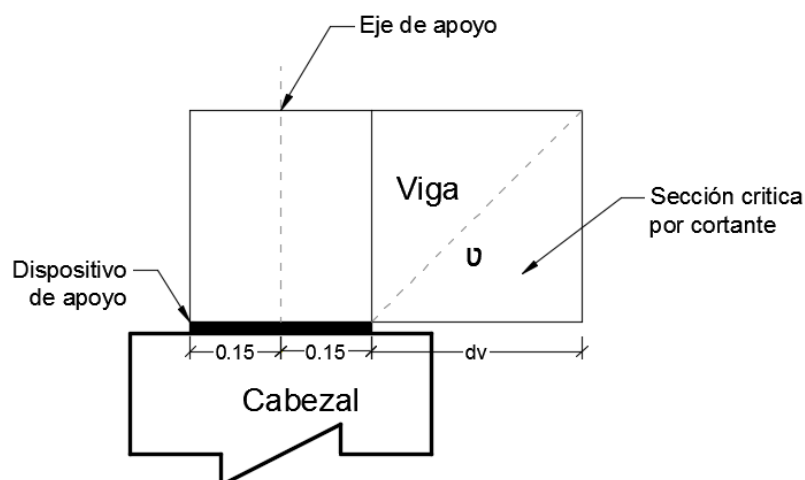
Cálculo del momento último

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 3579.20 = 3221.08 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.2.5 Esfuerzo cortante que está actuando en la viga principal interior basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

“Cuando la reacción del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia “d” desde la cara interna del apoyo” (Rodríguez Serquén, 2016).

FIGURA 4.23 Sección crítica por corte.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.2.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica.

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 111.82 - \frac{7.60}{2} = 108.02 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor de:

$$0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 111.82 = 100.64 \text{ cm OK}$$

$$0.72 \cdot h = 0.72 \cdot 127 = 91.44 \text{ cm OK}$$

“La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo A”:

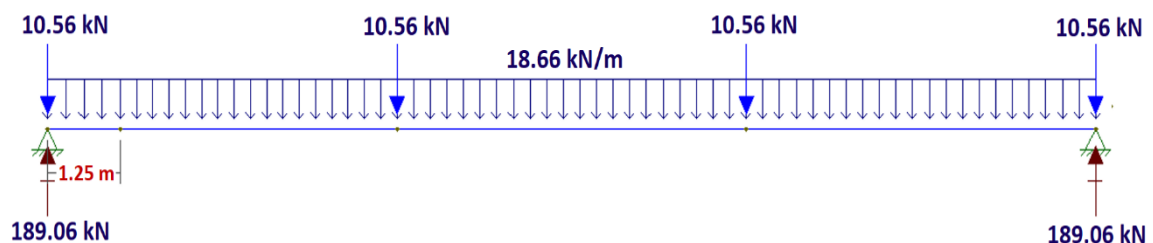
$$0.15\text{m} + 1.08\text{m} = 1.23\text{m} \approx 1.25 \text{ m}$$

4.1.2.5.2 Determinación de las cargas y de V_u

Carga Muerta (DC)

$$W_{DC} = 18.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ y } P_{\text{Diafragma}} = 10.56 \text{ kN}$$

FIGURA 4.24 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

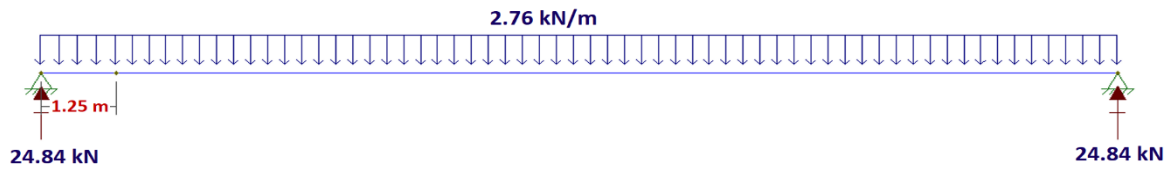
$$R_{Ay} = R_{By} = 189.06 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = (189.06 \text{ kN} - 10.56 \text{ kN}) - 1.25\text{m} \left(18.66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 155.17 \text{ kN}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 2.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

FIGURA 4.25 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

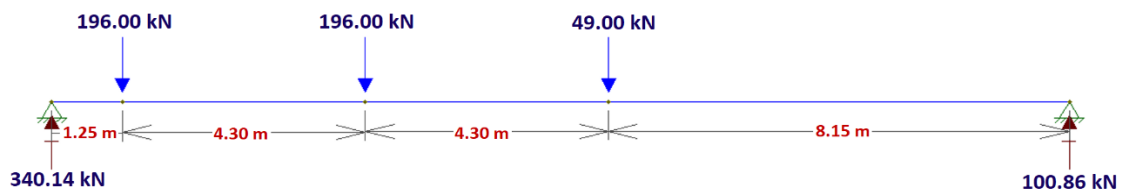
$$R_{Ay} = R_{By} = 24.84 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = 24.84 \text{ kN} - 1.25 \text{ m} \left(2.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 21.39 \text{ kN}$$

CARGA VIVA

Camión de diseño

FIGURA 4.26 Posición del camión para sección crítica de corte



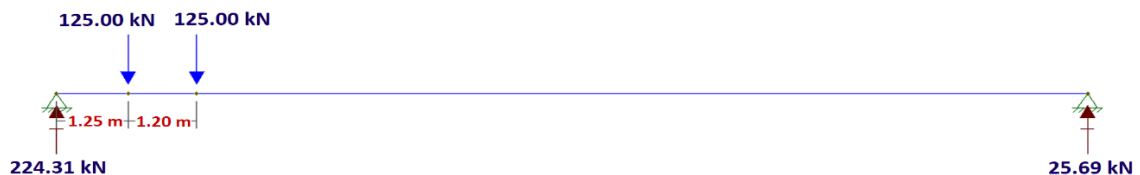
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 340.14 \text{ kN} \quad R_{By} = 100.86 \text{ kN}$$

$$V = 340.14 \text{ kN}$$

Tándem de diseño

FIGURA 4.27 Posición del tándem para sección crítica de corte



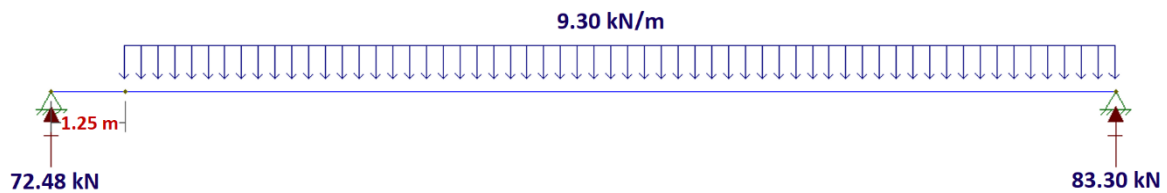
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 224.31 \text{ kN} \quad R_{By} = 25.69 \text{ kN}$$

$$V = 224.31 \text{ kN}$$

Carga de carril

FIGURA 4.28 Reacciones en viga debido a Carga de Carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 72.48 \text{ kN} \quad R_{By} = 83.30 \text{ kN}$$

$$V = 72.48 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la combinación más desfavorable es el camión más la carga de carril.

$$V_{LL+IM} = 1.33 \cdot 340.14 \text{ kN} + 72.48 \text{ kN} = 524.86 \text{ kN}$$

Distribución de cargas vivas

En el ANEXO NO.2 se encuentran las ecuaciones y respectivos casos para realizar la distribución de cargas vivas por cortante.

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{2500}{7600} = 0.69$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0.2 + \frac{2500}{3600} - \left(\frac{2500}{10700} \right)^2 = 0.84$$

El mayor valor entre los 2 casos será el más crítico, por lo tanto, es $g = 0.84$ y se tiene:

El valor más crítico será el mayor valor entre los dos casos, por lo tanto, es $g = 0.84$, por lo tanto, se tiene:

$$V_{LL+IM} = 0.84 \cdot 524.86 \text{ kN} = 440.88 \text{ kN}$$

Para Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$$V_u = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 1[1.25(155.17) + 1.5(21.39) + 1.75(440.88)] = 997.59 \text{ kN (Actúa)}$$

4.1.2.6 Esfuerzo cortante resistente en la viga principal interior basado en los planos estructurales.

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ ” (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30\text{m} \cdot 1.08\text{m} = 0.2465 = 246.5 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $2E\emptyset 12@19\text{cm}$, por lo tanto, $A_v = 4 \cdot 1.131 \text{ cm}^2 = 4.524 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{4.524\text{cm}^2 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 108\text{cm}}{19\text{cm}} = 1080.05 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s = 246.5\text{kN} + 1080.05\text{kN} = 1326.55 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21\text{MPa} \cdot 0.30\text{m} \cdot 1.08\text{m} = 1.701\text{MN} = 1701\text{kN}$$

Por lo tanto:

$$V_n = 1326.55 \text{ kN}$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 1326.55 \text{ kN} = 1193.90 \text{ kN (Resiste)}$$

4.1.3 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.

4.1.3.1 Base y Altura de la viga

La sección de la viga es de 0.30 m de base y una altura de 1.27 m.

4.1.3.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente “Estado Límite”:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i[(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

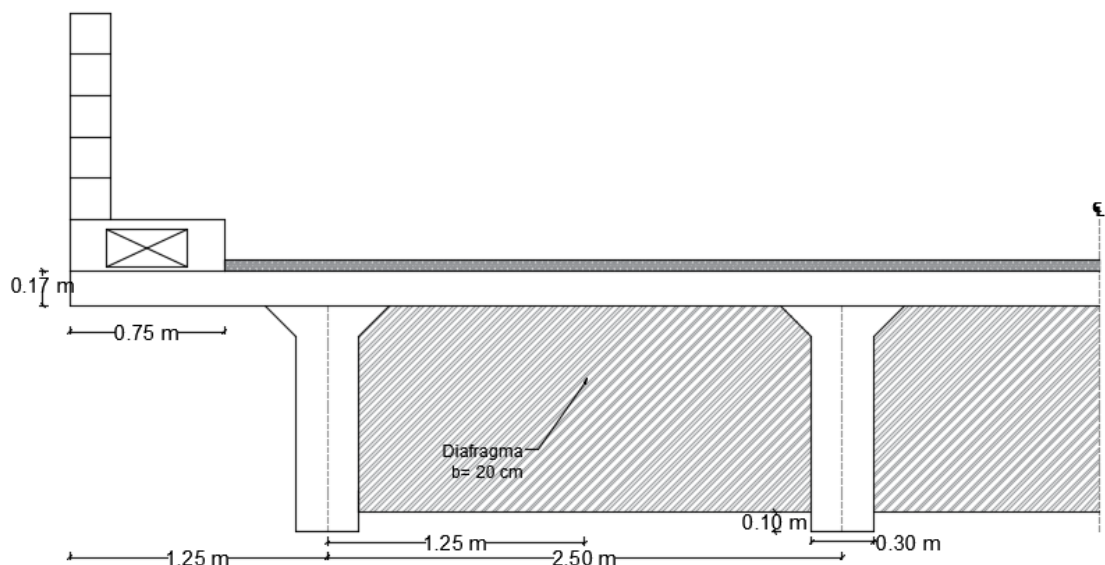
4.1.3.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la viga principal exterior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.1.3.3.1 Cálculo del momento actuante por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal exterior.

” Los momentos se van a calcular a la distancia de 0.72 m del centro de luz o a 8.48 m desde el apoyo A”.

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.29 Viga Principal Exterior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- **Cargas Distribuidas**

Se usará el peso de la losa, barrera, viga y cartelas que se determinaron en el diseño de la viga interior (literal 4.1.2.3.1).

$$W_{losa} = 10.2 \frac{kN}{m}; W_{viga} = 7.92 \frac{kN}{m}; W_{cartelas} = 0.54 \frac{kN}{m}; W_{barrera} = 2.97 kN$$

$$W_{DC} = 10.2 + 7.92 + 0.54 + 2.97 = 21.63 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = 21.63 \frac{kN}{m} \cdot 9.2m \cdot 8.48m - 21.63 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(8.48m)^2}{2} = 909.78 kN \cdot m$$

• Cargas Puntuales

Existen 4 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y dos en el tramo intermedio separados 6.13 m entre ellos, se tiene:

$$P_{Diafragma} = (1.27 - 0.17 - 0.10)m \cdot (1.25 - 0.15)m \cdot (0.20m) \left(24 \frac{kN}{m^3}\right)$$

$$P_{Diafragma} = 5.28 kN$$

$$M_{DC2} = \left(\frac{5.28 kN + 5.28 kN}{2}\right) (8.48m) - 5.28kN \cdot (8.48m - 6.13m)$$

$$M_{DC2} = 32.37 kN \cdot m$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 909.78 kN \cdot m + 32.37 kN \cdot m = 942.15 kN \cdot m$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 0.05m \cdot (2.5 - 0.75)m \cdot 22.06 \frac{kN}{m^3} = 1.93 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = 1.93 \frac{kN}{m} \cdot 9.2m \cdot 8.48m - 1.93 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(8.48m)^2}{2} = 81.18 kN \cdot m$$

Cargas viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

“Para calcular el momento generado por el camión de diseño, se procede a utilizar la TABLA 4.5, por lo tanto, se tiene”:

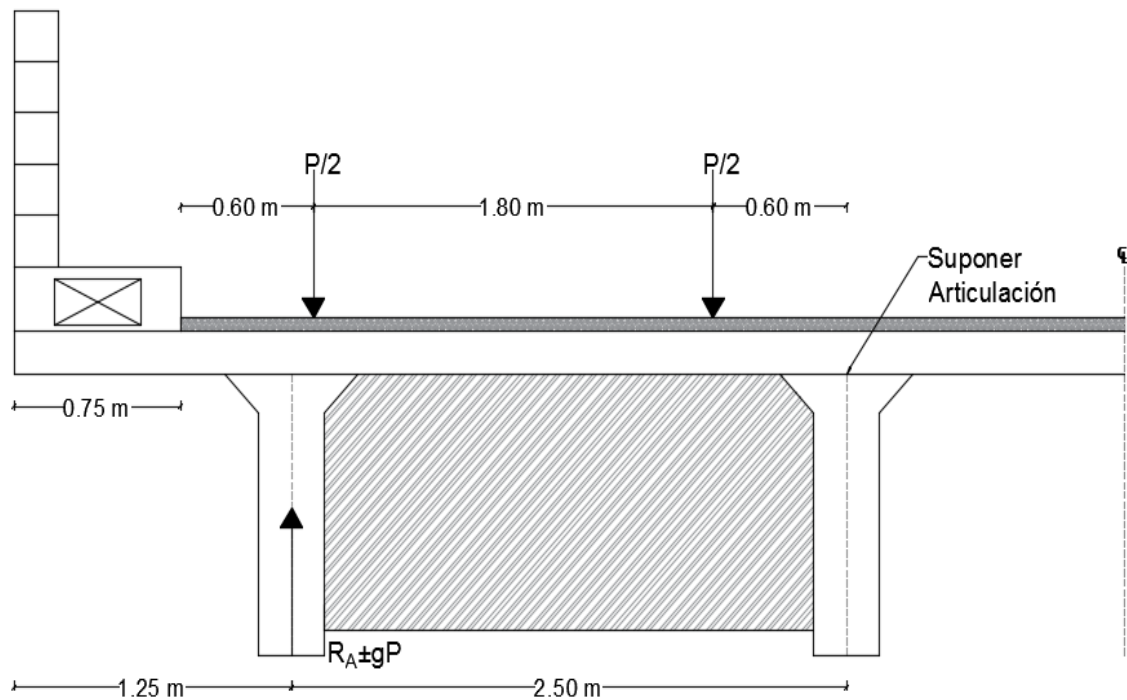
$$M_{(LL+IM)} = 247.41 T \cdot m \approx 2427.09 kN \cdot m \text{ a } 0.72m \text{ del centro de luz}$$

Distribución de cargas vivas

En el ANEXO No.3 se encuentran las ecuaciones que determinan el % de momento “g” que se distribuye en la viga exterior.

Un carril de diseño cargado (regla de la palanca)

FIGURA 4.30 Viga interior con carga de camión.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$\sum M_{Articulacion} = \left(\frac{P}{2}\right) \cdot 0.6 + \left(\frac{P}{2}\right) \cdot 2.4 - R_A \cdot 2.5 = 0$$

$$R_A = \left(\frac{0.6}{2} + \frac{2.4}{2}\right) \left(\frac{P}{2.5}\right) = 0.6P$$

“Para el Estado Límite de Resistencia I se incluirá el factor de presencia múltiple $m = 1.2$ ”.

$$g = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72 \text{ (Crítico)}$$

Dos carriles cargados

$$g = e \cdot g_{interior}, \text{ donde: } g_{interior} = g_{crítico} \quad \text{literal 4.1.2.3.1}$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800};$$

d_e = distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la barrera

$$e = 0.77 + \frac{500}{2800} = 0.95$$

$$\therefore g = 0.95 \cdot 0.73 = 0.69$$

Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados

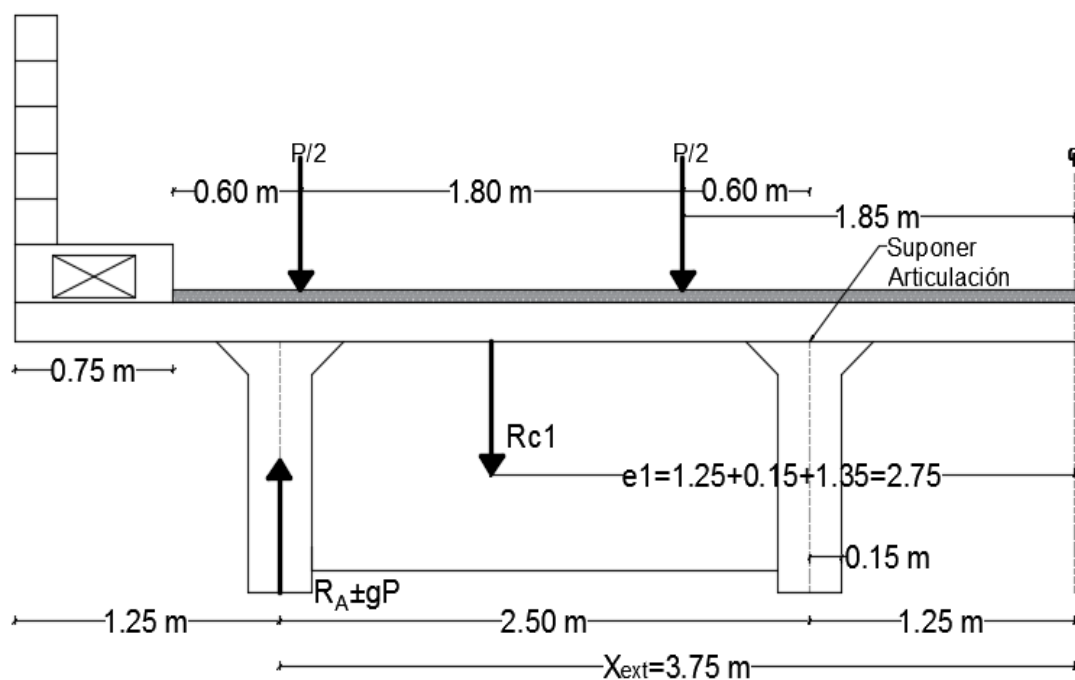
Un carril cargado

$$R = \frac{N_L}{N_B} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} = \frac{1}{4} + \frac{3.75 \cdot 2.75}{2 \left[3.75^2 + \left(\frac{2.5}{2} \right)^2 \right]} = 0.58$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1.2$

$$g = R \cdot m = 0.58 \cdot 1.2 = 0.70$$

FIGURA 4.31 Distribución de cargas del camión para un carril cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Dos carriles cargados

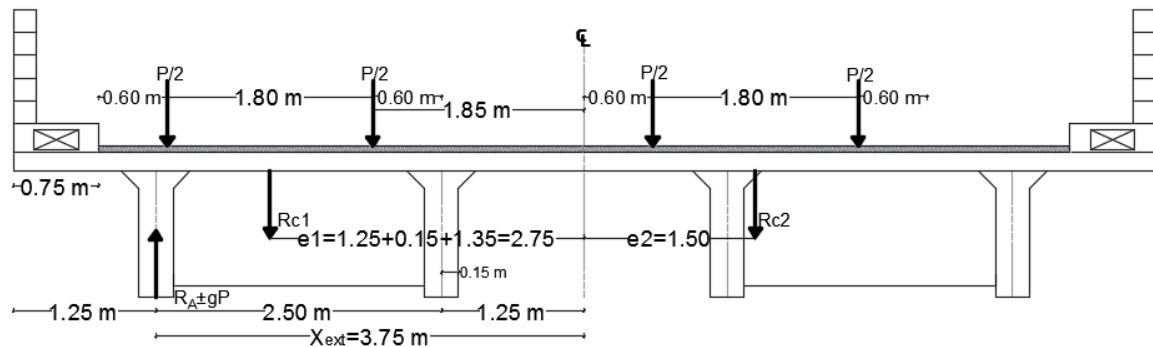
$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.75(2.75 - 1.5)}{2 \left[3.75^2 + \left(\frac{2.5}{2} \right)^2 \right]} = 0.65$$

“Con el factor de presencia múltiple $m = 1$ ”

$$g = R \cdot m = 0.65 \cdot 1.0 = 0.65$$

“El factor de distribución crítico es: $g = 0.72$ ”

FIGURA 4.32 Distribución de cargas del camión para dos carriles cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“Para el Estado Límite de Resistencia I, se escoge el factor de distribución crítico”.

$$M_{(LL+IM)} = 2427.09 \text{ kN.m} \cdot 0.72 = 1747.50 \text{ kN.m}$$

Para el “Estado Límite de Resistencia I” se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$.

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_u = 1[1.25 (942.15) + 1.5 (81.18) + 1.75 (1747.50)]$$

$$M_u = 4357.58 \text{ (kN.m)} \text{ (Actúa)}$$

4.1.3.4 Momentos resistentes a flexión presente en la viga principal exterior según los planos estructurales.

4.1.3.4.1 Cálculo del momento resistente por Estado Límite de Resistencia I que está actuando en la viga principal.

La viga exterior tiene posee la misma geometría y armadura estructural por lo que se usa el resultado del momento último del literal 4.1.2.4. de este documento, se tiene:

Momento nominal

$$M_n = 36485267.28 \text{ Kg.cm} = 3579.20 \text{ kN.m}$$

Momento último resistente

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 3579.20 = 3221.28 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.3.5 Esfuerzo cortante que está actuando en la viga principal exterior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

“Cuando la reacción del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia “dv” desde la cara interna del apoyo” (Rodríguez Serquén, 2016).

4.1.3.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica.

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 118.82 - \frac{7.60}{2} = 108.02 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor de:

$$0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 118.82 = 100.64 \text{ cm OK}$$

$$0.72 \cdot h = 0.72 \cdot 144 = 103.68 \text{ cm OK}$$

“La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo”:

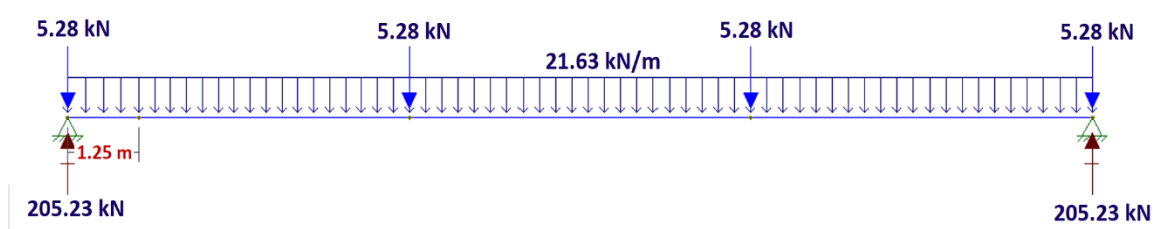
$$0.15m + 1.08m = 1.23m \approx 1.25 m$$

4.1.3.5.2 Determinación de las cargas y de V_u

Carga Muerta (DC)

$$W_{DC} = 21.63 \frac{kN}{m} \text{ y } P_{\text{Diafragma}} = 5.28 \text{ kN}$$

FIGURA 4.33 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

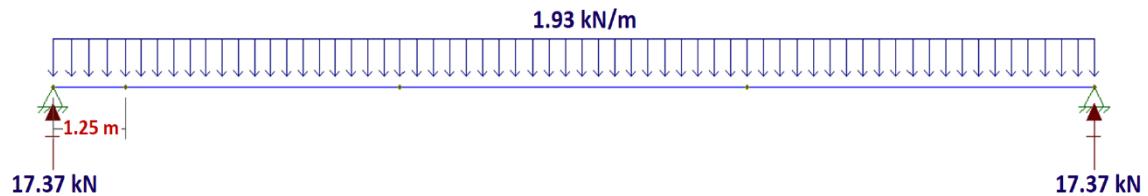
$$R_{Ay} = R_{By} = 205.23 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = (205.23 \text{ kN} - 5.28 \text{ kN}) - 1.25m \left(21.63 \frac{kN}{m} \right) = 172.91 \text{ kN}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 1.93 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 4.34 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

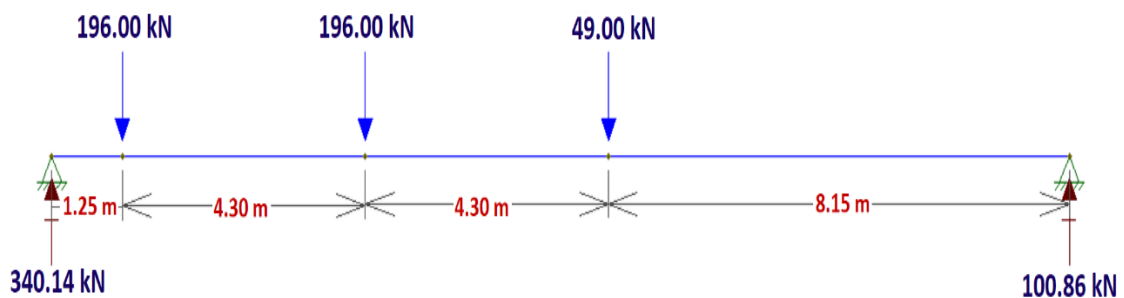
$$R_{Ay} = R_{By} = 17.37 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = 17.37 \text{ kN} - 1.25 \text{ m} \left(1.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 14.96 \text{ kN}$$

CARGA VIVA

Camión de diseño

FIGURA 4.35 Posición del camión para sección crítica de corte



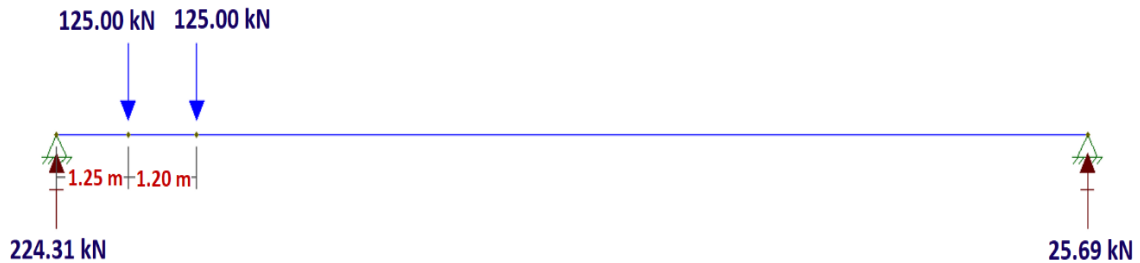
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 340.14 \text{ kN} \quad R_{By} = 100.86 \text{ kN}$$

$$V = 340.14 \text{ kN}$$

Tándem de diseño

FIGURA 4.36 Posición del tándem para sección crítica de corte



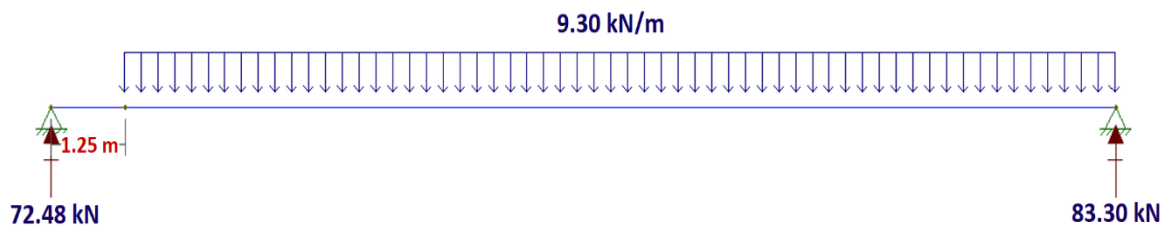
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 224.31 \text{ kN} \quad R_{By} = 25.69 \text{ kN}$$

$$V = 224.31 \text{ kN}$$

Carga de carril

FIGURA 4.37 Reacciones en viga debido a Carga de Carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 72.48 \text{ kN} \quad R_{By} = 83.30 \text{ kN}$$

$$V = 72.48 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la combinación más desfavorable es el camión más la carga de carril.

$$V_{LL+IM} = 1.33 \cdot 340.14 \text{ kN} + 72.48 \text{ kN} = 524.86 \text{ kN}$$

Distribución de cargas vivas

En el ANEXO No.4 se encuentran las ecuaciones que determinan el % de momento "g" que se distribuye por cortante en la viga exterior.

Caso de un carril cargado (Regla de la Palanca)

$$\sum M_{Articulacion} = \left(\frac{P}{2}\right) \cdot 0.6 + \left(\frac{P}{2}\right) \cdot 2.4 - R_A \cdot 2.5 = 0$$

$$R_A = \left(\frac{0.6}{2} + \frac{2.4}{2} \right) \left(\frac{P}{2.5} \right) = 0.6P$$

Para el Estado Límite de Resistencia I se incluirá el factor de presencia múltiple $m = 1.2$.

$$g = 1.2 \cdot 0.6 = 0.72$$

Caso de dos carriles cargados:

$$e = 0.77 + \frac{500}{2800} = 0.95$$

$$\therefore g = 0.95 \cdot 0.84 = 0.80 \text{ (Crítico)}$$

Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados

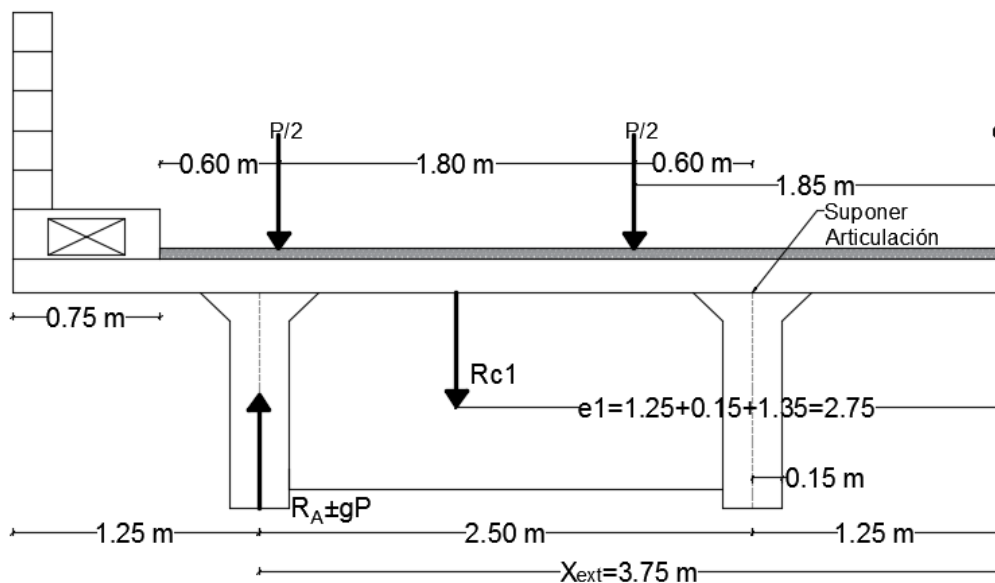
Un carril cargado

$$R = \frac{N_L}{N_B} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} = \frac{1}{4} + \frac{3.75 \cdot 2.75}{2 \left[3.75^2 + \left(\frac{2.5}{2} \right)^2 \right]} = 0.58$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1.2$

$$g = R \cdot m = 0.58 \cdot 1.2 = 0.70$$

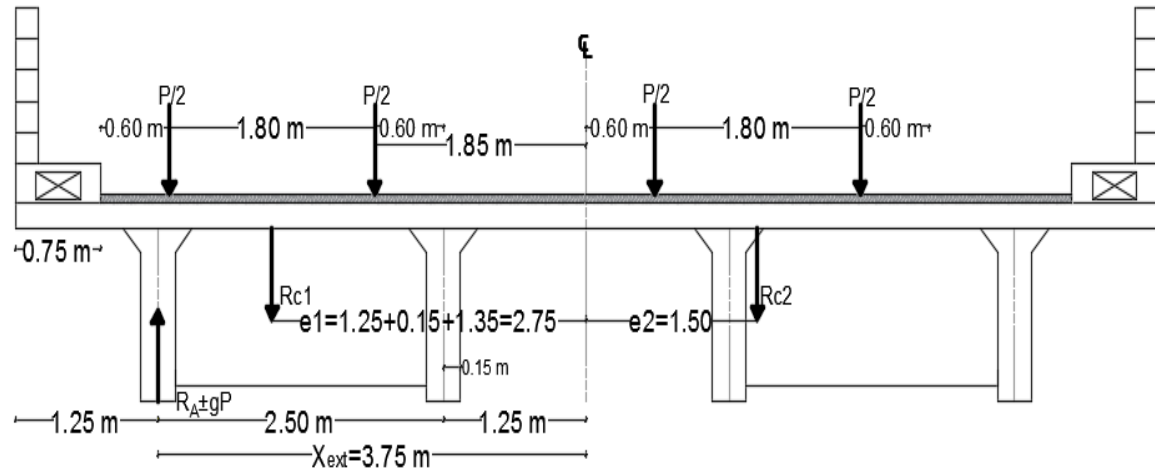
FIGURA 4.38 Distribución de cargas del camión para un carril cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Dos carriles cargados

FIGURA 4.39 Distribución de cargas del camión para dos carriles cargado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R = \frac{2}{4} + \frac{3.75(2.75 - 1.50)}{2 \left[3.75^2 + \left(\frac{2.5}{2} \right)^2 \right]} = 0.65$$

Con el factor de presencia múltiple $m = 1$

$$g = R \cdot m = 0.65 \cdot 1.0 = 0.65$$

El factor de distribución crítico es: $g = 0.80$

“Para el estado límite de Resistencia I, se escoge el factor de distribución crítico”.

$$V_{(LL+IM)} = 524.86 \text{ kN} \cdot 0.80 = 419.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

“Para Resistencia I, se toma”: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$$V_u = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 1 [1.25 (172.91) + 1.5 (14.96) + 1.75 (419.89)] = 973.39 \text{ kN (Actúa)}$$

4.1.3.6 Esfuerzo cortante resistente en la viga principal exterior según los planos estructurales.

La viga exterior tiene posee la misma geometría y armadura estructural por lo que se usa el resultado del cálculo del “cortante nominal resistente al hormigón V_c , cortante nominal resistente del acero V_s , el cortante nominal total V_n y el cortante resistente V_r del literal 4.1.2.4. de este documento, se tiene:

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

$$V_c = 246.5 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

$$V_s = 1080.04 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

$$V_n = 1326.55 \text{ kN}$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = 0.9 \cdot 1326.55 \text{ kN} = 1193.90 \text{ kN}$$

4.1.4 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA INTERIOR.

4.1.4.1 Base y Altura del diafragma

La base del diafragma es de 20 cm, y su altura es de 1.17 m.

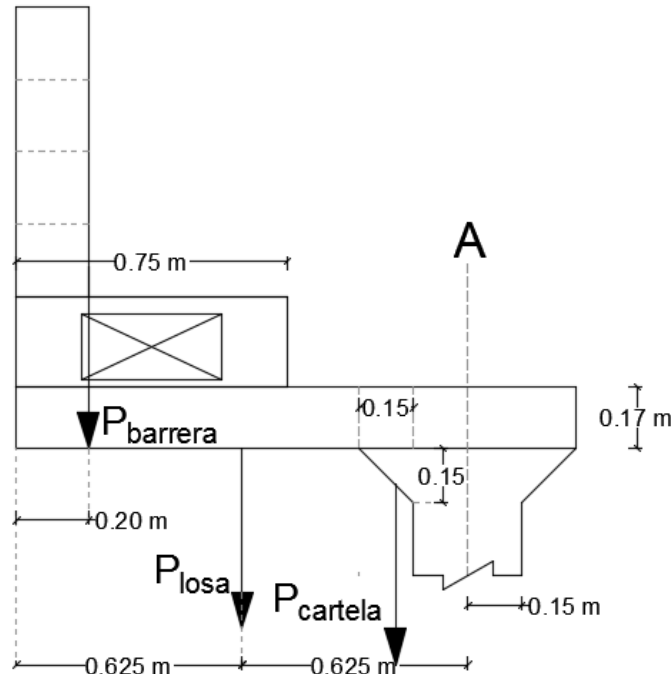
4.1.4.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [(1.25)DC + 1.75(LL + IM)]$$

4.1.4.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en el diafragma interior basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

FIGURA 4.40 Posición de cargas para momentos en volado



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.4.3.1 Momento negativo de flexión en A por cargas

Cargas Muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{barrera} = \text{Peso barrera} \cdot \text{ancho diafragma} = 2.97 \frac{kN}{m} \cdot 0.20m = 0.59 kN$$

$$P_{losa} = 0.17m \cdot 1.10 m \cdot 0.20 m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.90 kN$$

$$P_{cartela} = 0.5 \cdot 0.15m \cdot 0.15m \cdot 0.20m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.054 kN$$

$$P_{total} = 0.59 kN + 0.90 kN + 0.054 kN = 1.54 kN$$

4.1.4.3.2 Momentos en el eje A debido al volado:

$$M_{barrera} = 0.59 kN \cdot (1.25 - 0.20)m = 0.62 kN \cdot m$$

$$M_{losa} = 0.90 kN \cdot (1.25 - 0.625m) = 0.56 kN \cdot m$$

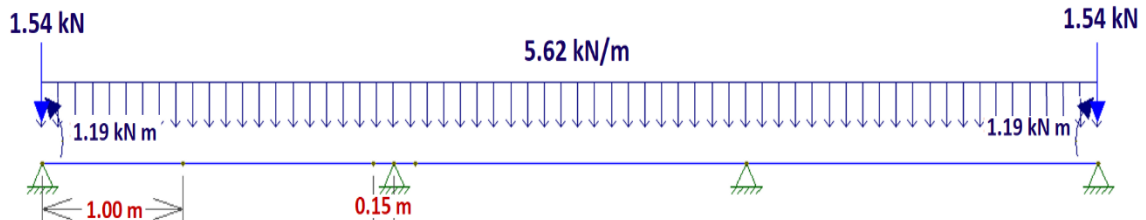
$$M_{cartela} = 0.054kN \cdot \left(\frac{0.15}{3} + 0.15\right)m = 0.011 kN \cdot m$$

$$M_{total} = 0.62 kN \cdot m + 0.56 kN \cdot m + 0.011kN \cdot m = 1.19 kN \cdot m$$

Carga distribuida por el peso propio del diafragma

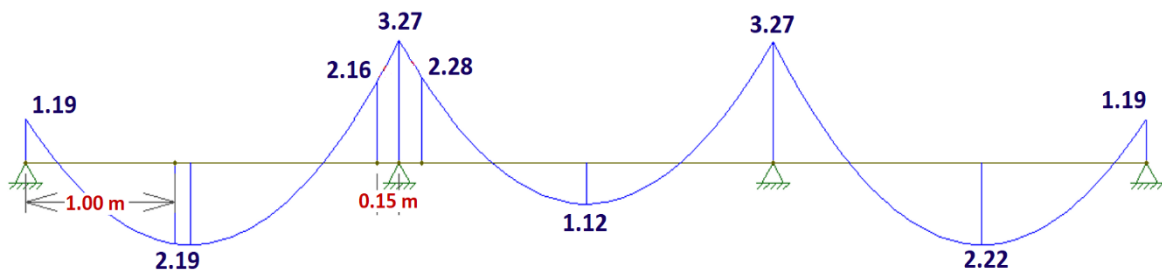
$$W_{diaf} = 0.2m \cdot 1.17m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 5.62 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 4.41 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.42 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Se toma el momento a la izquierda del apoyo B por ser el más desfavorable en el cálculo de la losa, además se aplica “el factor de presencia múltiple 1.2, para un carril cargado”, el cual fue el que resulto más desfavorable en el diseño de la losa (literal 4.1.1.3.3)

$$M_{(LL+IM)} = -32.83 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = -52.40 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento negativo

“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B”

$$M_u = 1[1.25 (-2.16) + 1.75 (-52.40)] = -94.40 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.1.4.3 Momento de flexión positivo a 0.4L del apoyo A por cargas

Carga Muerta (DC)

De la FIGURA 4.42 a 1.0m (0.4L) del apoyo se produce el momento máximo.

$$M_{DC} = 2.19 \text{ kN.m}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

“Considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva, lo cual es conservador, y tomando el momento positivo en el cálculo de la losa por carga viva a 0.4L del apoyo. Ese momento resultó ser para 1 carril cargado y el valor de 54.72 kN.m y ya tiene incluido el factor de presencia múltiple de 1.2. Por lo tanto, solo tiene que afectarse por el factor de carga dinámica de 1.33”.

$$M_{(LL+IM)} = 54.72 \cdot 1.33 = 72.78 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento positivo

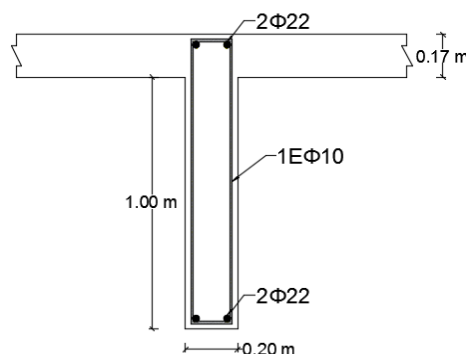
“Por Resistencia I se toma”: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$M_u = 1[1.25 (2.19) + 1.75 (72.78)] = 130.10 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.1.4.4 Momentos resistentes a flexión en el diafragma interior basado en los planos estructurales

La distribución del acero en el diafragma se presenta en la FIGURA 4.43

FIGURA 4.43 Distribución del acero en el diafragma interior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.4.4.1 Cálculo del momento negativo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero negativo de $2\emptyset 22\text{mm}$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{\text{acero losa}(-)} + \emptyset_{\text{est}} + \frac{\emptyset_{\text{diaf}}}{2}$$

$$z = 5\text{cm} + 1.0\text{cm} + 1.4\text{cm} + 1.0\text{cm} + \frac{2.2\text{cm}}{2} = 9.5\text{cm}$$

$$d = 117\text{cm} - 9.5\text{cm} = 107.5\text{cm}$$

Cálculo del área del acero negativo

$$A_{s(-)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 22$$

$$A_{s(-)} = 2 \cdot (3.801) = 7.60\text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{7.60\text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20\text{cm}} = 8.94\text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal negativo

$$M_{n(-)} = A_{s(-)} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 7.60\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(107.5\text{cm} - \frac{8.94\text{cm}}{2}\right)$$

$$M_{n(-)} = 3288717.60\text{ Kg.cm} = 322.62\text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último negativo

$$M_{u(-)} = \emptyset \cdot M_n = 0.9 \cdot 322.62 = 290.36\text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.4.4.2 Cálculo del momento positivo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero positivo de $2\emptyset 22\text{mm}$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{\text{est}} + \frac{\emptyset_{\text{diaf}}}{2}$$

$$z = 5 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + \frac{2.2 \text{ m}}{2} = 7.1 \text{ cm}$$

$$d = 117 \text{ cm} - 7.1 \text{ cm} = 109.9 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero positivo

$$As_{(+)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 22$$

$$As_{(+)} = 2 \cdot (3.801) = 7.60 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{7.60 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20 \text{ cm}} = 8.94 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal positivo

$$Mn_{(+)} = As_{(+)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7.60 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(109.9 \text{ cm} - \frac{8.94 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Mn_{(+)} = 3365325.6 \text{ Kg.cm} = 330.14 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último positivo

$$Mu_{(+)} = \emptyset \cdot Mn = 0.9 \cdot 330.14 = 297.13 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.1.4.5 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma interior basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.1.4.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica

“La sección crítica por corte se ubica a una distancia d_v de la cara interna en el apoyo B, esta distancia se la conoce como peralte efectivo por corte del elemento” (Rodríguez Serquén, 2016).

Peralte efectivo

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 107.5 \text{ cm} - \frac{8.94 \text{ cm}}{2} = 103.03 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$0.90d_e = 0.90(107.5 \text{ cm}) = 96.75 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$0.72h = 0.72 \cdot (117 \text{ cm}) = 84.24 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

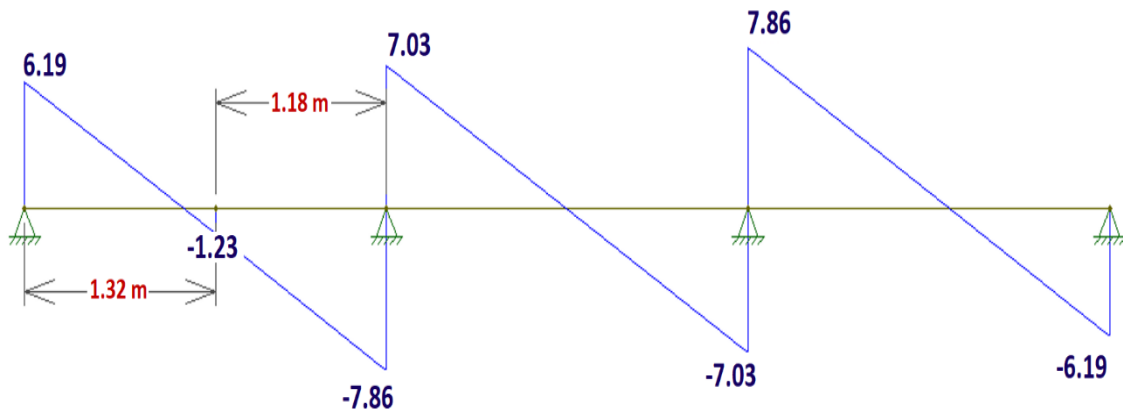
La sección crítica se ubica a una distancia del eje del apoyo:

$$103.03m + 15cm = 118.03 \text{ cm} = 1.18 \text{ m}$$

4.1.4.5.2 Determinación de las Cargas y de V_u .

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.44 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El cortante en la sección crítica es: $V_{DC} = 1.23 \text{ kN}$

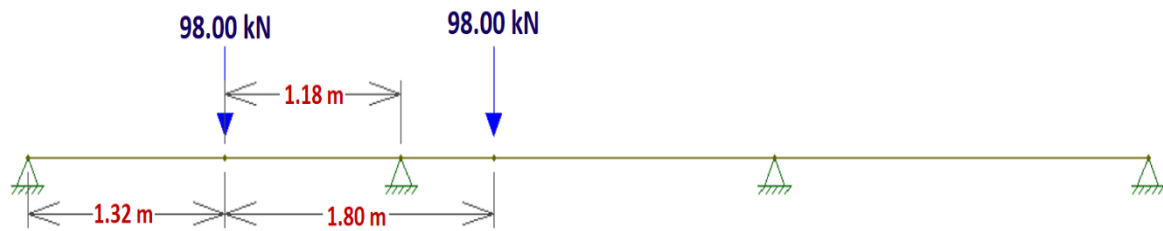
Carga por superficie de rodadura (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

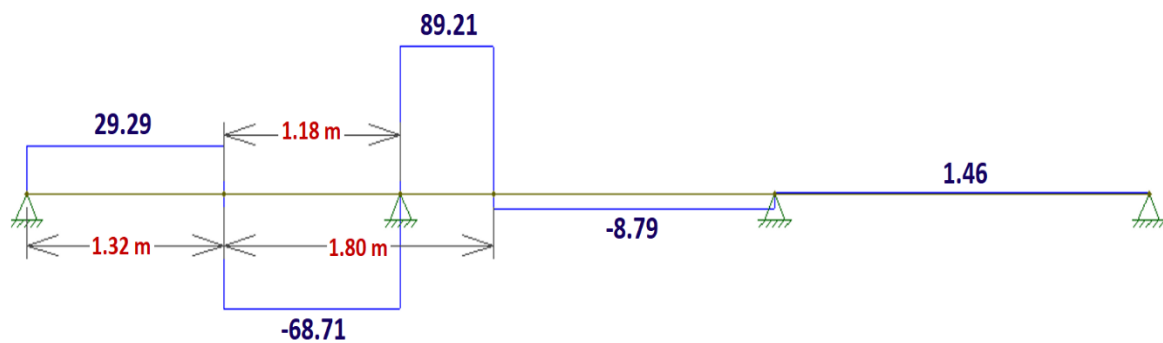
Se coloca el tren de cargas en la posición de la sección crítica, de esta manera usando un software apropiado se determina el cortante, tanto para un carril y dos carriles cargados. Para este caso resulta con un carril cargado.

FIGURA 4.45 Posición del tren de cargas en la sección crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.46 Cortante en el diafragma debido a carga viva.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$V_{LL(1.18)} = 68.71 \text{ kN}$$

$$V_{(LL+IM)} = 68.71 \text{ kN} \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 109.66 \text{ kN}$$

Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara derecha de B

$$V_U = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] = 1 [1.25 (1.23) + 1.75 (109.66)] =$$

$$193.44 \text{ kN (Actúa)}$$

Esfuerzo cortante resistente en el diafragma interior según los planos estructurales.

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ ” (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.20\text{m} \cdot 1.18\text{m} = 0.236\text{MN} = 236 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $1E\emptyset 10@20cm$, por lo tanto, $A_v = 2 \cdot 0.7854 \text{ cm}^2 = 1.5708 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{1.5708 \text{ cm}^2 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 118 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 389.24 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s = 236 \text{ kN} + 389.84 \text{ kN} = 625.84 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21 \text{ MPa} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 1.18 \text{ m} = 1.24 \text{ MN}$$

$$V_n = 1240 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$V_n = 625.84$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 625.84 = 563.26 \text{ kN (Resiste)}$$

4.1.5 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA DE APOYO

4.1.5.1 Base y Altura del diafragma

La base del diafragma es de 25 cm, mientras que la altura es de 0.95 m.

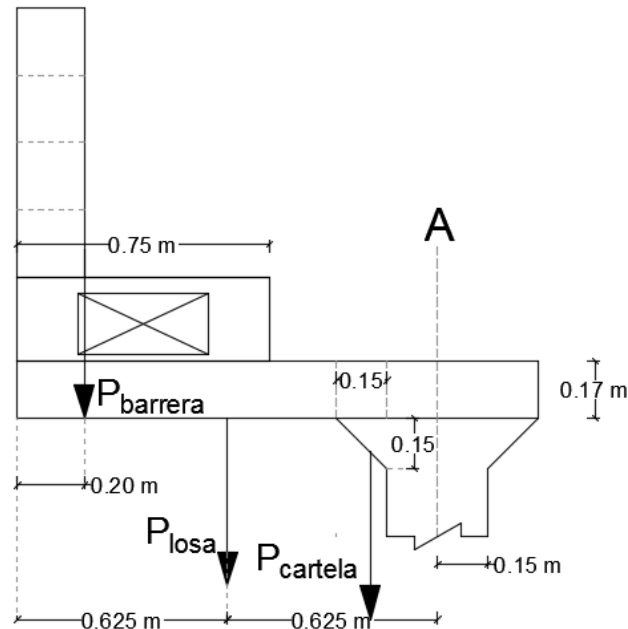
4.1.5.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente estado límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [(1.25)DC + 1.75(LL + IM)]$$

4.1.5.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en el diafragma de apoyo basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

FIGURA 4.47 Posición de cargas para momentos en volado



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.5.3.1 Momento negativo de flexión en A por cargas

Cargas Muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{barrera} = \text{Peso barrera} \cdot \text{ancho diafragma} = 2.97 \frac{kN}{m} \cdot 0.25m = 0.74 kN$$

$$P_{losa} = 0.17m \cdot 1.10m \cdot 0.25m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 1.12 kN$$

$$P_{cartela} = 0.5 \cdot 0.15m \cdot 0.15m \cdot 0.25m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.068 kN$$

$$P_{total} = 0.74 kN + 1.12 kN + 0.068 kN = 1.93 kN$$

4.1.5.3.2 Momentos en el eje A debido al volado:

$$M_{barrera} = 0.74kN \cdot (1.25 - 0.20)m = 0.78 kN \cdot m$$

$$M_{losa} = 1.12kN \cdot (1.25 - 0.625m) = 0.70 kN \cdot m$$

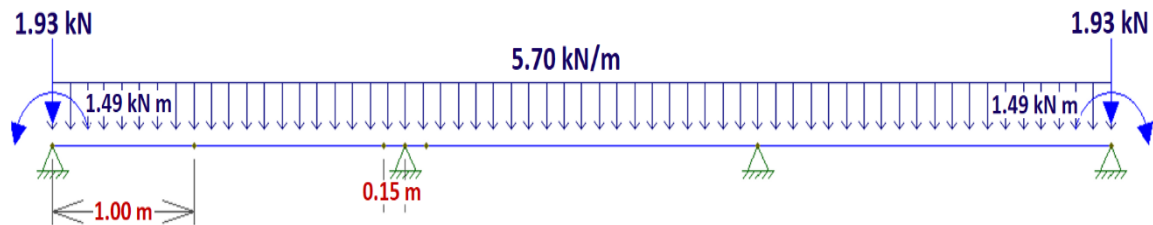
$$M_{cartela} = 0.068kN \cdot \left(\frac{0.15}{3} + 0.15 \right) m = 0.014 kN \cdot m$$

$$M_{total} = 0.78kN \cdot m + 0.70kN \cdot m + 0.014kN \cdot m = 1.49 kN \cdot m$$

“Carga distribuida por el peso propio del diafragma”

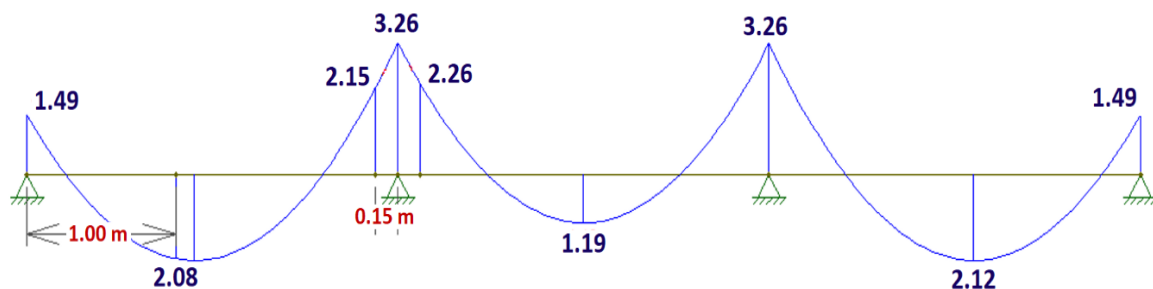
$$W_{diaf} = 0.25m \cdot 0.95m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 5.7 \frac{kN}{m}$$

FIGURA 4.48 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.49 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Se toma el momento a la izquierda del apoyo B por ser el más desfavorable en el cálculo de la losa, además se aplica “el factor de presencia múltiple 1.2, para un carril cargado”, el cual fue el que resulto más desfavorable en el diseño de la losa (literal 4.1.1.3.3)

$$M_{(LL+IM)} = -32.83 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = -52.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Combinación crítica para momento negativo

“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B”

$$M_u = 1[1.25 (-2.15) + 1.75 (-52.40)] = -94.40 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

4.1.5.3 Momento de flexión positivo a 0.4L del apoyo A por cargas

Carga Muerta (DC)

De la FIGURA 4.49 a 1.0m (0.4L) del apoyo se produce el momento máximo.

$$M_{DC} = 2.08 \text{ kN.m}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

“Considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva, lo cual es conservador, y tomando el momento positivo en el cálculo de la losa por carga viva a 0.4L del apoyo. Ese momento resultó ser para 1 carril cargado y el valor de 54.72 kN.m y ya tiene incluido el factor de presencia múltiple de 1.2. Por lo tanto, solo tiene que afectarse por el factor de carga dinámica de 1.33”.

$$M_{(LL+IM)} = 54.72 \cdot 1.33 = 72.78 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento positivo

“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B”

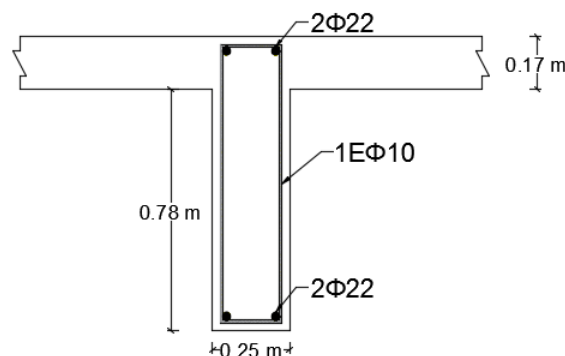
$$M_u = 1[1.25 (2.08) + 1.75 (72.78)] = 129.97 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.1.5.4 Momentos resistentes a flexión en el diafragma de apoyo según los planos estructurales

La distribución del acero en losa se presenta en la

FIGURA 4.50.

FIGURA 4.50 Distribución del acero en el diafragma de apoyo



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.5.4.1 Cálculo del momento negativo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero negativo de $2\emptyset 22mm$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{acero\ losa(-)} + \emptyset_{est} + \frac{\emptyset_{diaf}}{2}$$

$$z = 5cm + 1.4cm + 1.0cm + \frac{2.2cm}{2} = 9.5\ cm$$

$$d = 95cm - 9.5cm = 85.5\ cm$$

Cálculo del área del acero negativo

$$As_{(-)} = \#varillas \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 22$$

$$As_{(-)} = 2 \cdot (3.801) = 7.60\ cm^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{7.60\ cm^2 \cdot 4200\ \frac{kg}{cm^2}}{0.85 \cdot 210\ \frac{kg}{cm^2} \cdot 25\ cm} = 7.15\ cm$$

Cálculo del momento nominal negativo

$$Mn_{(-)} = As_{(-)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 7.60\ cm^2 \cdot 4200\ \frac{kg}{cm^2} \left(85.5cm - \frac{7.15cm}{2}\right)$$

$$Mn_{(-)} = 2615046\ Kg \cdot cm = 256.54\ kN \cdot m$$

Cálculo del momento último negativo

$$Mu_{(-)} = \emptyset \cdot Mn = 0.9 \cdot 256.54 = 230.89\ kN \cdot m\ (Resiste)$$

4.1.5.4.2 Cálculo del momento positivo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero positivo de $2\emptyset 22mm$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{est} + \frac{\emptyset_{diaf}}{2}$$

$$z = 5 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + \frac{2.2 \text{ cm}}{2} = 7.10 \text{ cm}$$

$$d = 95 \text{ cm} - 7.1 \text{ cm} = 87.9 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero positivo

$$A_{s(+)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 22$$

$$A_{s(+)} = 2 \cdot (3.801) = 7.60 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{7.60 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25 \text{ cm}} = 7.15 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal positivo

$$Mn_{(+)} = A_{s(+)} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 7.60 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(87.9 \text{ cm} - \frac{7.15 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Mn_{(+)} = 2691654 \text{ Kg. cm} = 264.05 \text{ kN. m}$$

Cálculo del momento último positivo

$$Mu_{(+)} = 0.9 \cdot Mn = 0.9 \cdot 264.05 = 237.65 \text{ kN (Resiste)}$$

4.1.5.5 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma de apoyo basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.1.5.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica

“La sección crítica por corte de ubica a una distancia d_v de la cara interna en el apoyo B, esta distancia se la conoce como peralte efectivo por corte del elemento” (Rodríguez Serquén, 2016).

Peralte efectivo

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 85.5 \text{ cm} - \frac{7.15 \text{ cm}}{2} = 81.93 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$0.90d_e = 0.90(81.93 \text{ m}) = 73.74 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$0.72h = 0.72 \cdot (95 \text{ cm}) = 68.4 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

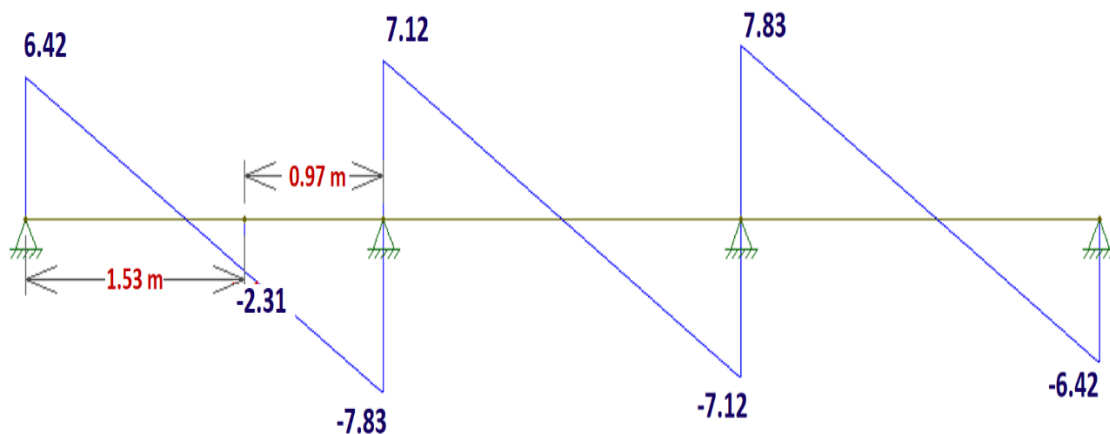
La sección crítica se ubica a una distancia del eje del apoyo:

$$81.93\text{cm} + 15\text{cm} = 96.93\text{ cm} = 0.97\text{ m}$$

4.1.5.5.2 Determinación de las Cargas y de V_u .

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.51 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El cortante en la sección crítica es: $V_{DC} = 2.31\text{ kN}$

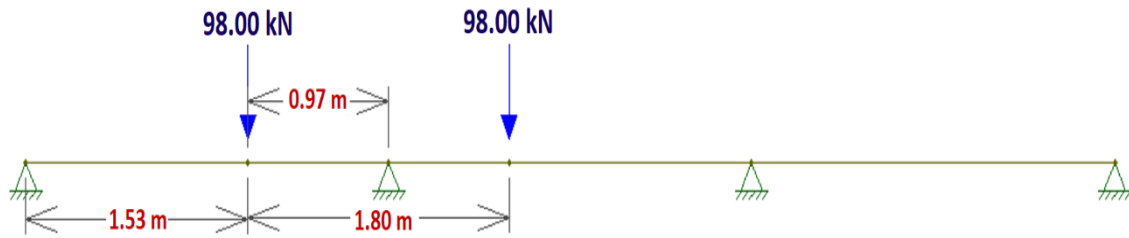
Carga por superficie de rodadura (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

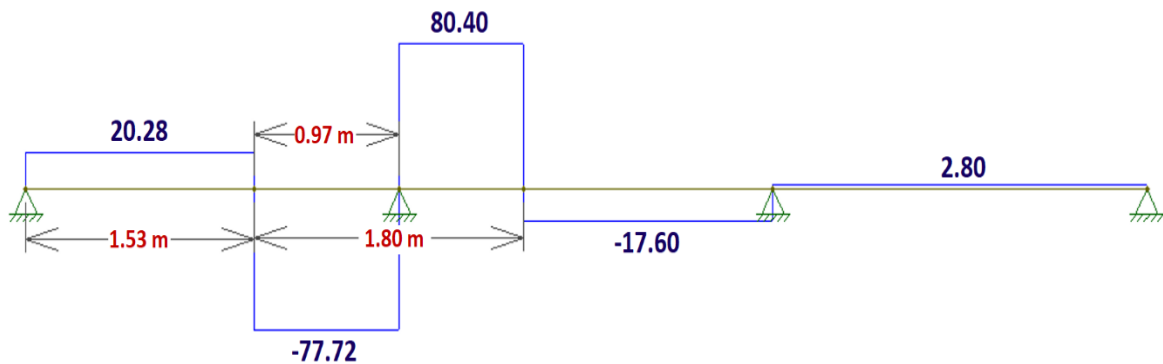
Se coloca el tren de cargas en la posición de la sección crítica, de esta manera usando un software apropiado se determina el cortante, tanto para un carril y dos carriles cargados. Para este caso resulta con un carril cargado.

FIGURA 4.52 Posición del tren de cargas en la sección crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.53 Cortante en el diafragma debido a carga viva.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$V_{LL(0.97)} = 77.72 \text{ kN}$$

$$V_{(LL+IM)} = 77.72 \text{ kN} \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 124.04 \text{ kN}$$

Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$V_U = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] = 1 [1.25 (2.31) + 1.75 (124.04)]$$

$$V_U = 219.96 \text{ kN (Actúa)}$$

4.1.5.6 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma de apoyo basado en los planos estructurales.

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ ” (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.97 \text{ m} = 0.1845 \text{ MN} = 184.5 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $1E\emptyset 10@20cm$, por lo tanto, $A_v = 2 \cdot 0.7854 \text{ cm}^2 = 1.571 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{1.571 \text{ cm}^2 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 97 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 320.01 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s = 184.5 \text{ kN} + 320.01 \text{ kN} = 504.51 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21 \text{ MPa} \cdot 0.25 \text{ m} \cdot 0.97 \text{ m} = 1.2731 \text{ MN}$$

$$V_n = 1273.1 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$V_n = 504.51 \text{ kN}$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 504.51 = 454.06 \text{ kN (Resiste)}$$

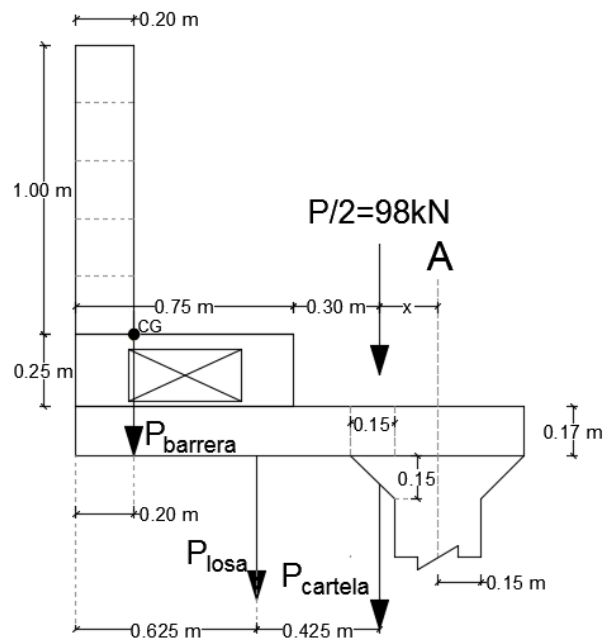
4.1.6 REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

“Se trabajará con los siguientes estados límite

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$\text{Evento Extremo II: } U = \eta_i [1.25DC + 1.50DW + 0.5(LL + IM) + 1.0CT]”$$

FIGURA 4.54 Barrera a utilizar y distribución de cargas en volado



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.1.6.1 Momentos de flexión por cargas

Se realizará el diseño para una franja de 1m de ancho.

Carga Muerta (DC)

$$W_{losa} = 0.17m \cdot 1m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 4.08 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = \frac{4.08 \frac{kN}{m} \cdot (1.10m)^2}{2} = 2.47 kN.m$$

$$W_{cartela} = 0.5 \cdot 0.15m \cdot 0.15m \cdot 1m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.27 kN$$

$$M_{DC2} = 0.27kN \cdot \frac{0.15m}{3} = 0.014 kN.m$$

$$W_{barrera} = 2.97 kN$$

$$M_{DC3} = 2.97 \cdot (1.10 - 0.20) = 2.67 kN.m$$

$$M_{DC} = 2.47kN.m + 0.014kN.m + 2.67kN.m = 5.15 kN.m$$

Superficie de Rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asfalto} = 0.05m \cdot 1.0m \cdot 22.06 \frac{kN}{m^3} = 1.10 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = \frac{1.1 \cdot 0.35^2}{2} = 0.067 kN.m$$

Carga Viva

Se toma la ecuación de la TABLA 4.2.

$$E = 1140 + 0.833X = 1140 + (0.833 \cdot 200) = 1306.6 mm = 1.31 m$$

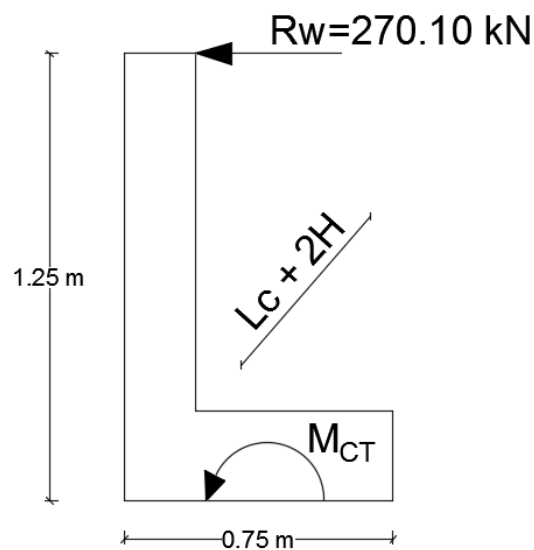
$$M_{(LL+IM)} = \frac{98 \cdot 1.2 \cdot 1.33}{1.31} \cdot 0.05 = 5.97 kN.m$$

Colisión Vehicular CT

Para este tipo de barreras, del diseño de las barreras se obtiene:

$$R_w = 270.10 kN \quad y \quad L_c = 2.35 m$$

FIGURA 4.55 Cargas para colisión vehicular en la barrera



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$M_{CT} = \left(\frac{R_w}{L_c + 2H} \right) H = \left(\frac{270.10 kN}{2.35m + 2 \cdot 1.25m} \right) \cdot 1.25m = 69.61 kN.m$$

“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$ ”.

$$U = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_U = 1[1.25 (5.15) + 1.5 (0.067) + 1.75 (5.97)] = 17 kN.m \text{ (Actúa)}$$

4.1.6.2 Cálculo del momento ultimo resistente actuando en el volado de la losa según los planos estructurales.

El armado estructural de la losa del volado tiene en la parte superior $\emptyset 14mm@0.20m$. y en la inferior $1\emptyset 16mm@0.19m$. con recubrimiento de 5 cm.

Volado parte superior

$$A_{s(-)} = \frac{1.5393cm^2}{0.20m} = 7.70 \frac{cm^2}{m}$$

Se usa un recubrimiento neto de 5 cm.

$$z = 5 + \frac{1.4}{2} = 5.7cm \quad d = 17 - 5.7 = 11.3 cm$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{7.70 \cdot 420}{0.85 \cdot 21 \cdot 100} = 1.81 cm$$

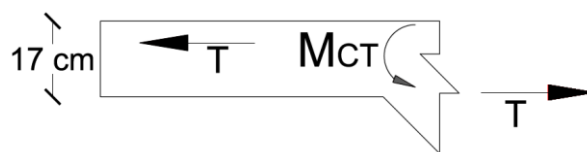
$$\emptyset \cdot M_n = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad \emptyset = 1 \text{ (Caso Evento Extremo)}$$

$$\emptyset \cdot M_n = 1 \cdot 7.70 \cdot 42 \cdot \left(11.3 - \frac{1.81}{2} \right) = 3361.74 \text{ kN.cm}$$

$$\emptyset \cdot M_n = 33.62 \text{ kN.m}$$

Este momento debe de ser reducido por la fuerza de tensión axial ejercida por la colisión del volado.

FIGURA 4.56 Tensión de Colisión en el Volado.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$T = P_u = \frac{R_w}{Lc + 2H} = \frac{270.10 \text{ kN}}{2.35m + 2 \cdot 1.25m} = 55.69 \frac{kN}{m}$$

“Se procede a resolver como un caso de momento a flexión y tensión combinados”:

$$\frac{P_u}{\emptyset \cdot P_n} + \frac{M_u}{\emptyset \cdot M_n} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad M_u = \emptyset \cdot M_n \left(1 - \frac{P_u}{\emptyset \cdot P_n} \right)$$

Se parte de colocar en la parte inferior del volado el mismo acero que resultó del cálculo del acero en la losa, pues sería la mejor forma de construir.

$$A_{st} = A_{S(-)} + A_{S(+)} = \frac{1.5393 \text{ cm}^2}{0.20 \text{ m}} + \frac{2.0106 \text{ cm}^2}{0.19 \text{ m}}$$

$$A_{st} = 18.29 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Se va a dividir el área de la barra de acero entre el espaciamiento para obtener la cantidad de acero usada en un ancho de 1 m.

$$P_u = T = 55.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\phi \cdot P_n = \phi \cdot A_{st} \cdot f_y = 1 \cdot 18.29 \cdot 42 = 767.70 \text{ kN}$$

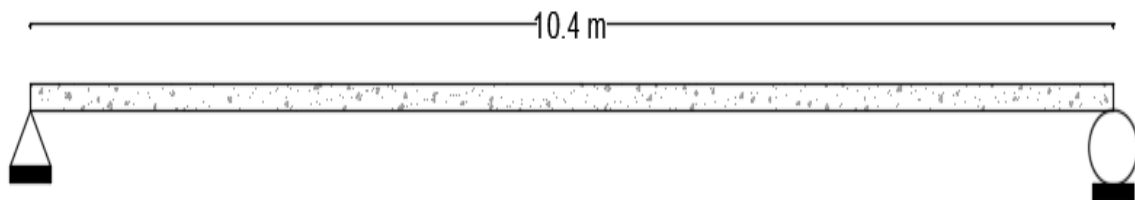
$$\phi M_n = 33.62 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 33.62 \cdot \left(1 - \frac{55.69}{767.70}\right) = 31.18 \text{ kN.m (Resistente)}$$

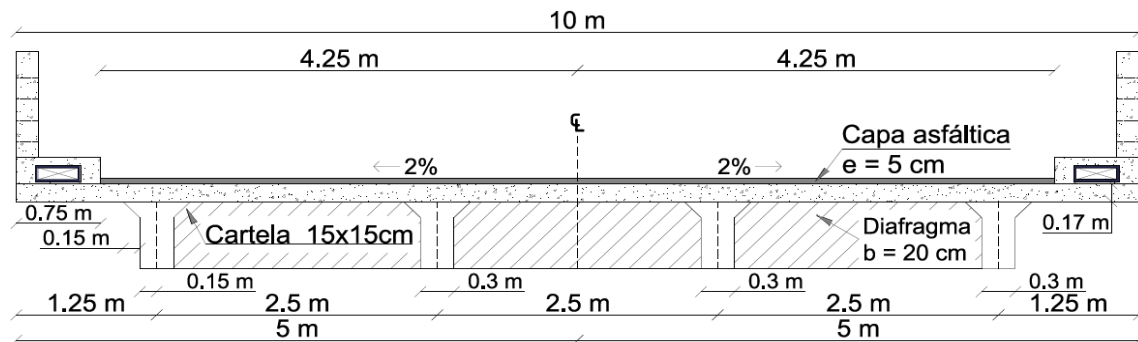
4.2 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES DEL PUENTE VIGA LOSA DE 10.4 m.

Se procede a realizar la revisión del tablero, las vigas principales, diafragmas y la losa en voladizo del puente, este posee dos carriles de circulación y la separación entre ejes es de 2.5 m. El puente está construido de hormigón $f'_c = 21 \text{ MPa}$ y acero $f_y = 420 \text{ MPa}$.

FIGURA 4.57 Puente losa sobre vigas



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.58 Sección Transversal del puente sobre el Río Mocora

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.1 REVISIÓN DE MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN EN LA LOSA DEL TABLERO DE 10.4 M.

4.2.1.1 Anchos de vigas y espesor de losa

El ancho de las vigas interiores como exteriores es de 30 cm, mientras que el espesor de la losa de los tableros incluyendo voladizos es de 17 cm.

4.2.1.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i[(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

4.2.1.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la losa según la norma AASHTO LRFD, 2017.

Para los momentos por cargas a flexión se utiliza los resultados del literal 4.1.1, debido a que el armado de la losa no cambia a lo largo del puente, por este motivo los momentos a flexión van a ser los mismos.

4.2.2 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL INTERIOR.

4.2.2.1 Base y Altura de la viga

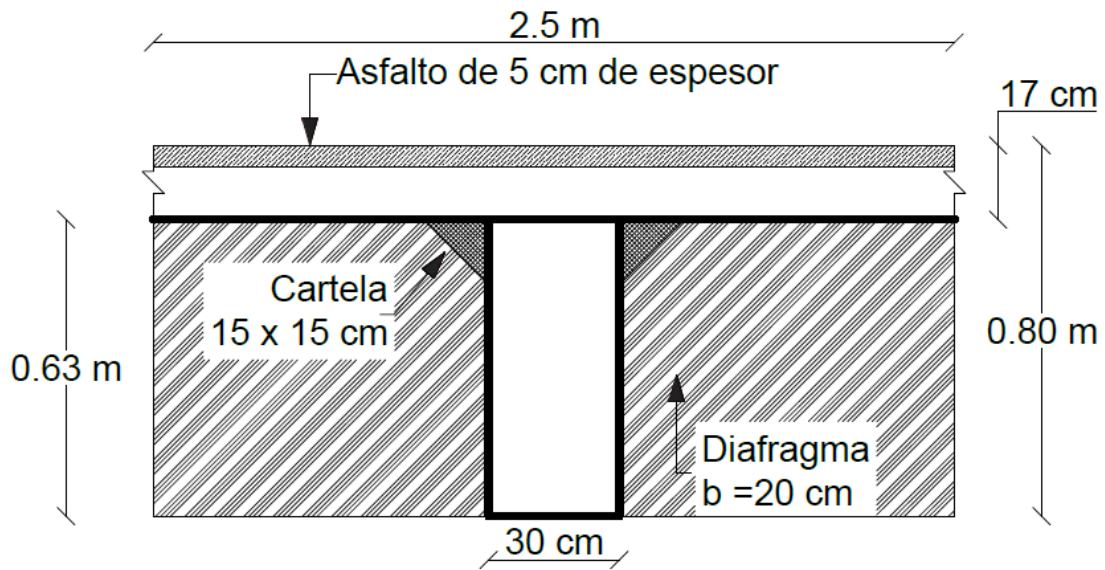
La base de la viga principal interior es de 30 cm, mientras la altura es de 0.80 m.

4.2.2.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i[(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

FIGURA 4.59 Viga “T” principal interior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.2.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la viga principal interior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.2.2.3.1 Cálculo del momento actuante por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal interior.

“Todos los momentos se van a calcular a la distancia de 0.72 m del centro de luz o a 4.48 m desde el apoyo”.

Carga Muerta (DC)

- Cargas Distribuidas

$$W_{losa} = 0.17m \cdot 2.5m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 10.2 \frac{kN}{m}$$

$$W_{viga} = (0.80m - 0.17m) \cdot 0.30m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 4.54 \frac{kN}{m}$$

$$W_{cartelas} = 2(0.5 \cdot 0.15 \cdot 0.15) \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.54 \frac{kN}{m}$$

$$W_{DC} = 10.2 + 4.54 + 0.54 = 15.28 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = 15.28 \frac{kN}{m} \cdot 5.2 m \cdot 4.48m - 15.28 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(4.48 m)^2}{2} = 202.63 kN \cdot m$$

- **Cargas Puntuales**

Existen 3 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y uno en el centro del tablero, cada uno separado 5.2 m.

$$P_{Diagrafma} = (0.80 - 0.17)m \cdot (2.5 - 0.30)m \cdot (0.20m) \left(24 \frac{kN}{m^3}\right)$$

$$P_{Diagrafma} = 6.65 \text{ kN}$$

$$M_{DC2} = \left(\frac{6.65 \text{ kN}}{2}\right) (4.48m) = 14.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 202.63 \text{ kN.m} + 14.90 \text{ kN.m} = 217.53 \text{ kN.m}$$

Cargas por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 0.05m \cdot 2.5m \cdot 22.06 \frac{kN}{m^3} = 2.76 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DW} = 2.76 \frac{kN}{m} \cdot 5.2m \cdot 4.48m - 2.76 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(4.48m)^2}{2} = 36.60 \text{ kN.m}$$

Cargas viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Para calcular el momento generado por el camión de diseño, se procede a utilizar la tabla del ANEXO 1 de (Borja Salazar & Taipei Anasi, 2017).

TABLA 4.7 Momentos y reacciones máximas en tramos simplemente apoyados para una carga de camión MTOP y/o Tándem

MOMENTO POR CARGA DE CAMIÓN (MTOP) O TÁNDEM (T.m)					
d = distancia desde el apoyo; C= Camión; T = Tándem					
Luz (m)	d(m)	Más desfavorable, Camión o Tándem	Momento que Predomina	Momento carga de carril	M (LL+IM) IM= 0.33
10	4.7	T	56.33	11.88	86.79
11	4.78	C	72.1	14.12	110.02

FUENTE: (Borja Salazar & Taipei Anasi, 2017)

Para este caso, se va a realizar una interpolación para hallar el momento $M_{(LL+IM)}$ del tablero de 10.4 m.

$$M_{(LL+IM)} = 86.79 + \left(\frac{110.02 - 86.79}{11 - 10} \cdot (10.4 - 10)\right)$$

$$M_{(LL+IM)} = 96.08 \text{ T.m} \approx 942.54 \text{ kN.m a } 0.72m \text{ del centro de luz}$$

Distribución de cargas vivas

Para realizar la distribución de las cargas vivas se recurrirá al ANEXO NO.1 en donde se encontrarán las ecuaciones y sus respectivos casos.

Caso de un carril cargado

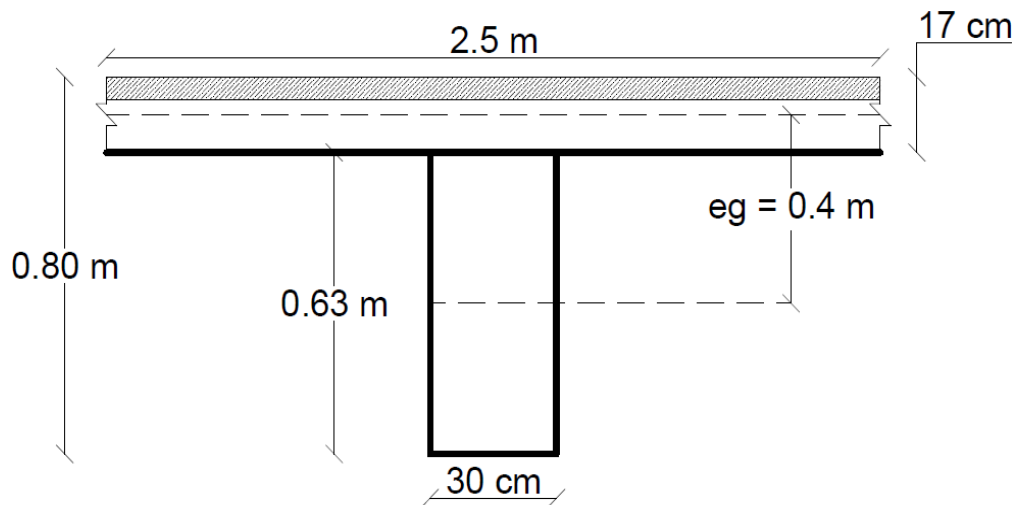
$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$n = \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1 \text{ tienen el mismo material} \quad eg = \left(\frac{0.63}{2}\right) + \left(\frac{0.17}{2}\right) = 0.4 \text{ m}$$

$$I_{viga} = \frac{0.30 \cdot 0.63^3}{12} = 0.0063 \text{ m}^4 \quad A_{viga} = 0.30 \cdot 0.63 = 0.19 \text{ m}^2$$

“La distancia entre el centro de gravedad de la viga y la losa se la conoce como eg”.

FIGURA 4.60 Viga “T” (Propiedades)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$K_g = n(I_{viga} + A_{viga} \cdot eg^2) = 1[0.0063 + 0.19 \cdot 0.4^2] = 0.037 \text{ m}^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{0.037}{10.4 \cdot 0.17^3}\right)^{0.1} = 0.97$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2500}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2500}{10400}\right)^{0.3} 0.97 = 0.57$$

Caso de dos carriles cargados

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{Kg}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2500}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2500}{10400}\right)^{0.2} \cdot 0.97 = 0.74 \text{ (Crítico)}$$

Siendo g crítico igual a 0.74, por lo tanto, se tiene:

$$M_{(LL+IM)} = 0.74 \cdot 942.54 \text{ kN.m} = 697.48 \text{ kN.m}$$

TABLA 4.8 Resumen de momentos positivos

Carga	M (+) (kN.m)	g	
		Resistencia I	Fatiga I
DC	217.53	1.25	0
DW	36.60	1.5	0
LL+IM	697.48	1.75	1.5

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“Para el Estado Límite de Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$ ”.

$$M_u = 1[1.25 (217.53) + 1.5 (36.60) + 1.75 (697.48)] = 1547.40 \text{ kN.m (Actúa)}$$

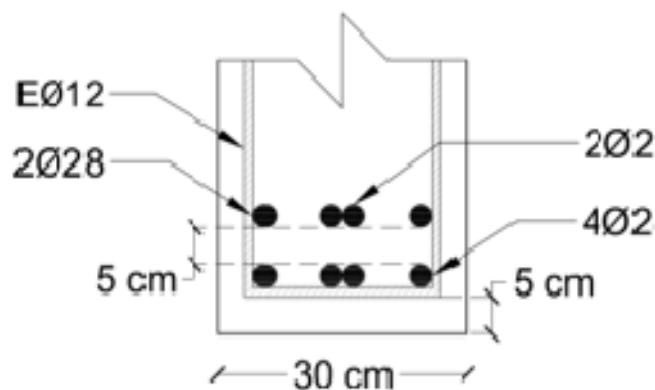
4.2.2.4 Momentos resistentes a flexión presente en la viga principal interior según los planos estructurales

4.2.2.4.1 Cálculo del momento resistente por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal.

Con el armado estructural mostrado en la FIGURA 4.61 se procede a calcular el momento actuante en la viga debido al acero principal, tomando en cuenta 5 cm de recubrimiento.

Cálculo del peralte efectivo de la viga interior

FIGURA 4.61 Distribución de aceros en la viga principal interior.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se realiza el cálculo del centroide de las varillas en tracción para determinar el peralte efectivo “d”.

$$8A(z) = 4A(7.6) + 2A(15.4) + 2A(15.25)$$

$$z = \frac{91.7A}{8A} = 11.50 \text{ cm}$$

$$d = h - z = 80\text{cm} - 11.50\text{cm} = 68.50 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero y ancho efectivo

$$A_s = \left(6 \cdot \frac{\pi \cdot 2.8^2}{4}\right) + \left(2 \cdot \frac{\pi \cdot 2.5^2}{4}\right) = 46.76 \text{ cm}^2$$

$$b_{eff} = b = 2.5 \text{ m}$$

Cálculo del bloque de compresión

$$a = \beta_1 \cdot c \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{46.76\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 0.85 \cdot 250\text{cm}} = 5.18 \text{ cm}$$

$$a = 0.85 \cdot 5.18 \text{ cm} = 4.40 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 46.76\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(68.50\text{cm} - \frac{4.40\text{cm}}{2}\right)$$

$$M_n = 13020789.60 \text{ Kg.cm} = 1277.34 \text{ kN.m}$$

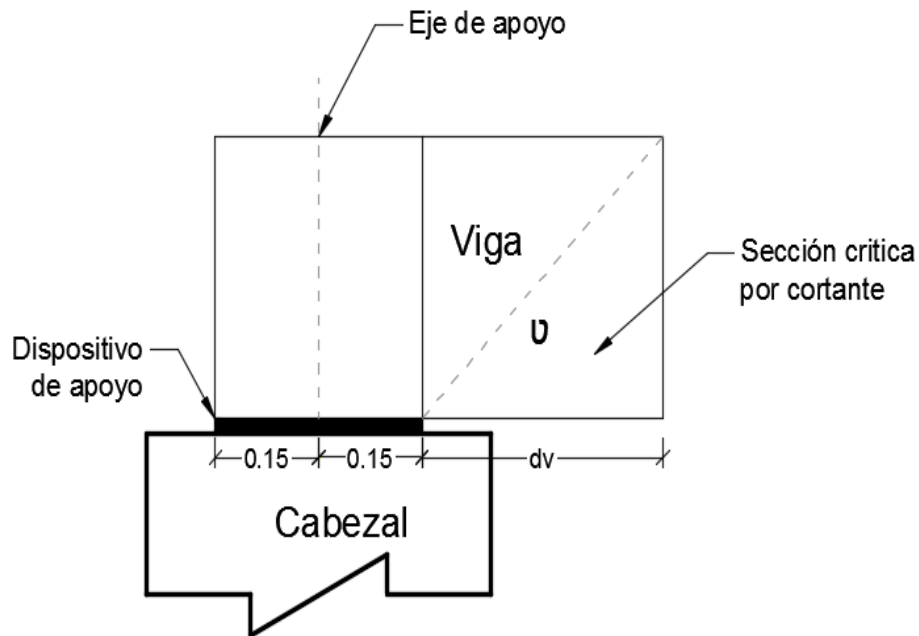
Cálculo del momento último resistente

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 1277.34 = 1149.61 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.2.2.5 Esfuerzo cortante que está actuando en la viga principal interior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

“Cuando la reacción del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia “dv” desde la cara interna del apoyo” (Rodríguez Serquén, 2016).

FIGURA 4.62 Sección crítica por corte.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.2.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica.

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 68.50 - \frac{4.40}{2} = 66.30 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor de:

$$0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 68.50 = 61.65 \text{ cm OK}$$

$$0.72 \cdot h = 0.72 \cdot 80 = 57.6 \text{ cm OK}$$

“La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo”:

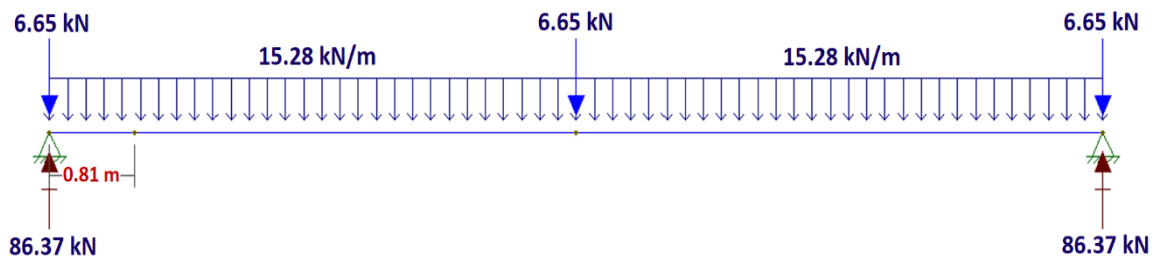
$$0.15\text{m} + 0.663\text{m} = 0.81 \text{ m}$$

4.2.2.5.2 Determinación de las cargas y de V_u

Carga Muerta (DC)

$$W_{DC} = 15.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \text{ y } P_{\text{Diagrama}} = 6.65 \text{ kN}$$

FIGURA 4.63 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

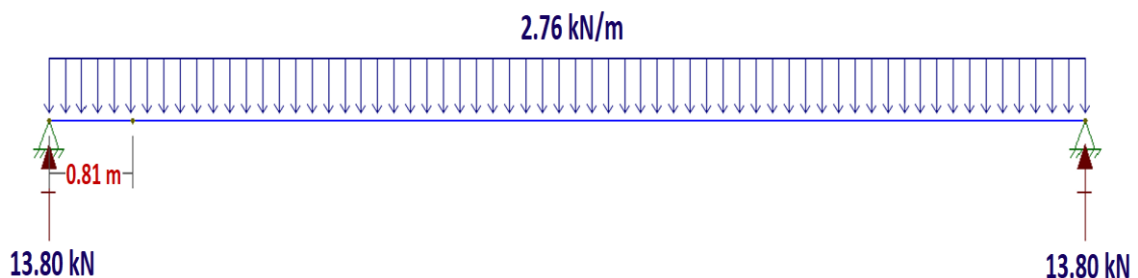
$$R_{Ay} = R_{By} = 86.37 \text{ kN}$$

$$V_{DC} = (86.37 - 6.65 \text{ kN}) - 0.81 \text{ m} \left(15.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 67.34 \text{ kN}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 2.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

FIGURA 4.64 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

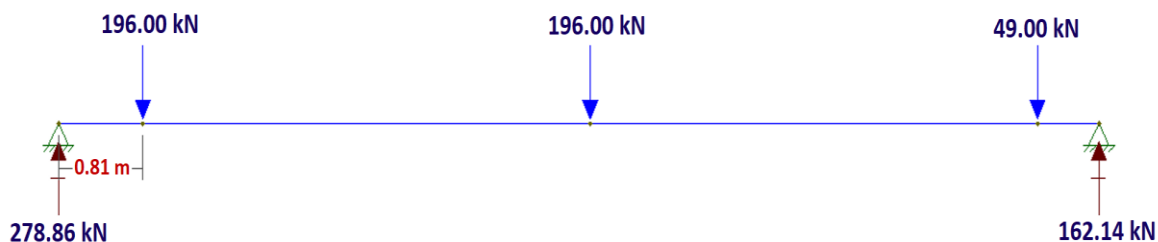
$$R_{Ay} = R_{By} = 13.80 \text{ kN}$$

$$V_{DW} = 13.80 \text{ kN} - 0.81 \text{ m} \left(2.76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \right) = 11.56 \text{ kN}$$

CARGA VIVA

Camión de diseño

FIGURA 4.65 Posición del camión para sección crítica de corte



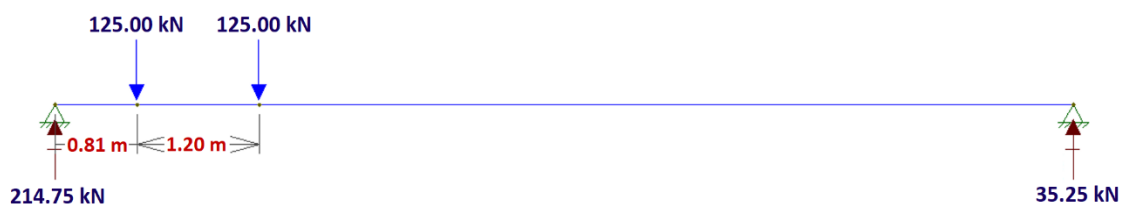
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 278.86 \text{ kN} \quad R_{By} = 162.14 \text{ kN}$$

$$V = 278.86 \text{ kN}$$

Tándem de diseño

FIGURA 4.66 Posición del tándem para sección crítica de corte



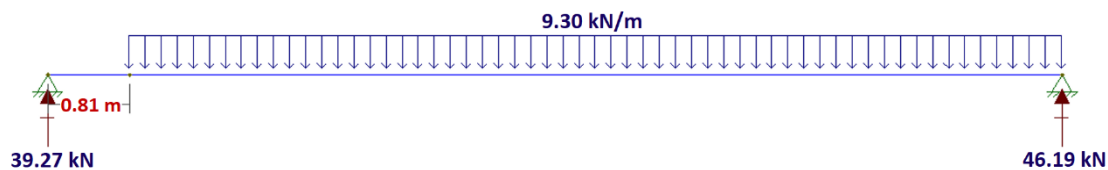
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 214.75 \text{ kN} \quad R_{By} = 35.25 \text{ kN}$$

$$V = 214.75 \text{ kN}$$

Carga de carril

FIGURA 4.67 Reacciones en viga debido a Carga de Carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 39.27 \text{ kN} \quad R_{By} = 46.19 \text{ kN}$$

$$V = 39.27 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la combinación más desfavorable es el camión más la carga de carril.

$$V_{LL+IM} = 1.33 \cdot 278.86 \text{ kN} + 39.27 \text{ kN} = 410.15 \text{ kN}$$

Distribución de cargas vivas

“El cálculo de “g” para realizar la distribución de las cargas vivas por cortante se lo realizó en el literal 4.1.2.5.2 de este documento, por lo tanto, se tiene”

Caso de un carril cargado: $g = 0.69$

Caso de dos carriles cargados: $g = 0.84$ (crítico)

El valor más crítico será el mayor valor entre los dos casos, por lo tanto, es $g = 0.84$. Entonces se tiene:

$$V_{LL+IM} = 0.84 \cdot 410.15 \text{ kN} = 344.53 \text{ kN}$$

Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$$V_u = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 1 [1.25 (67.34) + 1.5 (11.56) + 1.75 (344.53)] = 704.44 \text{ kN (Actúa)}$$

4.2.2.6 Esfuerzo cortante resistente en la viga principal interior según los planos estructurales.

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.30\text{m} \cdot 0.6634 = 0.151\text{MN} = 151 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $2E\emptyset 12@14cm$, por lo tanto, $A_v = 4 \cdot 1.131 \text{ cm}^2 = 4.524 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{4.524 \text{ cm}^2 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 66.3 \text{ cm}}{14 \text{ cm}} = 899.82 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s = 151 \text{ kN} + 899.82 \text{ kN} = 1050.82 \text{ kN}$$

$$V_n = 0.25 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21 \text{ MPa} \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.663 \text{ m} = 1.0442 \text{ MN}$$

$$V_n = 1044.2 \text{ kN}$$

Por lo tanto:

$$V_n = 1044.2 \text{ kN}$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \emptyset \cdot V_n \quad \emptyset = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 1044.2 = 939.78 \text{ kN (Resiste)}$$

4.2.3 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN LA VIGA PRINCIPAL EXTERIOR.

4.2.3.1 Base y Altura de la viga

La base de la viga principal interior es de 30 cm, mientras la altura es de 80 cm.

4.2.3.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [(1.25 \text{ o } 0.90)DC + (1.50 \text{ o } 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$$

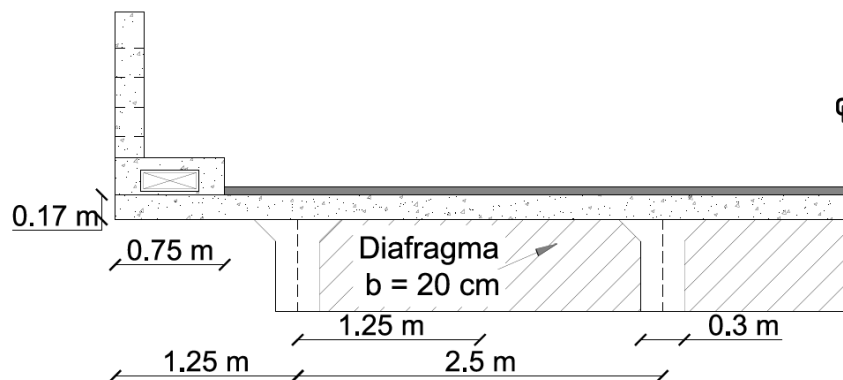
4.2.3.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en la viga principal exterior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.2.3.3.1 Cálculo del momento actuante por Estado Límite de Resistencia I presente en la viga principal exterior.

“Todos los momentos se van a calcular a la distancia de 0.72 m del centro de luz o a 4.48 m desde el apoyo”.

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.68 Viga Principal Exterior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

• Cargas Distribuidas

Se usará el peso de la losa, barrera, viga y cartelas que se determinaron en el diseño de la viga interior (literal 4.2.2.3.1).

$$W_{losa} = 10.2 \frac{kN}{m^3}; W_{viga} = 4.54 \frac{kN}{m^3}; W_{cartelas} = 0.54 \frac{kN}{m^3}; W_{barrera} = 2.97 kN$$

$$W_{DC} = 10.2 + 5.54 + 0.54 + 2.97 = 18.24 \frac{kN}{m}$$

$$M_{DC1} = 18.24 \frac{kN}{m} \cdot 5.2m \cdot 4.48m - 18.24 \frac{kN}{m} \cdot \frac{(4.48m)^2m}{2} = 241.88 kN \cdot m$$

• Cargas Puntuales

Existen 3 diafragmas, de los cuales dos se encuentran en los apoyos y uno en el medio del tablero, cada uno separados 5.2 m entre ellos, se tiene:

$$P_{Diafragma} = (0.80 - 0.17)m \cdot (1.25 - 0.15)m \cdot (0.20m) \left(24 \frac{kN}{m^3} \right) = 3.33 kN$$

$$M_{DC2} = \left(\frac{3.33 \text{ kN}}{2} \right) (4.48\text{m}) = 7.46 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 241.88\text{kN}\cdot\text{m} + 7.46\text{kN}\cdot\text{m} = 249.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

$$W_{asf} = 0.05\text{m} \cdot (2.5 - 0.75)\text{m} \cdot 22.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} = 1.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 5.2\text{m} \cdot 4.48\text{m} - 1.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{(4.48 \text{ m})^2}{2} = 25.59 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cargas viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Para calcular el momento generado por el camión de diseño, se procede a utilizar la TABLA 4.8 **Resumen de momentos positivos**

Por lo tanto, se tiene:

$$M_{(LL+IM)} = 71.10 \text{ T}\cdot\text{m} \approx 697.48 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ a } 0.72\text{m} \text{ del centro de luz}$$

Distribución de cargas vivas

El cálculo de “g” para un carril cargado, dos carriles cargados es igual al tablero de 18.4 m (Sección 4.1.3.3.1), por lo tanto, se tiene:

Un carril de diseño cargado (regla de la palanca)

$$g = 0.72 \text{ (Crítico)}$$

Dos carriles cargados

$$g = 0.69$$

Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados

“El cálculo de “g” para un carril cargado, dos carriles cargados es igual al tablero de 18.4 m (Sección 4.1.3.3.1), por lo tanto, se tiene”:

Un carril cargado

$$g = 0.70$$

Dos carriles cargados

$$g = 0.65$$

El factor de distribución crítico es: $g = 0.72$

“Para el estado límite de Resistencia I, se escoge el factor de distribución crítico”.

$$M_{(LL+IM)} = 697.48 \text{ kN.m} \cdot 0.72 = 502.19 \text{ kN.m}$$

“Para el Estado Límite de Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$ ”.

$$M_u = n[1.25 M_{DC} + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{(LL+IM)}]$$

$$M_u = 1[1.25 (249.34) + 1.5 (25.59) + 1.75 (502.19)]$$

$$M_u = 1228.44 \text{ (kN.m) (Actúa)}$$

4.2.3.4 Momentos resistentes a flexión presente en la viga principal exterior según los planos estructurales.

4.2.3.4.1 Cálculo del momento resistente por Estado Límite de Resistencia I que está actuando en la viga principal.

La viga exterior posee la misma geometría y armadura estructural por lo que se usa el resultado del momento último del literal 4.2.2.4.1 de este documento, se tiene:

Momento nominal

$$M_n = 13020789.60 \text{ Kg.cm} = 1277.34 \text{ kN.m}$$

Momento último

$$M_u = \phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 1277.34 = 1149.61 \text{ kN.m (Resistente)}$$

4.2.3.5 Esfuerzo cortante que está actuando en la viga principal exterior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

“Cuando la reacción del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia “dv” desde la cara interna del apoyo” (Rodríguez Serquén, 2016).

4.2.3.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica.

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d - \frac{a}{2} = 68.5 - \frac{4.40}{2} = 66.3 \text{ cm}$$

No debe ser menor que el mayor de:

$$0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 68.5 = 61.65 \text{ cm OK}$$

$$0.72 \cdot h = 0.72 \cdot 80 = 57.6 \text{ cm OK}$$

“La sección crítica por corte se ubica desde el apoyo”:

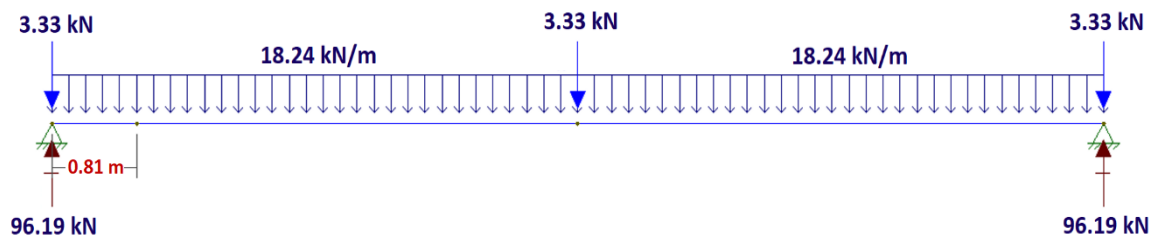
$$0.15m + 0.663m = 0.81 m$$

4.2.3.5.2 Determinación de las cargas y de V_u

Carga Muerta (DC)

$$W_{DC} = 18.24 \frac{kN}{m} \text{ y } P_{Diagrafma} = 3.33 kN$$

FIGURA 4.69 Carga por peso de la viga y diafragmas para sección crítica de corte.



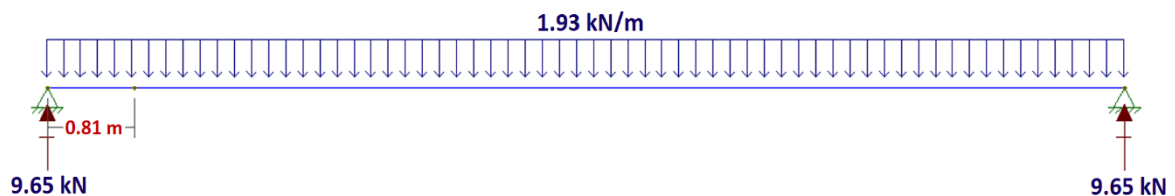
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

$$R_{Ay} = R_{By} = 96.19 kN$$

$$V_{DC} = (96.19kN - 3.33kN) - 0.81m \left(18.24 \frac{kN}{m} \right) = 78.08 kN$$

FIGURA 4.70 Carga por superficie de rodadura para sección crítica de corte



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

“La reacción de apoyo y el cortante en la sección crítica será”:

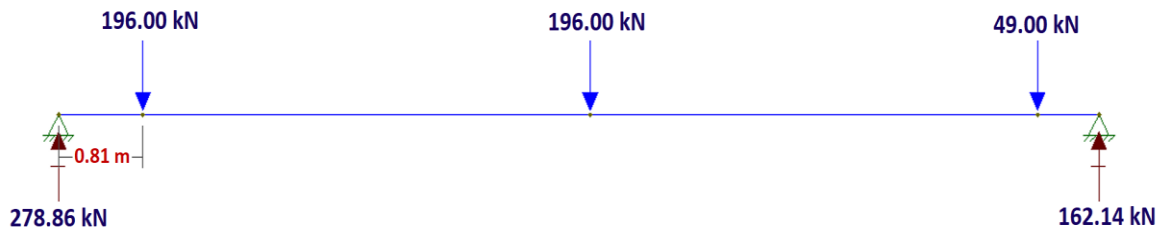
$$R_{Ay} = R_{By} = 9.65 kN$$

$$V_{DW} = 9.65kN - 0.81m \left(1.93 \frac{kN}{m} \right) = 8.09 kN$$

CARGA VIVA

Camión de diseño

FIGURA 4.71 Posición del camión para sección crítica de corte



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 278.86 \text{ kN} \quad R_{By} = 162.14 \text{ kN}$$

$$V = 278.86 \text{ kN}$$

Tándem de diseño

FIGURA 4.72 Posición del tándem para sección crítica de corte



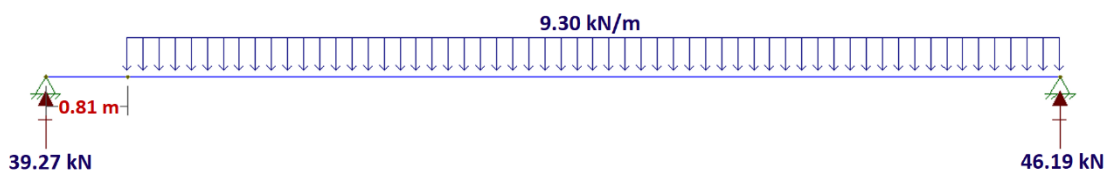
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 214.75 \text{ kN} \quad R_{By} = 35.25 \text{ kN}$$

$$V = 214.75 \text{ kN}$$

Carga de carril

FIGURA 4.73 Reacciones en viga debido a Carga de Carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$R_{Ay} = 39.27 \text{ kN} \quad R_{By} = 46.19 \text{ kN}$$

$$V = 49.27 \text{ kN}$$

Por lo tanto, la combinación más desfavorable es el camión más la carga de carril.

$$V_{LL+IM} = 1.33 \cdot 278.86 \text{ kN} + 39.27 \text{ kN} = 410.15 \text{ kN}$$

Distribución de cargas vivas

“El cálculo de “g” para un carril cargado, dos carriles cargados es igual al tablero de 18.4 m (Sección 4.1.3.5.2), por lo tanto, se tiene”:

Un carril de diseño cargado (regla de la palanca)

$$g = 0.72$$

Dos carriles cargados

$$g = 0.80 \text{ (Crítico)}$$

Puente Viga y Losa con diafragmas rígidamente conectados

“El cálculo de “g” para un carril cargado, dos carriles cargados es igual al tablero de 18.4 m (Sección 4.1.3.5.2), por lo tanto, se tiene”:

Un carril cargado

$$g = 0.70$$

Dos carriles cargados

$$g = 0.65$$

El factor de distribución crítico es: $g = 0.80$

“Para el estado límite de Resistencia I, se escoge el factor de distribución crítico”.

$$V_{(LL+IM)} = 410.15 \text{ kN} \cdot 0.80 = 328.12 \text{ kN} \cdot m$$

“Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$ ”

$$V_u = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{(LL+IM)}]$$

$$V_u = 1[1.25 (78.08) + 1.5(8.09) + 1.75 (328.12)] = 683.95 \text{ kN (Actúa)}$$

4.2.3.6 Esfuerzo cortante resistente en la viga principal exterior según los planos estructurales.

La viga exterior posee la misma geometría y armadura estructural por lo que se usa el resultado del cálculo del “cortante nominal resistente al hormigón V_c , cortante nominal resistente del acero V_s , el cortante nominal total V_n y el cortante resistente V_r del literal 4.2.2.6 de este documento, se tiene:

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

$$V_c = 151 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

$$V_s = 899.82 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

$$V_n = 1044.2 \text{ kN}$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = 0.9 \cdot 1044.2 = 939.78 \text{ kN (Resiste)}$$

4.2.4 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA INTERIOR.

4.2.4.1 Base y Altura del diafragma

La base del diafragma es de 20 cm, mientras que la altura es de 80 cm.

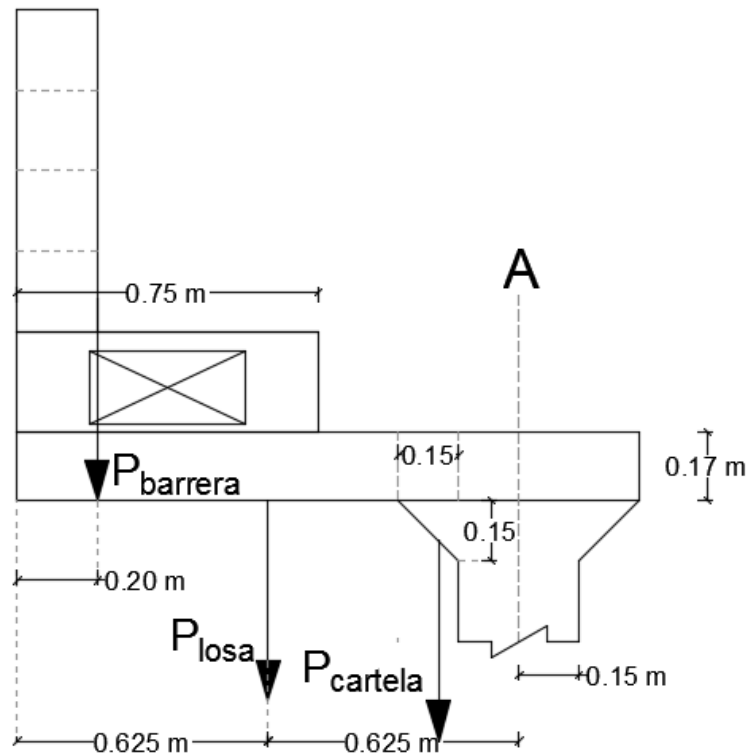
4.2.4.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i [(1.25)DC + 1.75(LL + IM)]$$

4.2.4.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en el diafragma interior basado en la norma AASHTO LRFD, 2017.

FIGURA 4.74 Posición de cargas para momentos en volado



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.4.3.1 Momento negativo de flexión en A por cargas

Cargas Muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{barrera} = 0.59 \text{ kN}; P_{cartela} = 0.054 \text{ kN};$$

$$P_{losa} = 0.17\text{m} \cdot 1.10\text{m} \cdot 0.2\text{m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.90 \text{ kN}$$

$$P_{total} = 0.59 \text{ kN} + 0.90 \text{ kN} + 0.054 \text{ kN} = 1.54 \text{ kN}$$

4.2.4.3.2 Momentos en el eje A debido al volado:

$$M_{barrera} = 0.59\text{kN} \cdot (1.25 - 0.20)\text{m} = 0.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

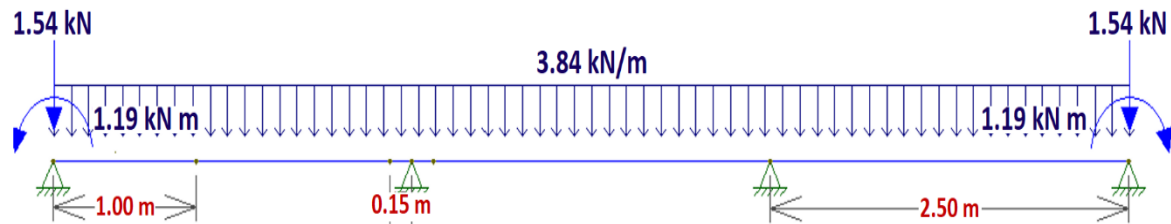
$$M_{losa} = 0.90\text{kN} \cdot (1.25 - 0.625\text{m}) = 0.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cartela} = 0.054\text{kN} \cdot \left(\frac{0.15}{3} + 0.15 \right) \text{m} = 0.011 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

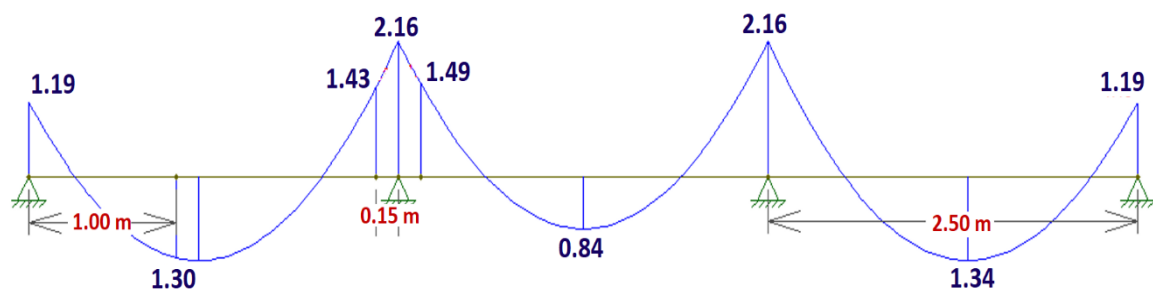
$$M_{total} = 0.62\text{kN} \cdot \text{m} + 0.56\text{kN} \cdot \text{m} + 0.011\text{kN} \cdot \text{m} = 1.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Carga distribuida por el peso propio del diafragma

$$W_{diaf} = 0.2\text{m} \cdot 0.80\text{m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

FIGURA 4.75 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma interior

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.76 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Se toma el momento a la izquierda del apoyo B por ser el más desfavorable en el cálculo de la losa, además se aplica el factor de presencia múltiple 1.2, para un carril cargado, el cual fue el que resultó más desfavorable en el diseño de la losa (literal 4.1.1.3.3)

$$M_{(LL+IM)} = -32.83 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = -52.40 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento negativo

Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$M_u = 1[1.25(-1.43) + 1.75(-52.40)] = -93.49 \text{ kN.m}$$

4.2.4.3.3 Momento de flexión positivo a 0.4L del apoyo A por cargas

Carga Muerta (DC)

De la FIGURA 4.76 a 1.0m (0.4L) del apoyo se produce el momento máximo.

$$M_{DC} = 1.30 \text{ kN.m}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

“Considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva, lo cual es conservador, y tomando el momento positivo en el cálculo de la losa por carga viva a 0.4L del apoyo. Ese momento resultó ser para 1 carril cargado y el valor de 54.72 kN.m y ya tiene incluido el factor de presencia múltiple de 1.2. Por lo tanto, solo tiene que afectarse por el factor de carga dinámica de 1.33” (AASHTO LRFD, 2017).

$$M_{(LL+IM)} = 54.72 \cdot 1.33 = 72.78 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento positivo

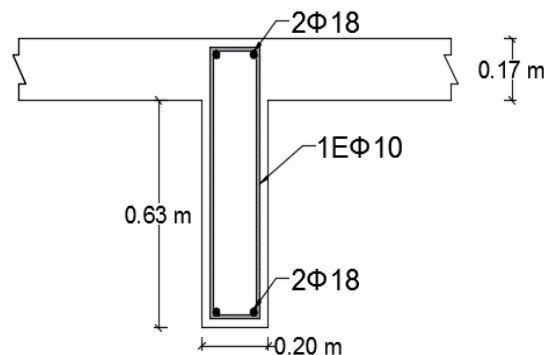
“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B”

$$M_u = 1[1.25 (1.30) + 1.75 (72.78)] = 129 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.2.4.4 Momentos por cargas a flexión que están actuando en el diafragma interior según los planos estructurales

La distribución del acero en losa se presenta en la FIGURA 4.77

FIGURA 4.77 Distribución del acero en el diafragma interior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.4.4.1 Cálculo del momento negativo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero negativo de $2\emptyset 18mm$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{acero\ losa(-)} + \emptyset_{est} + \frac{\emptyset_{diaf}}{2}$$

$$z = 5cm + 1.4cm + 1.0cm + 1.0cm + \frac{1.8cm}{2} = 9.3cm$$

$$d = 80cm - 9.3cm = 70.7cm$$

Cálculo del área del acero negativo

$$A_{s(-)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 18$$

$$A_{s(-)} = 2 \cdot (2.5446) = 5.09 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{5.09cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{kg}{cm^2} \cdot 20cm} = 5.98cm$$

Cálculo del momento nominal negativo

$$M_{n(-)} = A_{s(-)} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.09cm^2 \cdot 4200 \frac{kg}{cm^2} \left(70.7cm - \frac{5.98cm}{2}\right)$$

$$M_{n(-)} = 1447504.38 \text{ Kg.cm} = 141.95 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último negativo

$$M_{u(-)} = \emptyset \cdot M_n = 0.9 \cdot 141.95 = 127.76 \text{ kN.m}$$

4.2.4.4.2 Cálculo del momento positivo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero positivo de $2\emptyset 18mm$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \emptyset_{est} + \frac{\emptyset_{diaf}}{2}$$

$$z = 5 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + \frac{1.8 \text{ m}}{2} = 6.9 \text{ cm}$$

$$d = 80 \text{ cm} - 6.9 \text{ cm} = 73.1 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero positivo

$$A_{s(+)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \emptyset 18$$

$$A_{s(+)} = 2 \cdot (2.5446) = 5.09 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{5.09 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 20 \text{ cm}} = 5.98 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal positivo

$$Mn_{(+)} = A_{s(+)} \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 5.09 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(73.1 \text{ cm} - \frac{5.98 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$Mn_{(+)} = 1498811.58 \text{ Kg.cm} = 146.98 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último positivo

$$Mu_{(+)} = \emptyset \cdot Mn = 0.9 \cdot 146.98 = 132.28 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.2.4.5 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma interior según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.2.4.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica

“La sección crítica por corte se ubica a una distancia d_v de la cara interna en el apoyo B, esta distancia se la conoce como peralte efectivo por corte del elemento” (Rodríguez Serquén, 2016).

Peralte efectivo

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 70.7 \text{ cm} - \frac{5.98 \text{ cm}}{2} = 67.71 \text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$0.90d_e = 0.90(67.71 \text{ cm}) = 60.94 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$0.72h = 0.72 \cdot (80 \text{ cm}) = 57.6 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

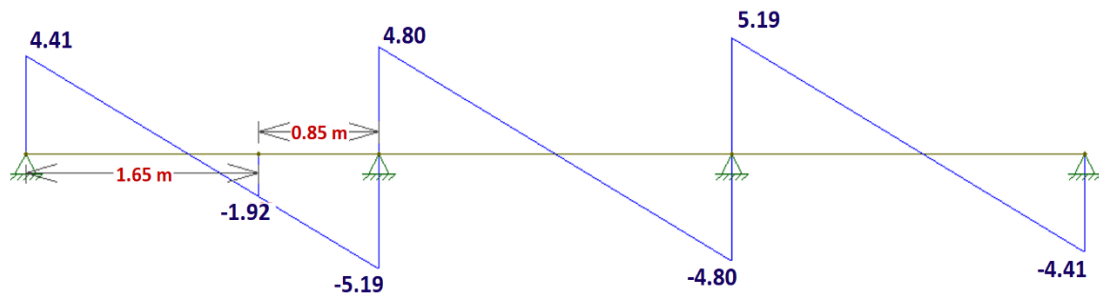
La sección crítica se ubica a una distancia del eje del apoyo:

$$67.71m + 17.5cm = 85.21 cm = 0.85 m$$

4.2.4.5.2 Determinación de las Cargas y de V_u .

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.78 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El cortante en la sección crítica es: $V_{DC} = 1.92 kN$

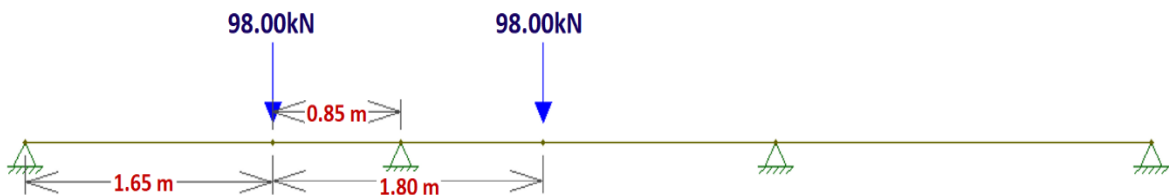
Carga por superficie de rodadura (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

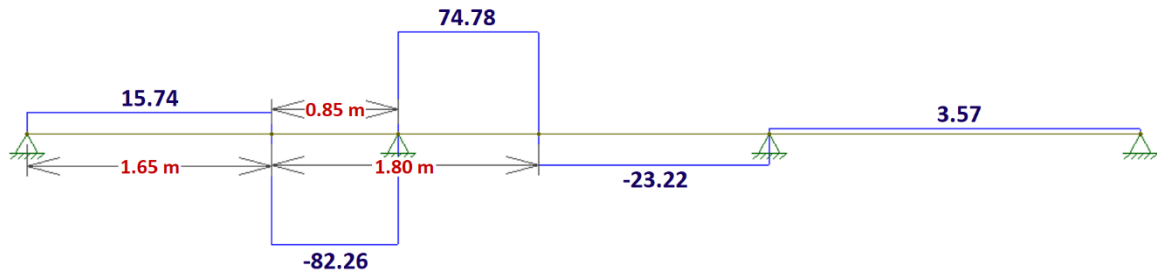
Se coloca el tren de cargas en la posición de la sección crítica, de esta manera usando un software apropiado se determina el cortante, tanto para un carril y dos carriles cargados. Para este caso resulta con un carril cargado.

FIGURA 4.79 Posición del tren de cargas en la sección crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.80 Cortante en el diafragma debido a carga viva.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$V_{LL(0.85)} = -82.26 \text{ kN}$$

$$V_{(LL+IM)} = 82.26 \text{ kN} \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 131.29 \text{ kN}$$

Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$V_U = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] = 1 [1.25 (1.92) + 1.75 (131.29)]$$

$$V_U = 232.16 \text{ kN (Actúa)}$$

4.2.4.6 Esfuerzo cortante resistente en el diafragma interior según los planos estructurales.

Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ ” (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.20 \text{ m} \cdot 0.677 \text{ m} = 0.103 \text{ MN} = 103 \text{ kN}$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $1E\emptyset 10@20\text{cm}$, por lo tanto, $A_v = 2 \cdot 0.7854 \text{ cm}^2 = 1.5708 \text{ cm}^2$

$$V_s = \frac{1.5708 \text{ cm}^2 \cdot 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 67.71 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} = 223.35 \text{ kN}$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_C + V_S = 103kN + 223.35kN = 326.35 kN$$

$$V_n = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21MPa \cdot 0.20m \cdot 0.677m = 0.71085 MN$$

$$V_n = 710.85 kN$$

Por lo tanto:

$$V_n = 326.35 kN$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 326.35 = 293.72 kN \text{ (Resiste)}$$

4.2.5 REVISIÓN DE LOS MOMENTOS POR CARGAS A FLEXIÓN Y ESFUERZOS CORTANTES EN EL DIAFRAGMA DE APOYO

4.2.5.1 Base y Altura del diafragma

La base del diafragma es de 25 cm, mientras que la altura es de 52 cm.

4.2.5.2 Criterios LRFD a ser aplicados

Se va a trabajar con el siguiente Estado Límite:

$$\text{Resistencia I: } U = \eta_i[(1.25)DC + 1.75(LL + IM)]$$

4.2.5.3 Momentos por cargas a flexión que están actuando en el diafragma de apoyo según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.2.5.3.1 Momento negativo de flexión en A por cargas

Cargas Muerta (DC)

Cargas en el eje A debido al volado:

$$P_{barrera} = \text{Peso barrera} \cdot \text{ancho diafragma} = 2.97 \frac{kN}{m} \cdot 0.25m = 0.74 kN$$

$$P_{losa} = 0.17m \cdot 1.10m \cdot 0.25m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 1.12 kN$$

$$P_{cartela} = 0.5 \cdot 0.15m \cdot 0.15m \cdot 0.25m \cdot 24 \frac{kN}{m^3} = 0.068 kN$$

$$P_{total} = 0.74 \text{ kN} + 1.12 \text{ kN} + 0.068 \text{ kN} = 1.93 \text{ kN}$$

4.2.5.3.2 Momentos en el eje A debido al volado:

$$M_{barrera} = 0.74 \text{ kN} \cdot (1.25 - 0.20) \text{ m} = 0.78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{losa} = 1.12 \text{ kN} \cdot (1.25 - 0.625 \text{ m}) = 0.70 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

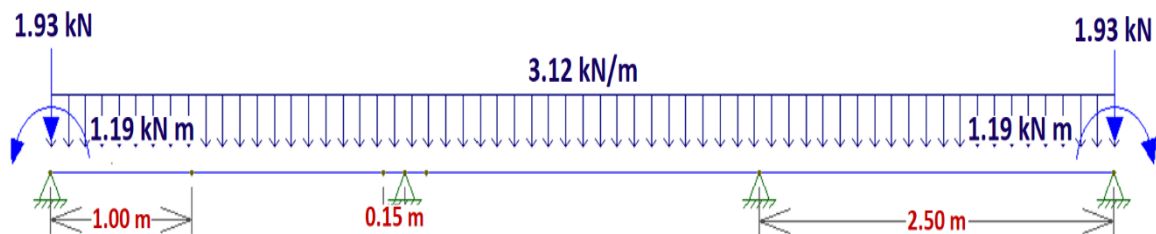
$$M_{cartela} = 0.0675 \text{ kN} \cdot \left(\frac{0.15}{3} + 0.15 \right) \text{ m} = 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{total} = 0.78 \text{ kN} \cdot \text{m} + 0.70 \text{ kN} \cdot \text{m} + 0.014 \text{ kN} \cdot \text{m} = 1.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Carga distribuida por el peso propio del diafragma

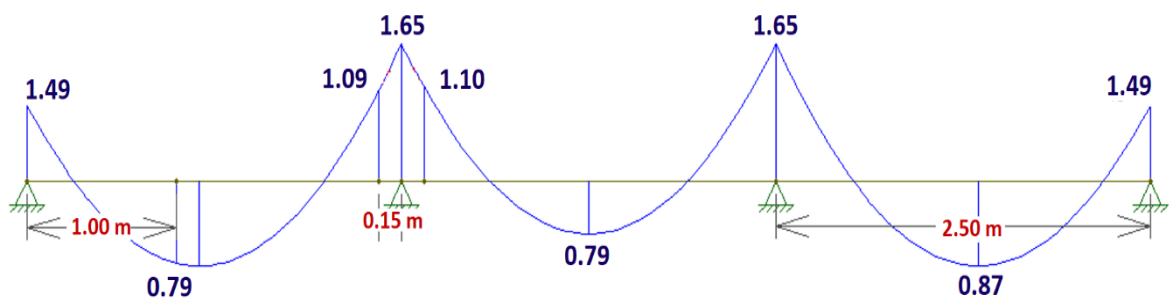
$$W_{diaf} = 0.25 \text{ m} \cdot 0.52 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

FIGURA 4.81 Cargas debido al hormigón que actúa en el diafragma



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.82 Momento y Reacción de apoyo en el diafragma debido a la carga muerta de hormigón.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Se toma el momento a la izquierda del apoyo B por ser el más desfavorable en el cálculo de la losa, además se aplica “el factor de presencia múltiple 1.2, para un carril cargado”, el cual fue el que resulto más desfavorable en el diseño de la losa (literal 4.1.1.3.3)

$$M_{(LL+IM)} = -32.83 \cdot 1.2 \cdot 1.33 = -52.40 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento negativo

Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$M_u = 1[1.25 (-1.09) + 1.75 (-52.40)] = -93.06 \text{ kN.m}$$

4.2.5.3.3 Momento de flexión positivo a 0.4L del apoyo A por cargas

Carga Muerta (DC)

De la FIGURA 4.82 a 1.0m (0.4L) del apoyo se produce el momento máximo.

$$M_{DC} = 0.79 \text{ kN.m}$$

Carga por superficie de rodadura o asfalto (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

“Considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva, lo cual es conservador, y tomando el momento positivo en el cálculo de la losa por carga viva a 0.4L del apoyo. Ese momento resultó ser para 1 carril cargado y el valor de 54.72 kN.m y ya tiene incluido el factor de presencia múltiple de 1.2. Por lo tanto, solo tiene que afectarse por el factor de carga dinámica de 1.33” (AASHTO LRFD, 2017).

$$M_{(LL+IM)} = 54.72 \cdot 1.33 = 72.78 \text{ kN.m}$$

Combinación crítica para momento positivo

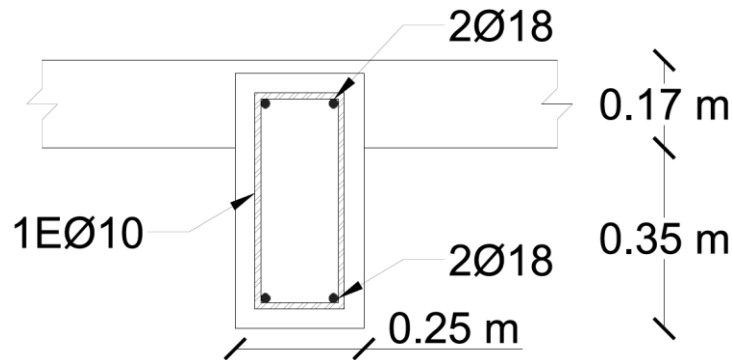
“Por Resistencia I se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B”

$$M_u = 1[1.25 (0.79) + 1.75 (72.78)] = 128.35 \text{ kN.m (Actúa)}$$

4.2.5.4 Momentos resistentes a flexión en el diafragma de apoyo según los planos estructurales

La distribución del acero en losa se presenta en la FIGURA 4.83.

FIGURA 4.83 Distribución del acero en el diafragma interior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.2.5.4.1 Cálculo del momento negativo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero negativo de $2\text{Ø}18\text{mm}$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \phi_{\text{acero losa}(-)} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi_{\text{diaf}}}{2}$$

$$z = 5\text{cm} + 1.4\text{cm} + 1.0\text{cm} + \frac{1.8\text{cm}}{2} = 9.3\text{cm}$$

$$d = 52\text{cm} - 9.3\text{cm} = 42.7\text{cm}$$

Cálculo del área del acero negativo

$$A_{s(-)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \text{Ø}18$$

$$A_{s(-)} = 2 \cdot (2.5446) = 5.0892\text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{5.0892\text{cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25\text{cm}} = 4.79\text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal negativo

$$Mn_{(-)} = As_{(-)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.0892 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(42.7 \text{ cm} - \frac{4.79 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mn_{(-)} = 861504.87 \text{ Kg.cm} = 84.49 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último negativo

$$Mu_{(-)} = \phi \cdot Mn = 0.9 \cdot 84.49 = 76.04 \text{ kN.m}$$

4.2.5.4.2 Cálculo del momento positivo resistente en el diafragma

Se tiene un armado estructural de acero positivo de $2\phi 18 \text{ mm}$ con un recubrimiento de 5 cm.

Cálculo del peralte efectivo a flexión

$$z = r + \phi_{est} + \frac{\phi_{diaf}}{2}$$

$$z = 5 \text{ cm} + 1.0 \text{ cm} + \frac{1.8 \text{ m}}{2} = 6.9 \text{ cm}$$

$$d = 52 \text{ cm} - 6.9 \text{ cm} = 45.1 \text{ cm}$$

Cálculo del área del acero positivo

$$As_{(+)} = \# \text{ varillas} \cdot \text{Área de la varilla } \phi 18$$

$$As_{(+)} = 2 \cdot (2.5446) = 5.0892 \text{ cm}^2$$

Cálculo de la altura del bloque de compresión

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} = \frac{5.0892 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 \cdot 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \cdot 25 \text{ cm}} = 4.78 \text{ cm}$$

Cálculo del momento nominal positivo

$$Mn_{(+)} = As_{(+)} \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 5.0892 \text{ cm}^2 \cdot 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(45.1 \text{ cm} - \frac{4.78 \text{ cm}}{2}\right)$$

$$Mn_{(+)} = 912910.87 \text{ Kg.cm} = 89.53 \text{ kN.m}$$

Cálculo del momento último positivo

$$Mu_{(+)} = \phi \cdot Mn = 0.9 \cdot 89.53 = 80.58 \text{ kN.m (Resiste)}$$

4.2.5.5 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma apoyo según la norma AASHTO LRFD, 2017.

4.2.5.5.1 Peralte Efectivo por Corte y Sección Crítica

“La sección crítica por corte se ubica a una distancia d_v de la cara interna en el apoyo B, esta distancia se la conoce como peralte efectivo por corte del elemento” (Rodríguez Serquén, 2016).

Peralte efectivo

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 42.7\text{cm} - \frac{4.78\text{cm}}{2} = 40.31\text{ cm}$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor entre:

$$0.90d_e = 0.90(40.31\text{m}) = 36.28\text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$0.72h = 0.72 \cdot (52\text{cm}) = 37.44\text{ cm} \quad \text{OK}$$

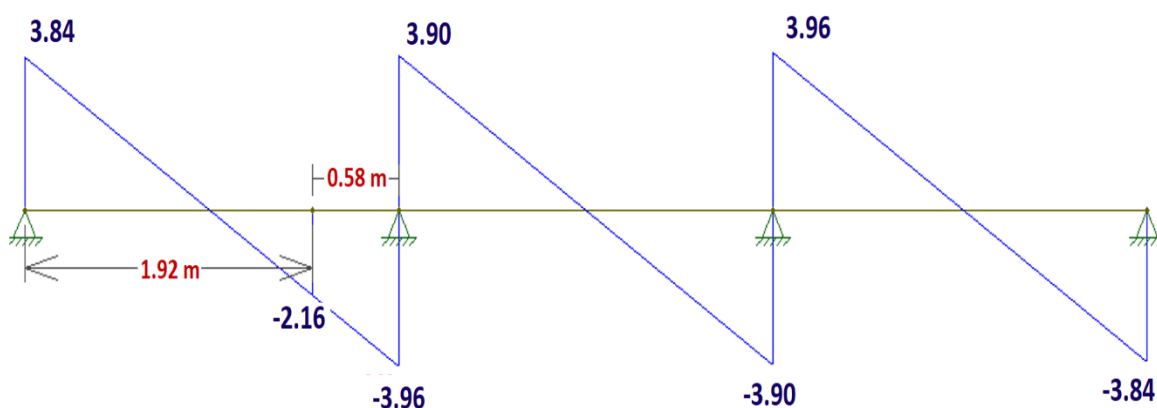
La sección crítica se ubica a una distancia del eje del apoyo:

$$40.31\text{cm} + 17.5\text{cm} = 57.81\text{ cm} = 0.58\text{ m}$$

4.2.5.5.2 Determinación de las Cargas y de V_u .

Carga Muerta (DC)

FIGURA 4.84 Gráfico de cortante en el diafragma debido a la carga muerta del hormigón



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El cortante en la sección crítica es: $V_{DC} = 2.16\text{ kN}$

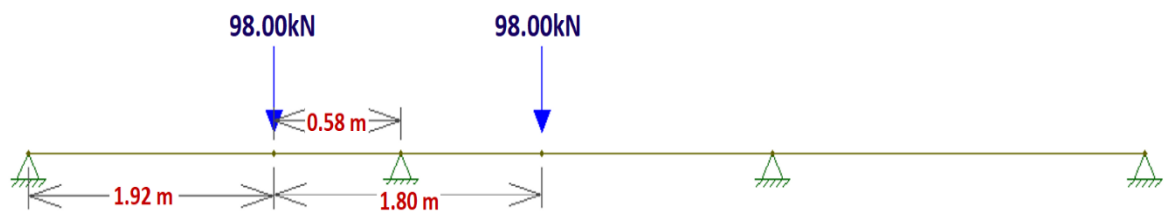
Carga por superficie de rodadura (DW)

Al ser de magnitud muy pequeña en comparación a las demás se la desprecia.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

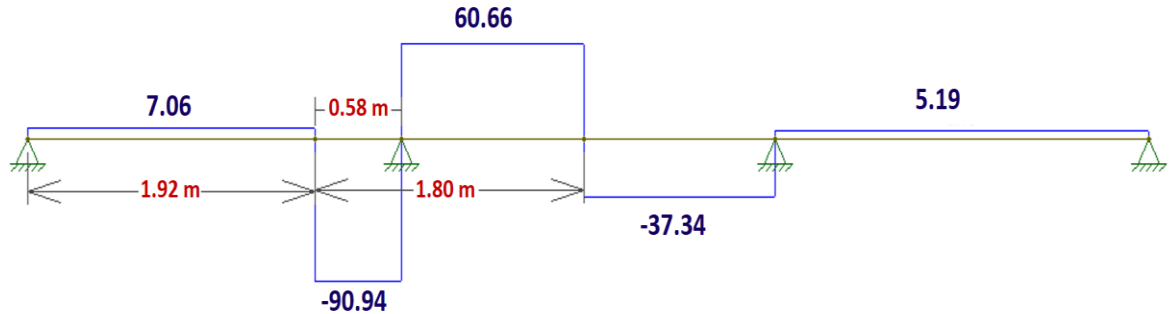
Se coloca el tren de cargas en la posición de la sección crítica, de esta manera usando un software apropiado se determina el cortante, tanto para un carril y dos carriles cargados. Para este caso resulta con un carril cargado.

FIGURA 4.85 Posición del tren de cargas en la sección crítica



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.86 Cortante en el diafragma debido a carga viva.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$V_{LL(0.58)} = 90.94 \text{ kN}$$

$$V_{(LL+IM)} = 90.94 \text{ kN} \cdot 1.2 \cdot 1.33 = 145.14 \text{ kN}$$

Para Resistencia I, se toma: $\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$, en la cara izquierda de B

$$V_U = \eta_i [1.25 V_{DC} + 1.75 V_{(LL+IM)}] = 1 [1.25 (2.16) + 1.75 (145.14)]$$

$$= 256.70 \text{ kN (Actúa)}$$

4.2.5.6 Esfuerzo cortante que está actuando en el diafragma de apoyo según los planos estructurales.

"Cortante nominal resistente al hormigón V_c

“Para secciones de hormigón no pretensado, no solicitadas a tracción axial y que contiene al menos la mínima cantidad de armadura transversal, se puede tomar $\beta = 2$ y $\theta = 45^\circ$ ” (AASHTO LRFD, 2017).

$$V_c = 0.083\beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0.166 \cdot \sqrt{21} \cdot 0.25m \cdot 0.403m = 0.0766MN = 76.6 kN$$

Cortante nominal resistente del acero V_s

“Con $\theta = 45^\circ$ y un ángulo de inclinación de estribo de $\alpha = 90^\circ$ ”

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{s}$$

El armado estructural de los estribos presenta $1E\emptyset 10@20cm$, por lo tanto, $A_v = 2 \cdot 0.7854 cm^2 = 1.5708cm^2$

$$V_s = \frac{1.5708 cm^2 \cdot 42 \frac{kN}{cm^2} \cdot 0.403cm}{20cm} = 1.32 kN$$

Cortante nominal total V_n

El V_n debe ser el menor valor de entre las dos siguientes expresiones:

$$V_n = V_c + V_s = 76.6kN + 1.32kN = 77.92 kN$$

$$V_n = 0.25f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0.25 \cdot 21MPa \cdot 0.25m \cdot 0.403 = 0.5289 MN$$

$$V_n = 528.9 kN$$

Por lo tanto:

$$V_n = 77.92 kN$$

Cortante resistente V_r

$$V_r = \phi \cdot V_n \quad \phi = 0.9$$

$$V_r = 0.9 \cdot 77.92 = 70.12 kN \text{ (Resiste)}$$

4.2.6 REVISIÓN DEL DISEÑO DE LOSA EN VOLADIZO

Los cálculos y resultados de los momentos de flexión por cargas son los mismos para todos los tableros, estos resultados se los muestra en el literal 4.1.6 de este documento.

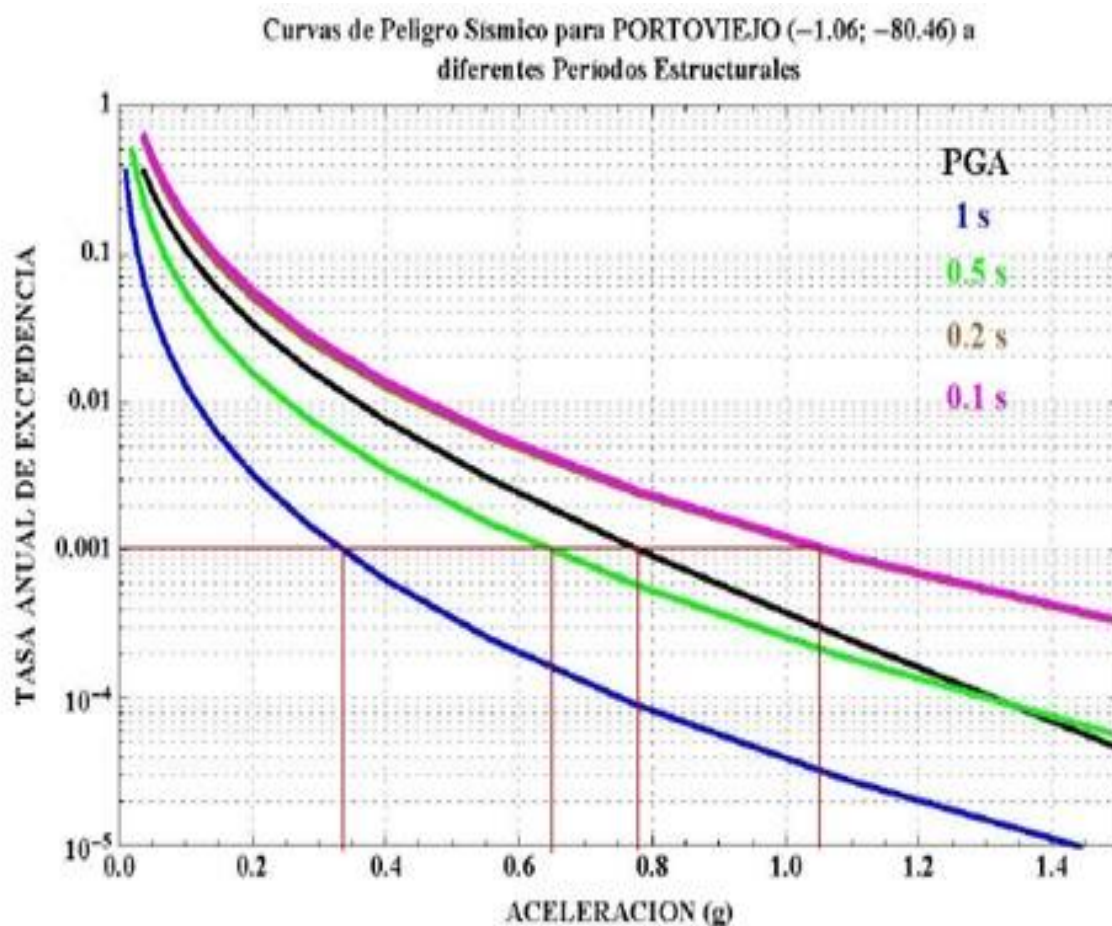
4.3 REVISIÓN DE DISEÑO DE PILAS Y ESTRIBOS

4.3.1 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS

4.3.1.1 Espectro de Respuesta para Portoviejo

Se utilizará la curva de peligro sísmico para la ciudad de Portoviejo tomado de la (NEC-SE-DS, 2015) que se indica en la FIGURA 4.87

FIGURA 4.87 Curva de Peligro Sísmico.



FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

Se considerará un periodo de retorno de 1000 años.

$$Tr = 1000 \text{ años} \rightarrow \lambda = \frac{1}{T} = \frac{1}{1000} = 0.001$$

Se obtiene el valor de PGA de 0.78g, además de los valores $S_S(0.2s)=1.05g$ y $S_1(1.0s)=0.34g$ que son los periodos espectrales corto y largo respectivamente, debido a que las curvas de peligro sísmico son curvas para suelos tipo B se procederá a utilizar ciertos factores de sitio que permitan caracterizar el espectro para un suelo tipo D, estos factores dependen del PGA, S_S y S_1 obtenidos previamente.

Factores de sitio:

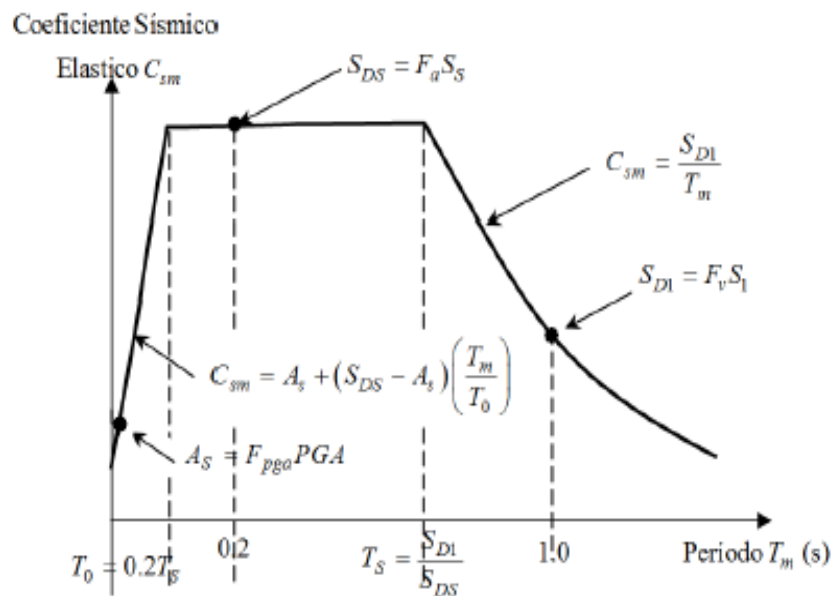
$F_{PGA}=1.0g$ para un suelo tipo D y con un $PGA > 0.5g$

$F_a=1.08g$ para un suelo tipo D y con $S_S=0.34$

$F_v=1.72g$ para un suelo tipo D y con $S_1=1.05$

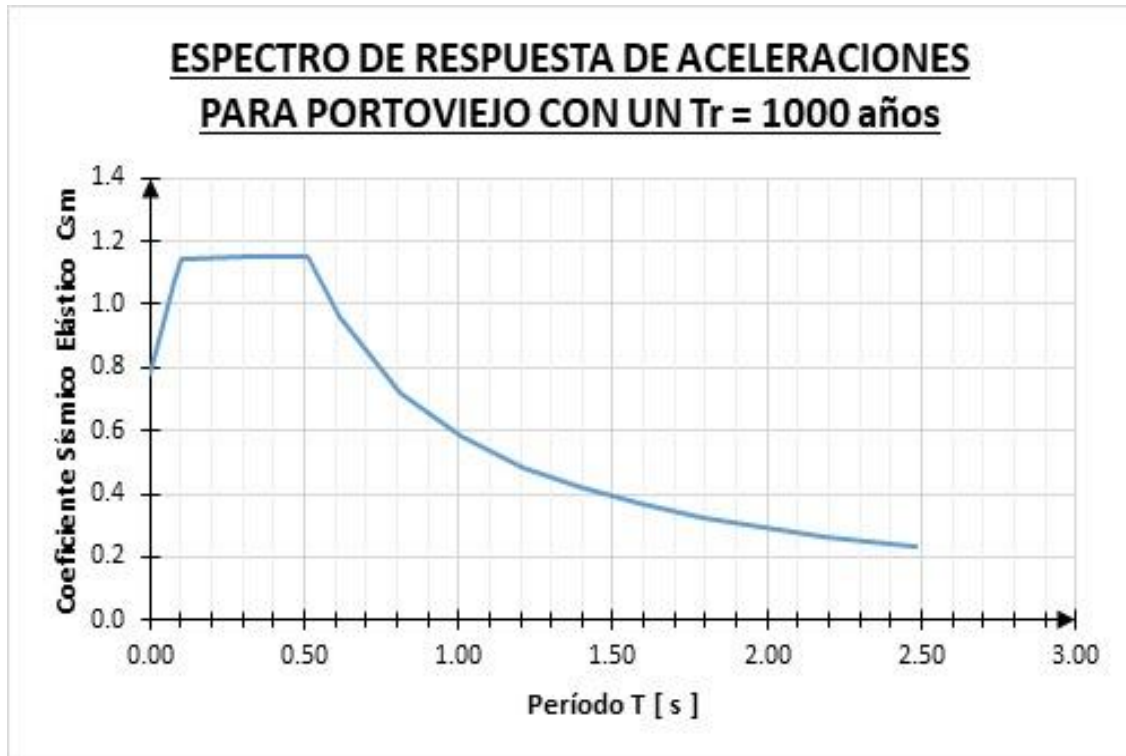
Con estos datos y las fórmulas del espectro de respuesta de diseño mostrado en la FIGURA 4.88 se procede a realizar el espectro de aceleraciones de respuesta para la ciudad de Portoviejo que se indica en la FIGURA 4.89.

FIGURA 4.88 Espectro de respuesta de diseño



FUENTE: (AASHTO LRFD, 2017)

FIGURA 4.89 Espectro de aceleraciones de respuesta para Portoviejo con 1000 años de periodo de retorno.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Cargas Muertas provenientes de la Superestructura

Cálculo de Pesos:

Tablero de $L = 10.4$ [m]

$$W_{vigas} = 4 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 0.63 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 18.14 \text{ [kN/m]}$$

$$W_{cartelas} = 2 \cdot \left[4 \cdot \frac{0.15 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m}}{2} \right] \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 2.16 \text{ [kN/m]}$$

$$W_{losa} = 10 \text{ m} \cdot 0.17 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 40.80 \text{ [kN/m]}$$

$$W_{barreras} = 2 \cdot 0.1105 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 5.30 \text{ [kN/m]}$$

$$W_{diafragmas} = [2 \cdot 0.25 \cdot 0.35 + 0.20 \cdot 0.63] \text{ m}^2 \cdot 6.3 \text{ m} \cdot \frac{24 \text{ kN/m}^3}{10.4 \text{ m}} = 4.38 \text{ [kN/m]}$$

$$W_{asfalto} = 0.05 \text{ m} \cdot 8.50 \text{ m} \cdot 22.06 \text{ kN/m}^3 = 9.38 \text{ [kN/m]}$$

Peso Total de la Superestructura para el Tablero de $L = 10.4 [m]$:

$$W_{TOTAL} = w_{(X)} = 18.14 + 2.16 + 40.80 + 5.30 + 4.38 + 9.38 = 80.42 [kN/m]$$

Tablero de $L = 18.4 [m]$:

$$W_{vigas} = 4 \cdot 0.30 \text{ m} \cdot 1.10 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 31.68 [kN/m]$$

$$W_{cartelas} = 2 \cdot \left[4 \cdot \frac{0.15 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m}}{2} \right] \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 2.16 [kN/m]$$

$$W_{losa} = 10 \text{ m} \cdot 0.17 \text{ m} \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 40.80 [kN/m]$$

$$W_{barreras} = 2 \cdot 0.1105 \text{ m}^2 \cdot 24 \text{ kN/m}^3 = 5.30 [kN/m]$$

$$W_{diafragmas} = [2 \cdot 0.2 \cdot 1.00 + 2 \cdot 0.25 \cdot 0.78] \text{ m}^2 \cdot 6.3 \text{ m} \cdot \frac{24 \text{ kN/m}^3}{18.4 \text{ m}} = 6.49 [kN/m]$$

$$W_{asfalto} = 0.05 \text{ m} \cdot 8.50 \text{ m} \cdot 22.06 \text{ kN/m}^3 = 9.38 [kN/m]$$

Peso Total de la Superestructura para el Tablero de $L = 18.4 [m]$:

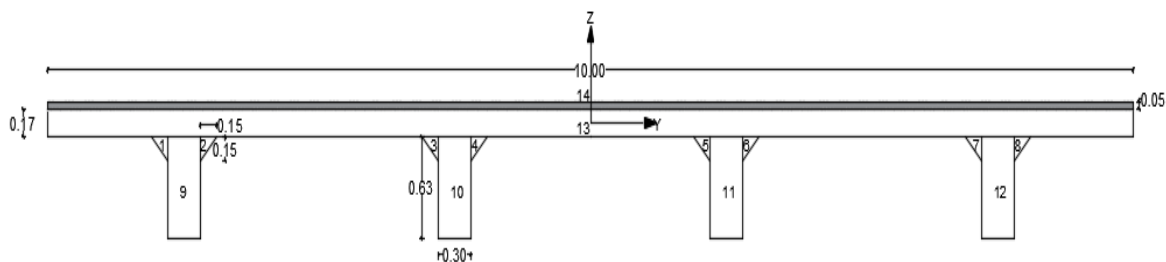
$$W_{TOTAL} = w_{(X)} = 31.68 + 2.16 + 40.80 + 5.30 + 6.49 + 9.38 = 95.81 [kN/m]$$

La carga muerta total será utilizada para el análisis de fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura.

Cálculo de Inercia I_{zz} para el Tablero de 10.4 [m]

Los cálculos tomarán en cuenta consideraciones de Inercia con agrietamiento en sus distintos elementos, reflejando el comportamiento de la estructura lo más cercano a la realidad.

FIGURA 4.90 Corte del Tablero en la Superestructura para el cálculo de Inercia I_{zz}



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.9 Cálculo Inercia I_{zz} de la Superestructura del Tablero de 10.4 m

Sección (-)	b (m)	h (m)	A (m ²)	z (m)	A*z (m ³)	Y (m)	A*y (m ³)	A*y ² (m ⁴)	Izcg (m ⁴)
1	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-3.95	-0.04444	0.17553	1.41E-05
2	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-3.55	-0.03994	0.14178	1.41E-05
3	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-1.45	-0.01631	0.02365	1.41E-05
4	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-1.05	-0.01181	0.01240	1.41E-05
5	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	1.05	0.01181	0.01240	1.41E-05
6	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	1.45	0.01631	0.02365	1.41E-05
7	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	3.55	0.03994	0.14178	1.41E-05
8	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	3.95	0.04444	0.17553	1.41E-05
9	0.3	0.63	0.189	0.315	0.05954	-3.75	-0.70875	2.65781	1.42E-03
10	0.3	0.63	0.189	0.315	0.05954	-1.25	-0.23625	0.29531	1.42E-03
11	0.3	0.63	0.189	0.315	0.05954	1.25	0.23625	0.29531	1.42E-03
12	0.3	0.63	0.189	0.315	0.05954	3.75	0.70875	2.65781	1.42E-03
13	10	0.17	1.7	0.715	1.21550	0	0	0	14.16667
Σ			2.546		1.50584			6.61298	14.17245

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$I_{zcg}^{\text{cartela}} = \frac{0.15 \cdot 0.15^3}{36} = 1.406 \cdot 10^{-6} [m^4]$$

$$I_{zcg}^{\text{viga}} = \frac{0.63 \cdot 0.30^3}{12} = 3.545 \cdot 10^{-4} [m^4]$$

$$I_{zz} = \Sigma A \cdot y^2 + I_{zcg} = 6.61 + 14.17 = 20.78 [m^4]$$

TABLA 4.10 Cálculo Inercia I_{zz} de la Superestructura del Tablero de 18.4 m

Sección (-)	b (m)	H (m)	A (m ²)	z (m)	A*z (m ³)	y (m)	A*y (m ³)	A*y ² (m ⁴)	Izcg (m ⁴)
1	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-3.95	-0.04444	0.17553	1.41E-05
2	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-3.55	-0.03994	0.14178	1.41E-05
3	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-1.45	-0.01631	0.02365	1.41E-05
4	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	-1.05	-0.01181	0.01240	1.41E-05
5	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	1.05	0.01181	0.01240	1.41E-05
6	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	1.45	0.01631	0.02365	1.41E-05
7	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	3.55	0.03994	0.14178	1.41E-05
8	0.15	0.15	0.01125	0.58	0.00653	3.95	0.04444	0.17553	1.41E-05
9	0.3	1.1	0.33	0.315	0.10395	-3.75	-1.23750	4.64063	2.48E-03
10	0.3	1.1	0.33	0.315	0.10395	-1.25	-0.41250	0.51563	2.48E-03
11	0.3	1.1	0.33	0.315	0.10395	1.25	0.41250	0.51563	2.48E-03
12	0.3	1.1	0.33	0.315	0.10395	3.75	1.23750	4.64063	2.48E-03
13	10	0.17	1.7	0.715	1.21550	0	0	0	14.16667
Σ			3.11		1.68350			11.01923	14.17668

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$I_{zcg} \text{ viga} = \frac{1.10 \cdot 0.30^3}{12} = 2.48 \cdot 10^{-3} [m^4]$$

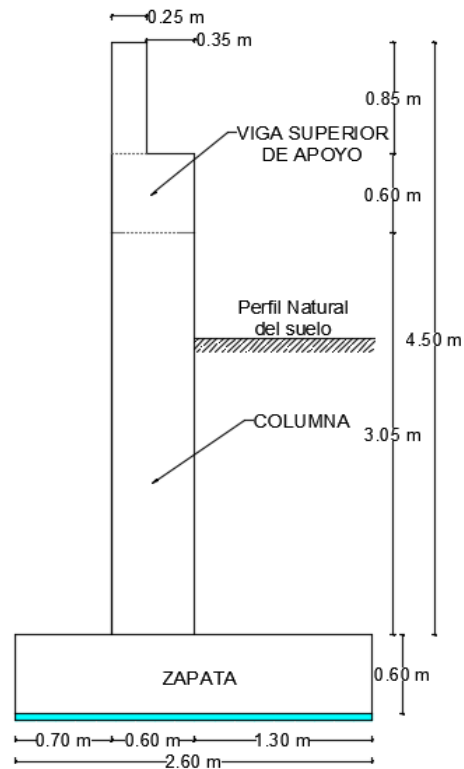
$$I_{zz} = \Sigma A \cdot y^2 + I_{zcg} = 11.02 + 14.18 = 25.20 [m^4]$$

4.3.1.2 Fuerza Sísmica Longitudinal

Rigidez del Estribo en Dirección Longitudinal I_{yy}

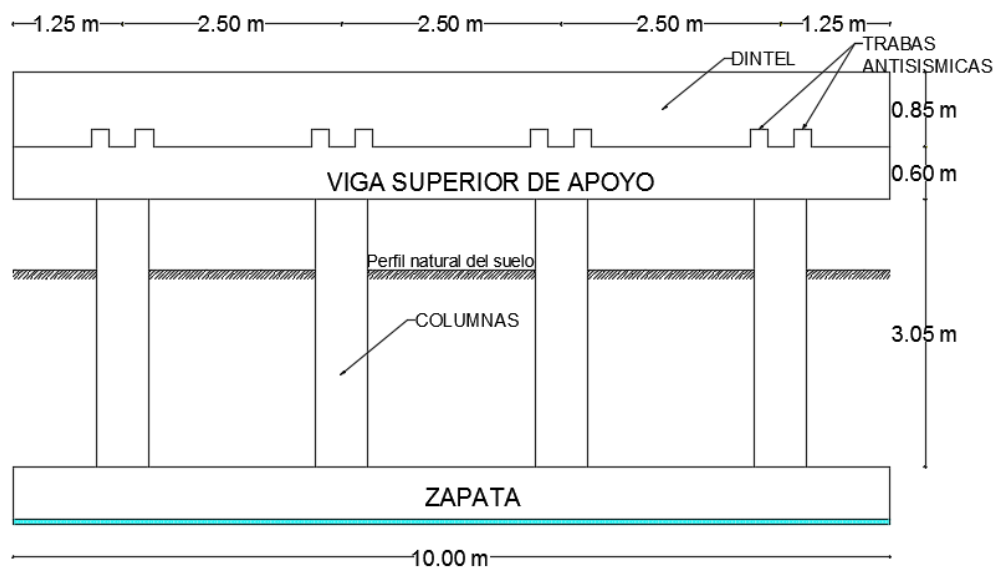
La configuración y geometría del Estribo se muestra en la FIGURA 4.91 para la sección longitudinal y en la FIGURA 4.92 para el alzado transversal de acuerdo con los planos estructurales.

FIGURA 4.91 Sección Longitudinal de la configuración y geometría del Estribo del Puente sobre el río Mocora (Vista Y-Z)



FUENTE: (MTO, 1986)

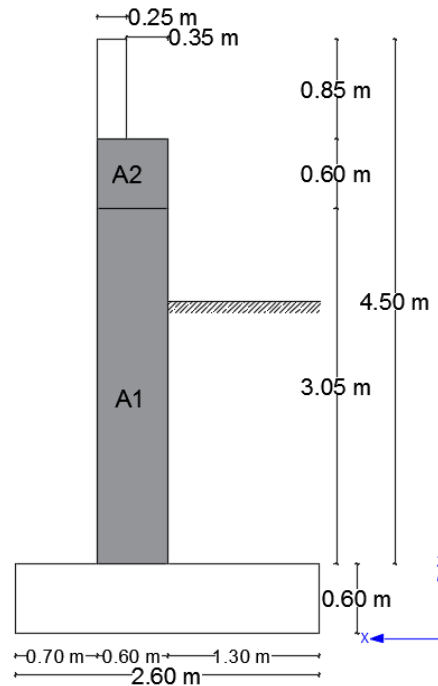
FIGURA 4.92 Alzado Transversal de la configuración y geometría del Estribo del Puente sobre el río Mocora (Vista X-Z)



FUENTE: (MTO, 1986)

Para mayor facilidad de geometría se divide en secciones, que de acuerdo con la conveniencia de cálculo se procede de la manera más adecuada.

FIGURA 4.93 Sección Longitudinal del estribo y de las secciones consideradas para el cálculo de la rigidez longitudinal para el puente sobre el Río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Cálculo del Área e Inercia de la Sección 1

$$I_{yy_1} = 4 \cdot \frac{0.5 \cdot 0.6^3}{12} \cdot 0.8 = 28.8 \cdot 10^{-3} [m^4]$$

$$A_1 = 4 \cdot 0.5 m \cdot 0.6 m = 1.2 [m^2]$$

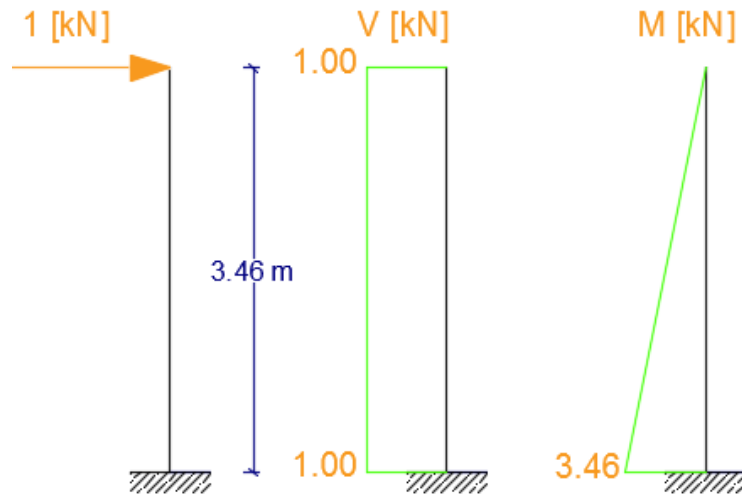
Cálculo del Área e Inercia de la Sección 2

$$I_{yy_2} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{10 \cdot 0.60^3}{12} \cdot 0.5 = 0.09 [m^4]$$

$$A_2 = 10 m \cdot 0.60 m = 6.0 [m^2]$$

A continuación, se presenta la FIGURA 4.94 con el diagrama de Cortante y Momento sobre el Estribo bajo la acción de una carga unitaria aplicada.

FIGURA 4.94 Diagrama de Cortante y Momento debido a una carga unitaria aplicada sobre el Estribo del puente sobre el Río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Ecuación de Cortante y Momento debido a la acción de la carga unitaria:

$$V = 1 \rightarrow M = 3.65 - Z$$

Deformación del Estribo:

$$\begin{aligned} \Delta_{est} &= \Sigma \int_0^L \frac{M \cdot m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V \cdot v}{GA} dz \\ \Delta_{est} &= \int_0^{3.05} \frac{(3.65 - z)^2}{2.385 \cdot 10^7 \cdot 28.8 \cdot 10^{-3}} dz + \int_{3.05}^{3.65} \frac{(3.65 - z)^2}{2.385 \cdot 10^7 \cdot 0.09} dz \\ &+ 1.2 \int_0^{3.05} \frac{(1.0)^2}{9.938 \cdot 10^6 \cdot 1.2} dz + 1.2 \int_{3.05}^{3.65} \frac{(1.0)^2}{9.938 \cdot 10^6 \cdot 6} dz \\ \Delta_{est} &= 2.384 \cdot 10^{-5} [m] \end{aligned}$$

La rigidez longitudinal del estribo está dada por:

$$K_{est} = \frac{P}{\Delta_{est}} = \frac{1.0}{2.384 \cdot 10^{-5}} = 41946.31 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fuerza Sísmica sobre el Estribo en la dirección Longitudinal del Puente

Carga Unitaria Distribuida:

$$P_o = 1.0 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fuerza aplicada sobre el estribo debido a la acción de la carga unitaria:

$$F = L \cdot P_o = \frac{10.4}{2} m \cdot 1 \frac{kN}{m} = 5.2 [kN]$$

Deformación del estribo debido a la fuerza aplicada:

$$u_s = \frac{F}{K_{est}} = \frac{5.2 kN}{41946.31 kN/m} = 1.24 \cdot 10^{-4} [m]$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L \cdot u_s = 5.2 m \cdot 1.24 \cdot 10^{-4} m = 6.448 \cdot 10^{-4} [m^2]$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L \cdot w_{(x)} \cdot u_s = 5.2 m \cdot \frac{80.42}{2} kN/m \cdot 1.24 \cdot 10^{-4} m = 2.593 \cdot 10^{-2} [kN \cdot m]$$

Cálculo del parámetro γ :

$$\gamma = L \cdot w_{(x)} \cdot u_s^2 = 5.2 m \cdot \frac{80.42}{2} kN/m \cdot (1.24 \cdot 10^{-4} m)^2 = 3.215 \cdot 10^{-6} [kN \cdot m^2]$$

Cálculo el período fundamental de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{3.215 \cdot 10^{-6}}{1 \cdot 9.81 \cdot 6.448 \cdot 10^{-4}}} = 0.141 [s]$$

Máxima Aceleración $S_a = C_{sm}$.

De acuerdo con el espectro de aceleraciones de respuesta de la FIGURA 4.88, se tiene que para un $T = 0.141$ [s] la aceleración $S_a = 1.13$ g.

Cálculo de la Fuerza Sísmica Estática Equivalente:

$$p_{e(x)} = \frac{\beta \cdot S_a}{\gamma} \cdot w(x) \cdot u_s = \frac{2.593 \cdot 10^{-2} \cdot 1.13}{3.215 \cdot 10^{-6}} \cdot \frac{80.42}{2} \cdot 1.24 \cdot 10^{-4} = 45.44 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fuerza Sísmica y Fuerza de Diseño longitudinal sobre el estribo:

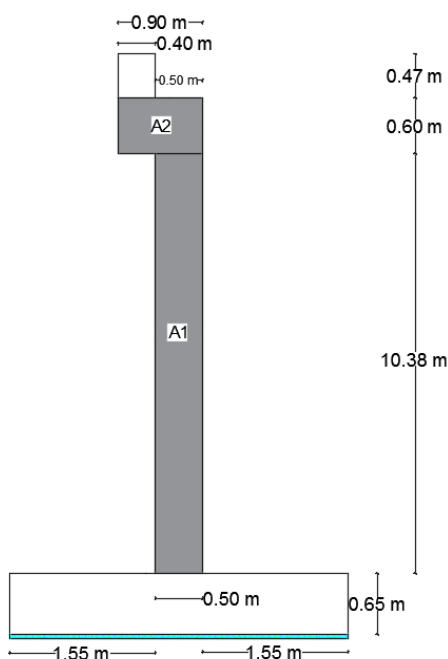
$$F_{s\acute{m}ica} = p_{e(x)} \cdot L = 45.44 \text{ kN/m} \cdot 5.2 \text{ m} = 236.29 \text{ [kN]}$$

$$F_{dise\acute{n}o} = \frac{F_{s\acute{m}ica}}{R} = \frac{236.29 \text{ kN}}{1.5} = 157.53 \text{ [kN]}$$

Rigidez de la Pila en Dirección Longitudinal I_{yy}

Para el cálculo de rigideces de las pilas tipo muro se presenta la FIGURA 4.95 como herramienta de apoyo, según las características dadas en los planos estructurales.

FIGURA 4.95 Vista en elevación para un cuerpo de pila tipo muro del puente sobre el Río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Cálculo del Área e Inercia de la Sección 1

$$I_{yy_1} = \frac{8.30 \cdot 0.5^3}{12} \cdot 0.6 = 0.0518 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$A_1 = 8.30 \text{ m} \cdot 0.5 \text{ m} = 4.15 \text{ [m}^2\text{]}$$

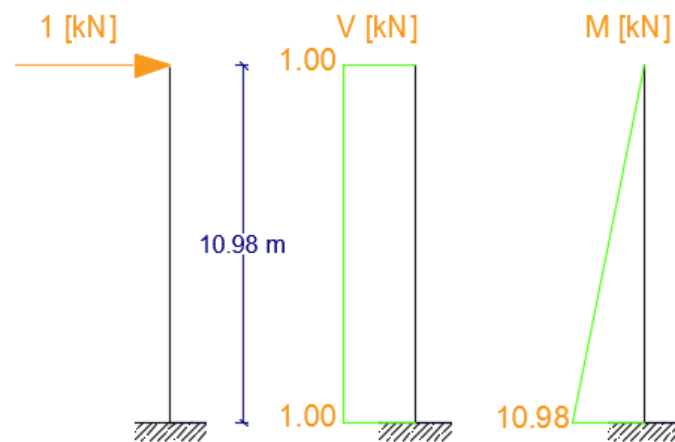
Cálculo del Área e Inercia de la Sección 2

$$I_{yy_2} = \frac{8.3 \cdot 0.9^3}{12} \cdot 0.5 = 0.2521 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$A_2 = 8.3 \text{ m} \cdot 0.9 \text{ m} = 7.65 \text{ [m}^2\text{]}$$

A continuación, se presenta la FIGURA 4.96 con el diagrama de Cortante y Momento sobre la Pila bajo la acción de una carga unitaria aplicada.

FIGURA 4.96 Diagrama de Cortante y Momento debido a una carga unitaria aplicada sobre la Pila del puente sobre el Río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Ecuación del Cortante y Momento debido a la acción de la carga unitaria:

$$V = 1 \rightarrow M = 10.98 - Z$$

Deformación de las pilas:

$$\Delta_{pila} = \Sigma \int_0^L \frac{M \cdot m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V \cdot v}{GA} dz$$

$$f_{rect.} = 1.2$$

$$\begin{aligned} \Delta_{pila} = & \int_0^{10.38} \frac{(10.98 - z)^2}{2.385 \cdot 10^7 \cdot 0.0518} dz + \int_{10.38}^{10.68} \frac{(10.98 - z)^2}{2.385 \cdot 10^7 \cdot 0.2521} dz \\ & + 1.2 \int_0^{10.38} \frac{(1.0)^2}{9.938 \cdot 10^6 \cdot 4.15} dz + 1.2 \int_{10.38}^{10.68} \frac{(1.0)^2}{9.938 \cdot 10^6 \cdot 7.65} dz \end{aligned}$$

$$\Delta_{pila} = 3.576 \cdot 10^{-4} [m]$$

La rigidez longitudinal de las pilas está dada por:

$$K_{pila} = \frac{P}{\Delta_{pila}} = \frac{1.0}{3.576 \cdot 10^{-4}} = 2796.42 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fuerza Sísmica sobre las pilas en la dirección Longitudinal del puente

Carga Unitaria Distribuida:

$$P_o = 1.0 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Fuerza Aplicada sobre la Pila debido a la acción de la carga unitaria:

$$F = L \cdot P_o = \frac{18.4 + 10.4}{2} [m] \cdot 1 \left[\frac{kN}{m} \right] = 14.40 [kN]$$

Deformación de la Pila debido a la Fuerza Aplicada:

$$u_s = \frac{F}{K_{pila}} = \frac{14.40 \text{ kN}}{2796.42 \text{ kN/m}} = 5.149 \cdot 10^{-3} [m]$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L \cdot u_s = 14.40 \text{ m} \cdot 5.149 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 7.414 \cdot 10^{-2} [m^2]$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L \cdot w_{(x)} \cdot u_s = 14.40 \text{ m} \cdot \frac{80.42 + 92.81}{2} \text{ kN/m} \cdot 5.149 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 6.422 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Cálculo del parámetro γ :

$$\gamma = L \cdot w_{(x)} \cdot u_s^2 = 14.40 \text{ m} \cdot 86.615 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (5.149 \cdot 10^{-3} \text{ m})^2 = 3.31 \cdot 10^{-2} \text{ [kN} \cdot \text{m}^2]$$

Cálculo el período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{P_o \cdot g \cdot \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{3.31 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 9.81 \cdot 7.414 \cdot 10^{-2}}} = 1.34 \text{ [s]}$$

De acuerdo con el espectro de aceleraciones de respuesta de la FIGURA 4.88, se tiene que para $T = 1.34 \text{ [s]}$ se recomienda una aceleración $S_a = 0.44 \text{ g}$.

Cálculo de la Fuerza sísmica Estática Equivalente:

$$p_{e(x)} = \frac{\beta \cdot S_a}{\gamma} \cdot w_{(x)} \cdot u_s = \frac{6.422 \cdot 0.44}{3.31 \cdot 10^{-2}} \cdot 86.615 \cdot 5.149 \cdot 10^{-3} = 30.07 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

La Fuerza Sísmica y Fuerza de Diseño Longitudinal sobre el cuerpo de la Pila es:

$$F_{sismica} = p_{e(x)} \cdot L = 30.07 \text{ kN/m} \cdot 14.40 \text{ m} = 433 \text{ [kN]}$$

$$F_{diseño} = \frac{F_{sismica}}{R} = \frac{433 \text{ kN}}{1.5} = 288.67 \text{ [kN]}$$

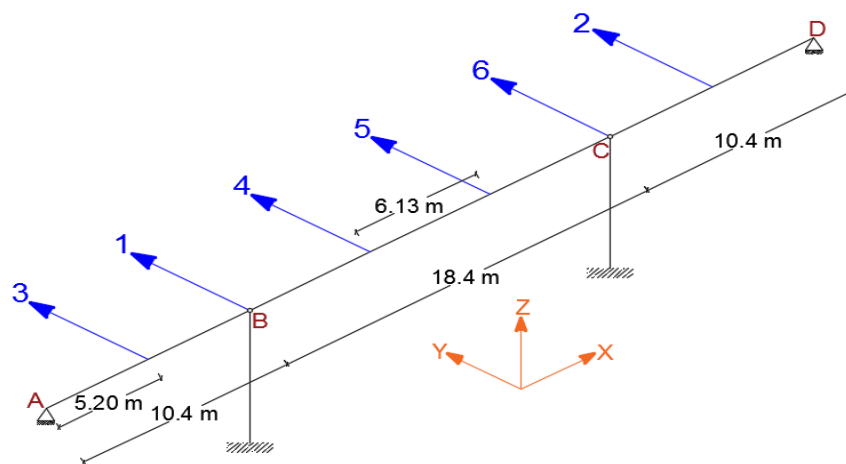
4.3.1.3 Fuerzas Sísmica Transversal

Se procede a realizar un análisis mediante el método elástico multimodal, debido a que este análisis considera el aporte de los modos secundarios del puente.

Matriz de Rigidez

Por medio del método de ensamblaje directo se procede a obtener la matriz de rigidez $[K_L]$ condensada a los GDL laterales tal como se indica en el Anexo 6, se tomará en cuenta 6 grados de libertad como se indica en FIGURA 4.97.

FIGURA 4.97 Grados de Libertad Laterales para el pórtico del puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$K_L = \begin{bmatrix} 4.41E+07 & -3.29E+06 & -3.21E+07 & -2.90E+07 & 1.20E+07 & 9.28E+05 \\ -3.29E+06 & 4.41E+07 & 9.28E+05 & 1.20E+07 & -2.90E+07 & -3.21E+07 \\ -3.21E+07 & 9.28E+05 & 3.50E+07 & 1.26E+07 & -3.37E+06 & -2.61E+05 \\ -2.90E+07 & 1.20E+07 & 1.26E+07 & 3.72E+07 & -2.78E+07 & -3.37E+06 \\ 1.20E+07 & -2.90E+07 & -3.37E+06 & -2.78E+07 & 3.72E+07 & 1.26E+07 \\ 9.28E+05 & -3.21E+07 & -2.61E+05 & -3.37E+06 & 1.26E+07 & 3.50E+07 \end{bmatrix} \text{ [kN/m]}$$

Matriz de Masas

$$M = \begin{bmatrix} 51.265 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 51.265 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 42.628 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 59.902 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 59.902 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 42.628 \end{bmatrix} *10^3 \text{ [kg]}$$

Con el método de “Jacobi” se obtiene las frecuencias angulares, resolviendo el problema de autovalores planteado por la ecuación:

$$|[K_L] - \lambda[M]| = 0, \text{ donde: } \lambda = \omega^2.$$

Por lo que la velocidad angular para cada GDL es:

$$\mathbf{W} = \begin{bmatrix} 100.50 \\ 232.59 \\ 447.21 \\ 799.31 \\ 1247.96 \\ 1464.21 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \mathbf{[rad/s]} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

De igual manera la matriz modal normalizada resulta del mismo método, considerando la aplicación de la ecuación:

$$\{[K_L] - \omega^2[M]\}\{\phi\} = \{0\}$$

$$\Phi_N = \begin{bmatrix} 5.304E-02 & 7.462E-02 & 4.761E-02 & 1.320E-02 & 6.836E-02 & 6.333E-02 \\ 5.304E-02 & -7.462E-02 & 4.761E-02 & -1.320E-02 & 6.836E-02 & -6.333E-02 \\ 2.843E-02 & 5.794E-02 & 7.412E-02 & -7.483E-02 & -7.367E-02 & -5.266E-02 \\ 7.324E-02 & 3.454E-02 & -4.998E-02 & 6.491E-02 & -2.202E-02 & -5.423E-02 \\ 7.324E-02 & -3.454E-02 & -4.998E-02 & -6.491E-02 & -2.202E-02 & 5.423E-02 \\ 2.843E-02 & -5.794E-02 & 7.412E-02 & 7.483E-02 & -7.367E-02 & 5.266E-02 \end{bmatrix}$$

Los períodos de vibración se obtienen mediante la ecuación:

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} 0.0625 \\ 0.0270 \\ 0.0140 \\ 0.0079 \\ 0.0050 \\ 0.0043 \end{bmatrix} \quad \begin{matrix} \mathbf{[s]} \\ 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

A partir de cada periodo de vibración se obtiene las aceleraciones espectrales S_a , considerando la FIGURA 4.89, con estos valores se calculan los S_d , con la ecuación:

$$PS_a = S_d \cdot \omega^2 \rightarrow S_d = \frac{PS_a}{\omega^2} = \frac{S_a \cdot g}{\omega^2}$$

TABLA 4.11 Valores de Períodos de Vibración “T”, Aceleración Espectral “ S_a ” y Desplazamientos Espectrales “ S_d ”

T [s]	S_a [g]	S_d [m]
0.0625	1.05163	1.021E-03
0.0270	0.89743	1.627E-04
0.0140	0.84093	4.125E-05
0.0079	0.81370	1.249E-05
0.0050	0.80178	5.050E-06
0.0043	0.79838	3.653E-06

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El cálculo de las masas efectivas para cada modo de vibración estará dado por el cálculo del vector de participación modal, mismo que se indica en la siguiente expresión:

$$[\Gamma] = [\Phi_N]^T \cdot [M] \cdot \{i\}$$

La masa modal efectiva que nos indica el [%] de masa total del sistema que actúa en cada modo de vibración está definida como:

$$m_{eff} = \Gamma^2$$

TABLA 4.12 Vectores de Factores de Participación Modal " Γ " y Masa Modal Efectiva " m_{eff} "

T [s]	Γ	Meff [Kg]	meff [%]
2.407E+00	5.047E+02	2.547E+05	82.81%
1.651E+00	-1.572E+02	2.471E+04	8.03%
7.314E-01	1.188E+02	1.410E+04	4.58%
3.403E-01	6.234E+00	3.887E+01	0.01%
3.270E-01	1.184E+02	1.401E+04	4.56%
2.552E-01	1.041E+00	1.084E+00	0.00%

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Los desplazamientos modales para cada modo de vibración se obtienen de la fórmula:

$$\eta_{i\text{máx}} = |\Gamma_i \cdot S_d(T_i, \xi_i)|$$

$$\eta_{i\text{máx}} = \begin{bmatrix} 1.699E-02 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.301E-18 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2.150E-04 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2.219E-20 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -9.647E-06 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8.112E-21 \end{bmatrix}$$

Por lo tanto, para determinar los Desplazamientos Máximos Modales tenemos:

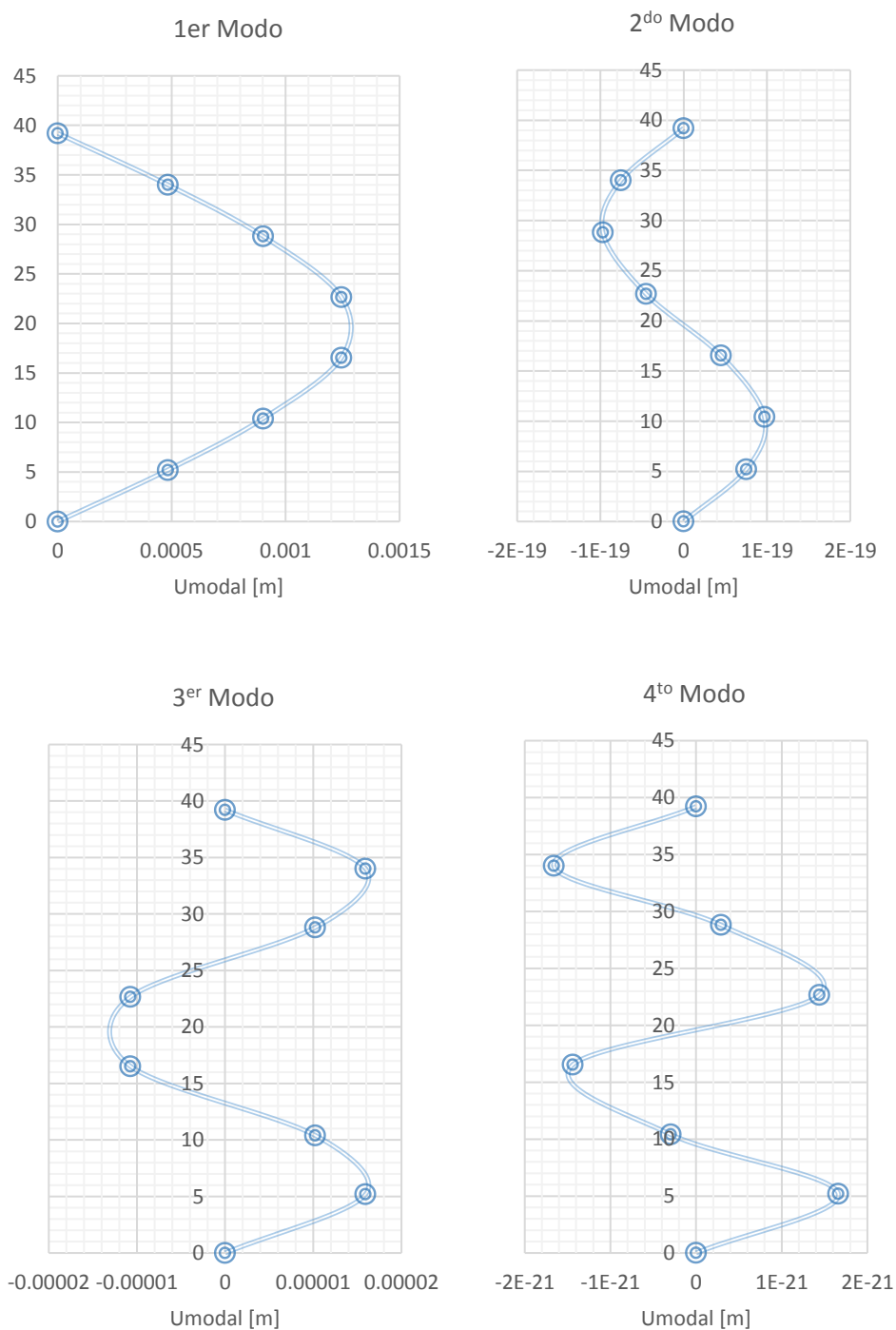
$$[U_{mod}] = [\Phi_N] \cdot [\eta]$$

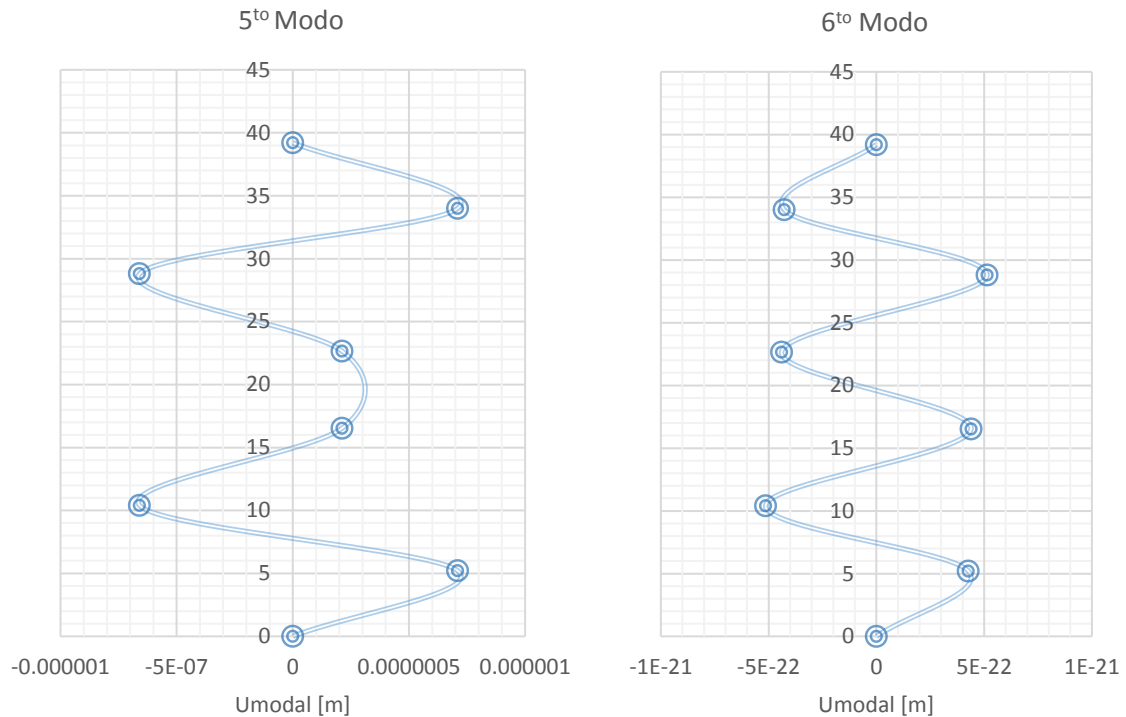
$$U_{modal} = \begin{bmatrix} 9.01E-04 & 9.71E-20 & 1.02E-05 & -2.93E-22 & -6.59E-07 & -5.14E-22 \\ 9.01E-04 & -9.71E-20 & 1.02E-05 & 2.93E-22 & -6.59E-07 & 5.14E-22 \\ 4.83E-04 & 7.54E-20 & 1.59E-05 & 1.66E-21 & 7.11E-07 & 4.27E-22 \\ 1.24E-03 & 4.49E-20 & -1.07E-05 & -1.44E-21 & 2.12E-07 & 4.40E-22 \\ 1.24E-03 & -4.49E-20 & -1.07E-05 & 1.44E-21 & 2.12E-07 & -4.40E-22 \\ 4.83E-04 & -7.54E-20 & 1.59E-05 & -1.66E-21 & 7.11E-07 & -4.27E-22 \end{bmatrix}$$

Representación Gráfica de Desplazamientos Máximos Modales

Se interpretan relacionando las matrices resultantes con las longitudes respectivas de cada tramo, establecidos en los planos adjuntos.

FIGURA 4.98 Representación Gráfica de los Desplazamientos Máximos Modales para los 6 GDL





ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Las Fuerzas Inerciales (Modales) Máximas se calculan de igual manera, mediante el método de análisis modal espectral por medio de la siguiente expresión:

$$[F_{mod}] = [K_L] \cdot [U_{mod}]$$

$$F_{modal} = \begin{bmatrix} 4.65E+02 & 2.69E-13 & 1.05E+02 & -9.60E-15 & -5.27E+01 & -5.65E-14 \\ 4.65E+02 & -2.69E-13 & 1.05E+02 & 9.60E-15 & -5.27E+01 & 5.65E-14 \\ 2.07E+02 & 1.74E-13 & 1.36E+02 & 4.52E-14 & 4.72E+01 & 3.90E-14 \\ 7.51E+02 & 1.46E-13 & -1.29E+02 & -5.51E-14 & 1.98E+01 & 5.65E-14 \\ 7.51E+02 & -1.46E-13 & -1.29E+02 & 5.51E-14 & 1.98E+01 & -5.65E-14 \\ 2.07E+02 & -1.74E-13 & 1.36E+02 & -4.52E-14 & 4.72E+01 & -3.90E-14 \end{bmatrix} \text{ [kN/m]}$$

El Método de Combinación Modal “SRSS” (Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados) considera variables aleatorias estadísticamente independientes.

Permitiendo combinar las respuestas de varios modos de vibración para un solo grado de libertad (Piqué Del Pozo, 2005), con la siguiente expresión:

$$\bar{r}_o = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

$$\mathbf{F}_{\text{SRSS}} = \begin{bmatrix} 480.02 \\ 480.02 \\ 252.41 \\ 762.21 \\ 762.21 \\ 252.41 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

En caso de no cumplir la condición de independencia del Método SRSS, el Método de Combinación Modal “CQC” (Combinación Cuadrática Completa) considera el acoplamiento estadístico entre los modos espaciados-próximos causados por amortiguación modal (Piqué Del Pozo, 2005):

$$\bar{r}_o = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{i_o} \cdot \rho_{ij} \cdot r_{j_o}}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + R) \cdot R^{3/2}}{(1 - R^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot R \cdot (1 + R)^2}$$

$$R = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

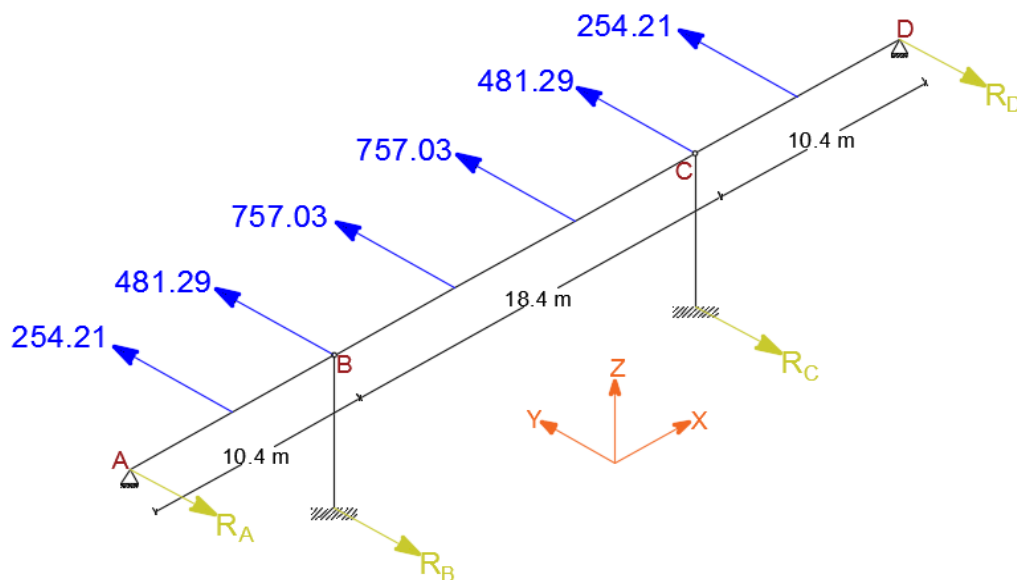
$$\mathbf{F}_{\text{CQC}} = \begin{bmatrix} 481.29 \\ 481.29 \\ 254.21 \\ 757.03 \\ 757.03 \\ 254.21 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

De acuerdo con especificaciones de la (NORMA AASHTO LRFD, 2017) la combinación modal "CQC" es el método más conveniente para el cálculo de Fuerzas Modales; para el efecto se consideró un amortiguamiento $\xi = 5\%$ en cada uno de los GDL.

$$M_{CQC} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 660.95 \\ 4643.12 \\ 4645.64 \\ 660.95 \end{bmatrix} \text{ kN} \quad \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \end{matrix}$$

El cálculo de las Fuerzas Sísmicas en pilas y estribos se realizó mediante equilibrio estático. Las fuerzas resultantes se presentan en la FIGURA 4.99

FIGURA 4.99 Representación de Fuerzas presentes en cada GDL del pórtico del Puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$\sum M_B = 0$$

$$254.21 \cdot 5.2 = 10.40 \cdot R_A$$

$$R_A = R_D = 127.11 [kN]$$

$$\sum F_y = 0$$

$$R_B = R_C \text{ "SIMETRIA"}$$

$$2 \cdot (254.21 + 481.29 + 753.03) = R_A + R_B + R_C + R_D$$

$$2977.06 = R_A + R_B + R_C + R_D$$

$$2722.84 = R_A + R_C$$

$$R_B = R_C = 1361.42 [kN]$$

Por lo tanto:

La Fuerza Sísmica y Fuerza de análisis del Diseño Transversal sobre el cuerpo del Estribo es:

$$F_{sismica} = R_A = 127.11 [kN]$$

$$F_{diseño} = \frac{242.56 \text{ kN}}{1.5} = 84.74 [kN]$$

La Fuerza Sísmica y Fuerza de análisis del Diseño Transversal sobre el cuerpo de la Pila es:

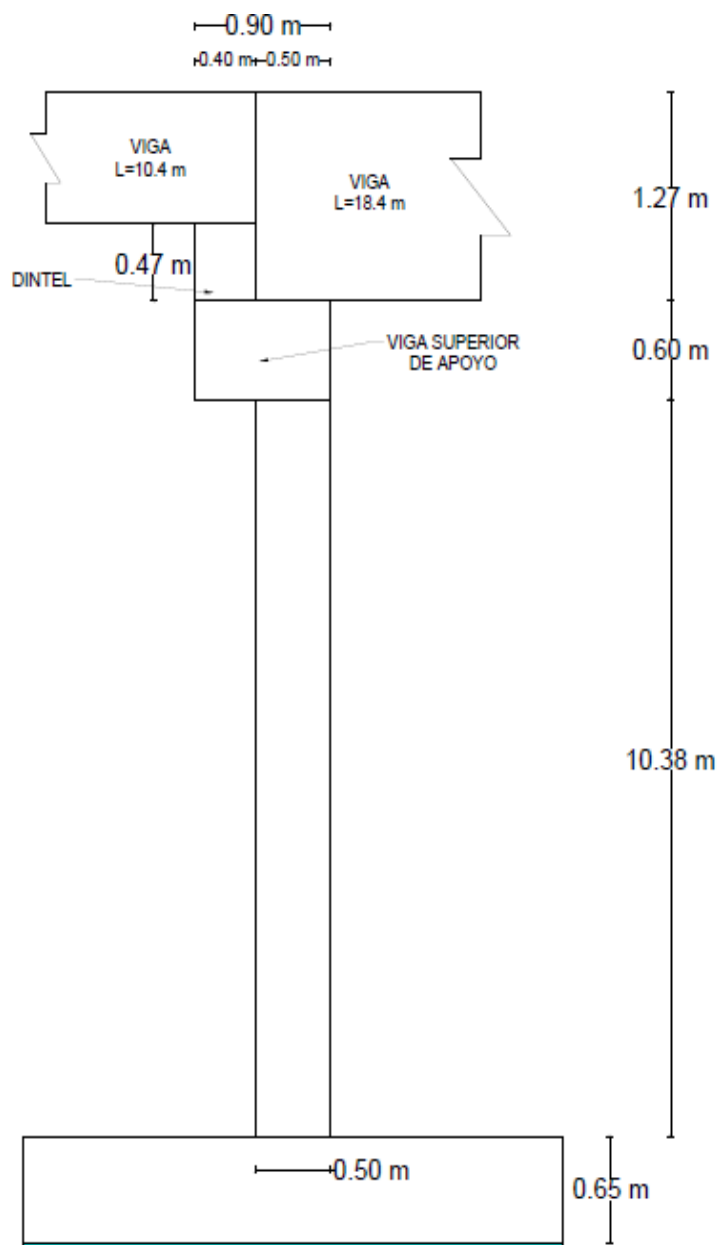
$$F_{sismica} = R_B = 1361.42 [kN]$$

$$F_{diseño} = \frac{12335.55 \text{ kN}}{2} = 907.61 [kN]$$

4.3.2 REVISIÓN DE PILAS

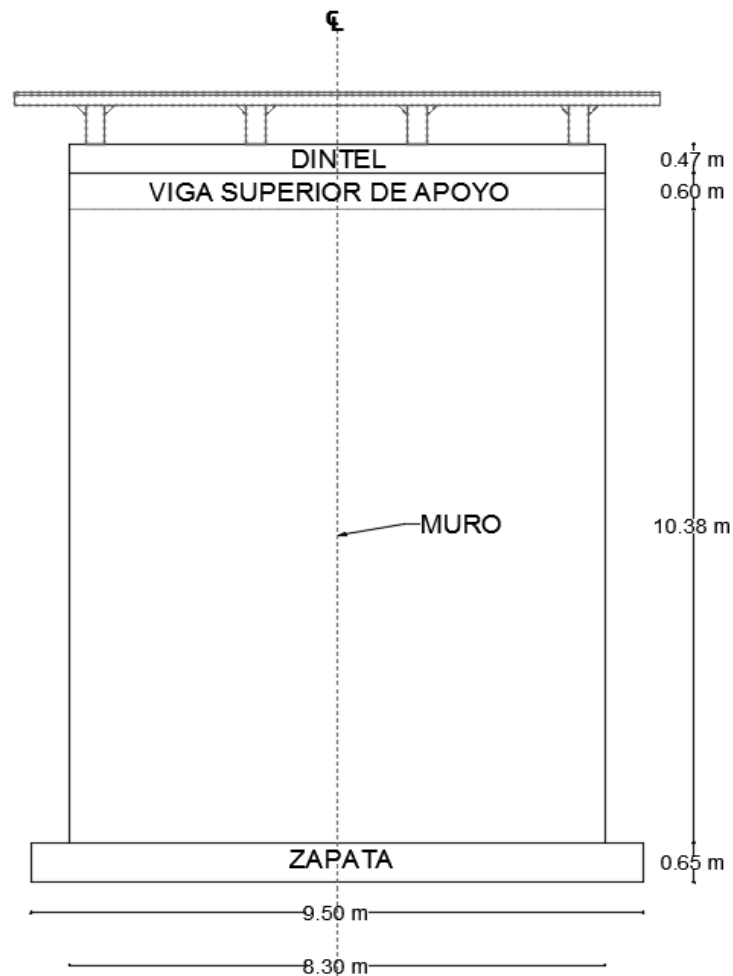
La configuración y geometría de las pilas tipo muro se muestran en la FIGURA 4.100 para sección Longitudinal y la FIGURA 4.101 para el Alzado Transversal, del puente sobre el Río Mocora.

FIGURA 4.100 Sección Longitudinal de la configuración y geometría de las Pilas del Puente sobre el Río Mocora (Vista XZ).



FUENTE: (MTO, 1986)

FIGURA 4.101 Alzado Transversal de la configuración y geometría de las Pilas del Puente sobre el Mocora (Vista YZ).



FUENTE: (MTO, 1986)

4.3.2.1 Cargas Verticales

Por conveniencia la mayoría de los cálculos se realizarán por cada cuerpo de Pila tal como se muestra en la FIGURA 4.95

- Peso Propio de la Pila "DC"

$$DC_{cabezal} = (0.47 \cdot 0.4 + 0.90 \cdot 0.6) m^2 \cdot 8.30 m \cdot 24 kN/m^3 = 145 [kN]$$

$$DC_{pila} = 8.3 m \cdot 0.5 m \cdot 10.38 m \cdot 24 kN/m^3 = 1033.85 [kN]$$

$$DC_{TOTAL} = 145 + 1033.85 = 1178.85 [kN]$$

- Peso Propio de la Superestructura DC

Cargas para la Viga Interior

$$W_{asfalto} = 2.76 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$W_{DC\ 10.4} = 10.2 + 4.54 + 0.54 = 15.28 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$W_{DC\ 18.4} = 10.20 + 7.92 + 0.54 = 18.66 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$P_{diaf\ estribo} = (2.5 - 0.30) \cdot (0.52 - 0.17) \cdot 0.25 \cdot 24 = 4.62 \text{ [kN]}$$

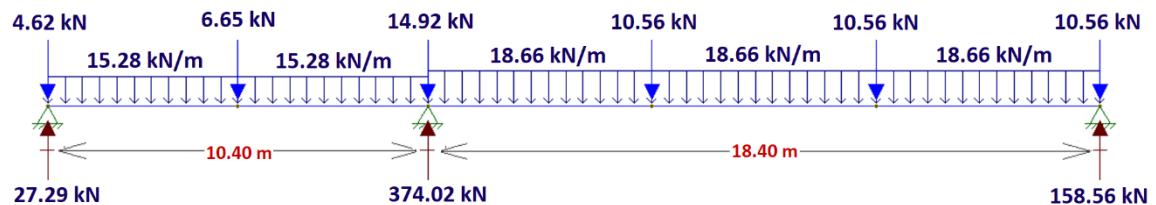
$$P_{diaf\ int_{10.4}} = (2.5 - 0.30) \cdot (0.80 - 0.17) \cdot 0.20 \cdot 24 = 6.65 \text{ [kN]}$$

$$P_{diaf\ pila} = (2.5 - 0.30) \cdot (0.95 - 0.17) \cdot 0.25 \cdot 24 = 10.30 \text{ [kN]}$$

$$P_{diaf\ int_{18.4}} = (2.5 - 0.30) \cdot (1.17 - 0.17) \cdot 0.20 \cdot 24 = 10.56 \text{ [kN]}$$

Consideración de Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Interior

FIGURA 4.102 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la Carga Muerta



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para este caso la reacción debido al peso propio de la superestructura actuando sobre la Pila es de 374.02 [kN].

Cargas para la Viga Exterior

$$W_{DC\ 10.4} = 15.28 + 2.97 = 18.25 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$W_{DC\ 18.4} = 18.66 + 2.97 = 21.63 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$P_{diaf\ estribo} = 2.31 [kN]$$

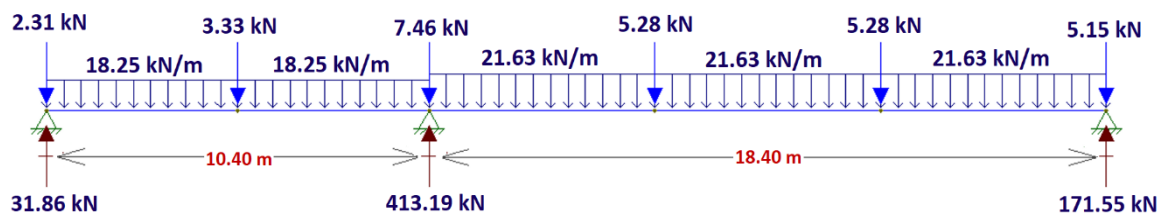
$$P_{diaf\ ext_{10.4}} = 3.33 [kN]$$

$$P_{diaf\ pila} = 5.15 [kN]$$

$$P_{diaf\ ext_{18.4}} = 5.28 [kN]$$

Consideración de Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Exterior

FIGURA 4.103 Reacciones de las vigas exteriores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la Carga Muerta

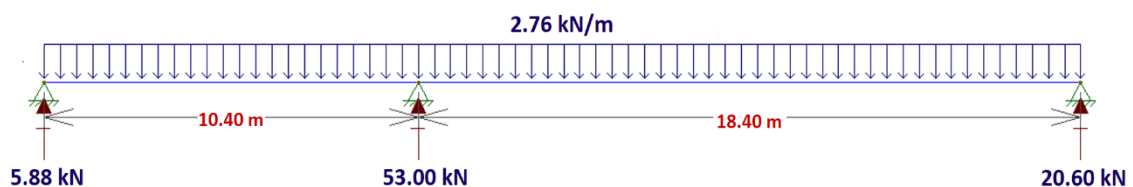


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para este caso la reacción debido al peso propio de la superestructura actuando sobre la Pila es de 413.19 [kN].

- Peso Propio del Asfalto "DW"

FIGURA 4.104 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la carga de la superficie de rodadura



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para este caso la reacción debido a la acción de la carga de la superficie de rodadura actuando sobre la Pila es de 53.00 [kN].

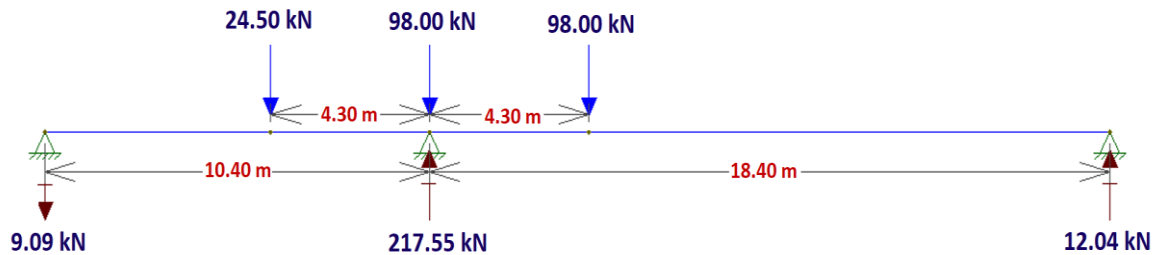
Para el caso de vigas exteriores las reacciones son las mismas: 53.00 [kN]

- Carga Viva en la Superestructura más Impacto “LL+IM”

Por conveniencia y simplicidad de cálculo se asume que el caso crítico a analizar se encuentra cuando el eje intermedio del camión de diseño se asienta directamente sobre la pila tal como se observa en la FIGURA 4.105

Se considera el paso solo de una rueda de cada eje y se obtiene la reacción en la pila, luego se la ubica en la sección transversal del puente (Gómez Ashqui & Suntasig Catota, 2018).

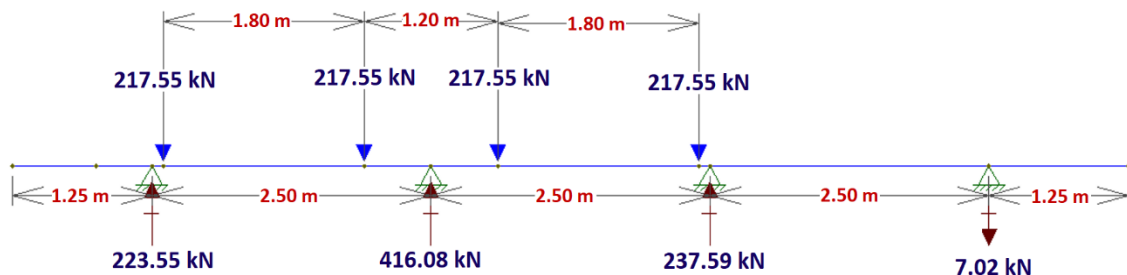
FIGURA 4.105 Reacciones debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La distancia mínima que puede acercarse una rueda a la barrera es de 0.60 [m] (AASHTO LRFD, 2017). Por ende, las reacciones máximas posibles sobre las vigas del tablero se obtienen a partir de las posiciones en la FIGURA 4.106

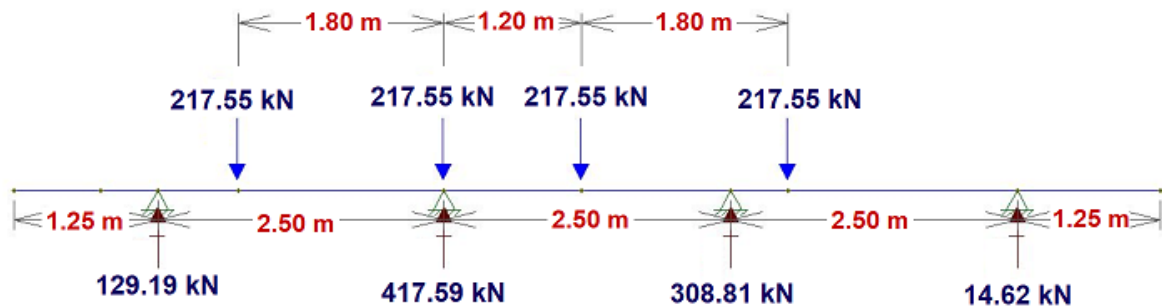
FIGURA 4.106 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción generada por el camión de diseño en las vigas exteriores es de 223.55 [kN]

FIGURA 4.107 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior

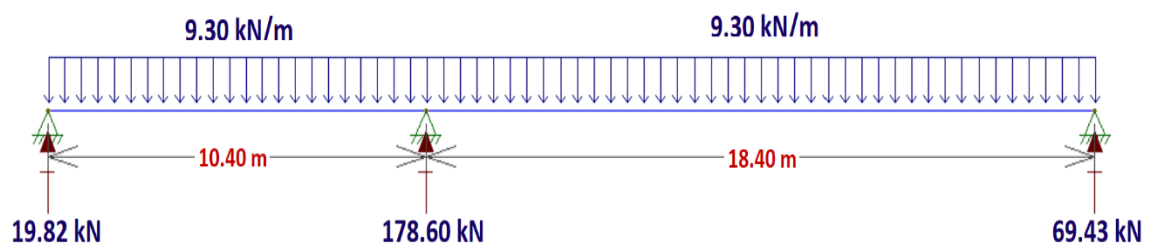


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para obtener la reacción generada por el camión de diseño en las vigas se toma en cuenta las posiciones mostradas en la FIGURA 4.106 y la FIGURA 4.107, las cuales son las más desfavorables, y se escoge las reacciones de mayor valor, tomando en cuenta que al proponer estas ubicaciones se hace un análisis conservador, pero quedando del lado de la seguridad. Lo que se está haciendo es una revisión, por lo que de cumplirse se habrá logrado el objetivo.

- Carga de Carril

FIGURA 4.108 Reacciones de las vigas interiores en la unión del tramo largo y corto en el apoyo sobre la pila, debido a la acción de la carga de carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para este caso la reacción debido a la acción de la carga de carril actuando sobre la Pila es de 178.60 [kN].

Para el caso de vigas exteriores las reacciones son las mismas: 178.60 [kN].

Reacciones debido a la acción de Cargas Vivas más Impacto LL + IM

- Viga Interior

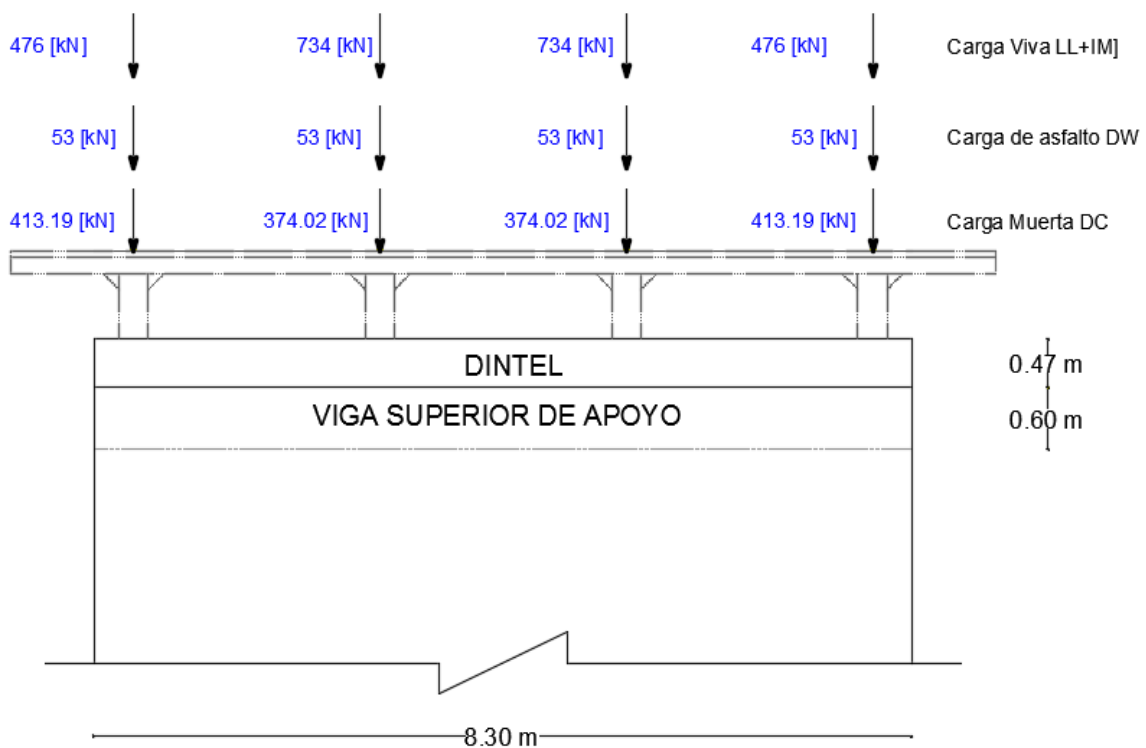
$$LL + IM = 417.59 \text{ kN} \cdot 1.33 + 178.60 \text{ kN} = 734 \text{ [kN]}$$

- Viga Exterior

$$LL + IM = 223.55 \text{ kN} \cdot 1.33 + 178.60 \text{ kN} = 476 \text{ [kN]}$$

Las cargas verticales actuantes en la Viga Cabezal se determinan mediante la combinación de reacciones de las Vigas Interiores y Exteriores tal como se muestra en la FIGURA 4.109

FIGURA 4.109 Cargas Verticales puntuales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal de la Pila del Puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.2.2 Cargas Horizontales

- Fuerza de Frenado “BR”

Las Fuerzas de frenado serán soportadas tanto por pilas y estribos, ya que se tiene vigas biarticuladas. Se considera que la carga de carril tributa una longitud de 14.40 [m] para las pilas y 5.2 [m] para los estribos.

El cálculo se lo realiza para los carriles en que los vehículos se movilizan en la misma dirección, de producirse dicho caso en el que ambos carriles posteriormente transporten tráfico en la misma dirección, o a su vez un vehículo rebasa a otro y frenen simultáneamente (Gómez Ashqui & Suntasig Catota, 2018), se tiene:

$$BR_1 = 0.25 \cdot 441 [kN] \cdot 2 \text{ vías} \cdot 1.0 = 220.5 [kN]$$

$$BR_2 = 0.25 \cdot 250. [kN] \cdot 2 \text{ vías} \cdot 1.0 = 125[kN]$$

$$BR_3 = 0.05 \cdot \left(441 \text{ kN} + \left(9.30 \frac{kN}{m} \cdot 14.40 \text{ m} \right) \right) \cdot 2 \text{ vías} \cdot 1.0 = 57.49 [kN]$$

$$BR_4 = 0.05 \cdot \left(250 \text{ kN} + \left(9.30 \frac{kN}{m} \cdot 14.40 \text{ m} \right) \right) \cdot 2 \text{ vías} \cdot 1.0 = 38.39 [kN]$$

La fuerza de frenado crítica es de $BR = 220.5 [kN]$, considerada tanto para pilas y estribos actuando a 1.80 [m] tomada desde la calzada en la dirección longitudinal del puente.

$$BR = \frac{220.5 \text{ kN}}{1 \text{ pila}} = 220.5 [kN]$$

Por lo tanto, la Fuerza de Frenado se encuentra ubicada a una altura tomada desde la base de la pila igual a:

$$Z = 14.10 [m]$$

- Fuerza de Sismo “EQ”

Aplicada en el centro de gravedad de las Pilas, a una distancia de 5.49 m tanto para la sección longitudinal, como para la sección transversal.

$$\bar{z} = 5.49 \text{ m [m]}$$

Fuerza Sísmica proveniente de la Inercia de la Pila

La Fuerza sísmica proveniente de la Pila está actuando en el centro de gravedad de la Pila para ambas direcciones.

Para un suelo Tipo D y ajustándolo con los efectos de sitio se tiene:

$$k_h = 0.5 \cdot k_{ho} = 0.5 \cdot PGA \cdot F_{pga}$$

$$k_h = 0.5 \cdot 0.78 \cdot 1.0 = 0.39$$

$$F_{sísmica} = k_h \cdot W_{DC} = 0.39 \cdot 1178.85 \text{ kN/m} = 459.80 \text{ [kN]}$$

Fuerza Sísmica proveniente de la Superestructura

La Fuerza sísmica proveniente de la Superestructura está actuando en el centro de gravedad del Tablero.

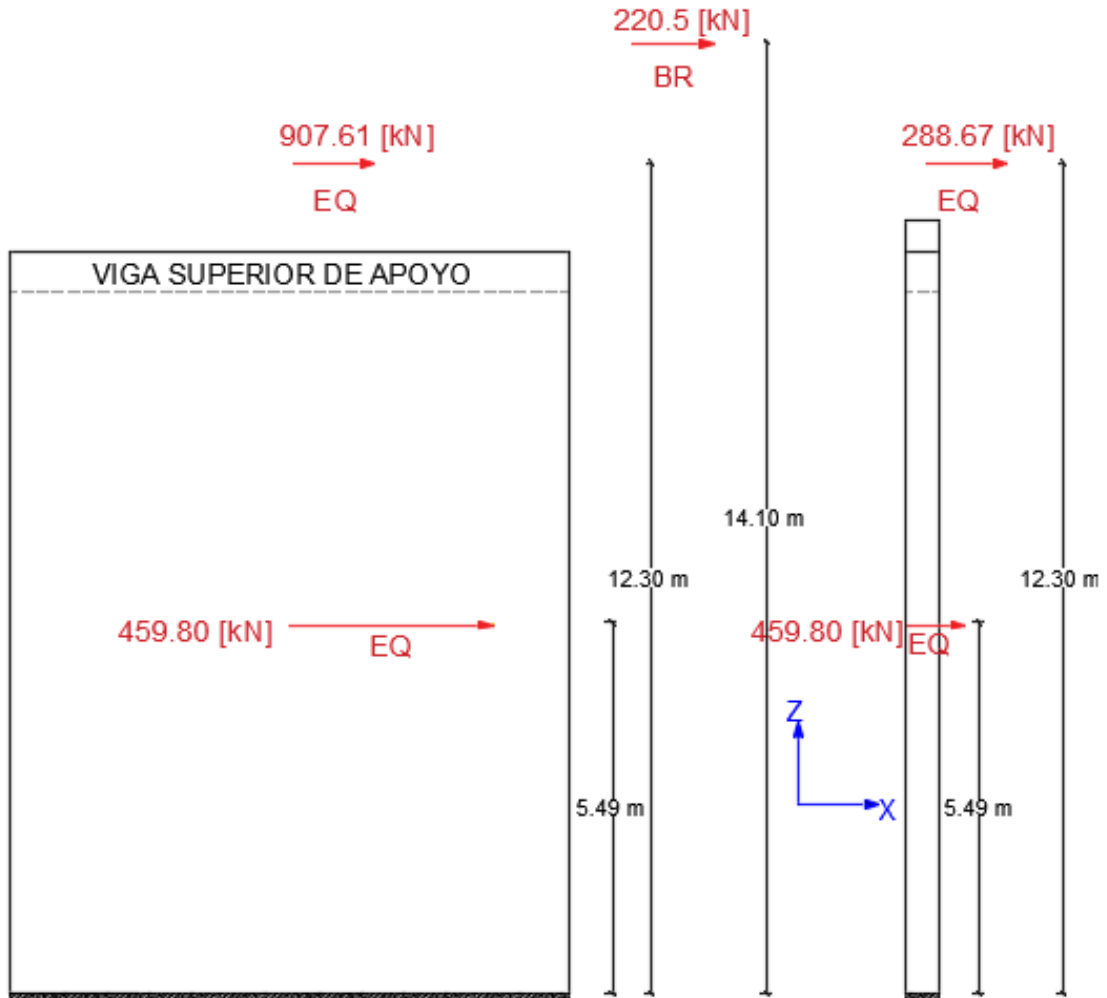
La Fuerza Sísmica y Fuerza análisis de Diseño Longitudinal sobre el cuerpo de la Pila es:

$$F_{diseño} = \frac{288.67 \text{ kN}}{1 \text{ pila}} = 288.67 \text{ [kN]}$$

La Fuerza Sísmica y Fuerza de análisis de Diseño Transversal sobre el cuerpo de la Pila es:

$$F_{diseño} = \frac{907.61 \text{ kN}}{1 \text{ pila}} = 907.61 \text{ [kN]}$$

FIGURA 4.110 Representación de Fuerzas Horizontales actuantes en la Pila del puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.2.3 Estados Límite Aplicables y Combinaciones de Carga

Los estados límites aplicables para este caso por las características descritas para el puente y por mayor conveniencia son de Resistencia I y Extremo I.

En la sección 11.8.6 de la (AASHTO LRFD, 2017) se describe que, para este tipo de estructura, y el grado de importancia para el proyecto se debe tomar un factor de $\gamma_{EQ} = 1$.

Los factores de carga permanentes se elegirán para producir el máximo efecto de las fuerzas factorizadas (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011).

TABLA 4.13 Resumen de Cargas Verticales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES			
TIPO	CARGA [KN]	FACTORES DE CARGA γ	
		RESISTENCIA I	EXTREMO I
DC v interior	372.02	1.25	1.25
DC v exterior	413.19	1.25	1.25
DW	53.00	1.50	1.50
LL + IM v interior	734.00	1.75	1.00
LL + IM v exterior	476	1.75	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.14 Resumen de Cargas Horizontales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite en el Plano Y-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PARA EL PLANO Y-Z			
TIPO	CARGA [KN]	FACTORES DE CARGA γ	
		RESISTENCIA I	EXTREMO I
EQ	907.61	0.00	1.00
EQ	459.80	0.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.15 Resumen de Cargas Horizontales actuantes sobre la Pila del puente con sus respectivos Estados Límite en el Plano X-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PARA EL PLANO X-Z			
TIPO	CARGA [KN]	FACTORES DE CARGA γ	
		RESISTENCIA I	EXTREMO I
BR	220.50	1.75	1.00
EQ	288.67	0.00	1.00
EQ	459.80	0.00	1.00

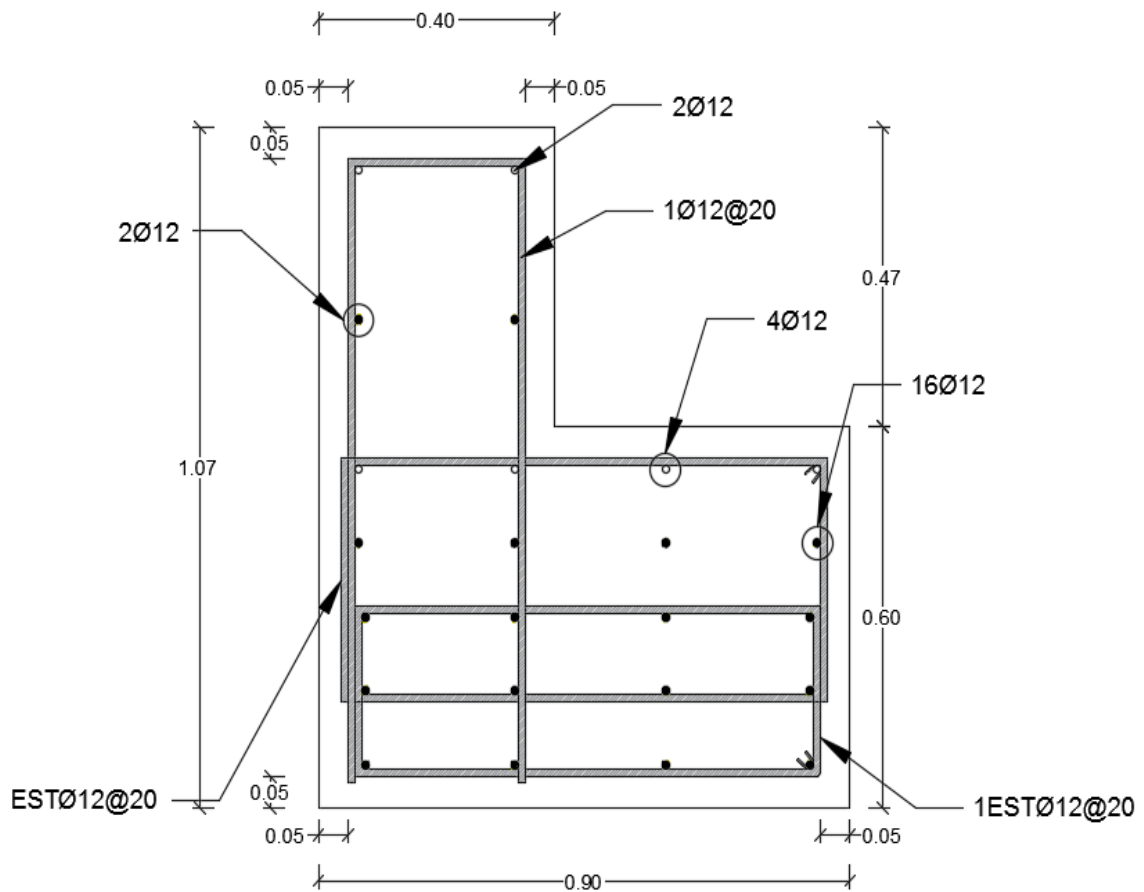
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.2.4 Chequeo de Armadura

VIGA DE APOYO (CABEZAL)

Las únicas solicitaciones que actúan sobre la viga superior de apoyo (Cabezal) son las cargas verticales, las mismas que se cargan en la sección de la cara de la columna.

FIGURA 4.111 Sección de Viga Superior de Apoyo (Cabezal) para el puente sobre el Río Mocora en el Plano X-Z



FUENTE: (MTO, 1986)

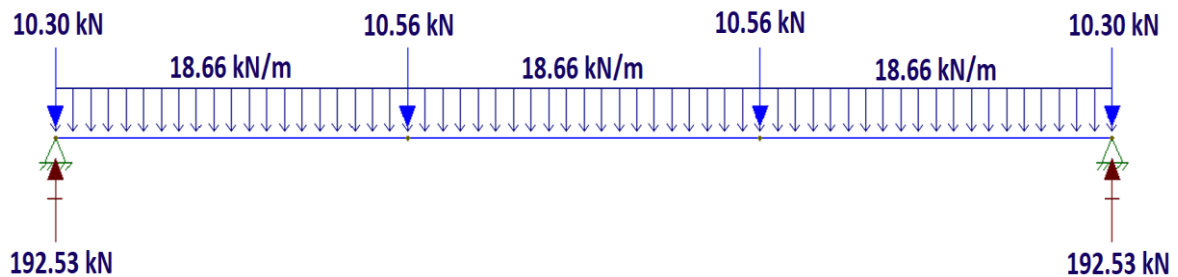
Se procede a realizar un análisis independiente para cada Tablero de igual manera que se realizó el cálculo de solicitaciones verticales actuantes en las pilas del puente.

TABLERO DE L = 18.4 m

- Peso Propio de la Superestructura DC para el Tablero de 18.4 [m]

Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Interior

FIGURA 4.112 Reacciones en la Viga Interior para Tablero de 18.4 m debido a la acción de la Carga Muerta

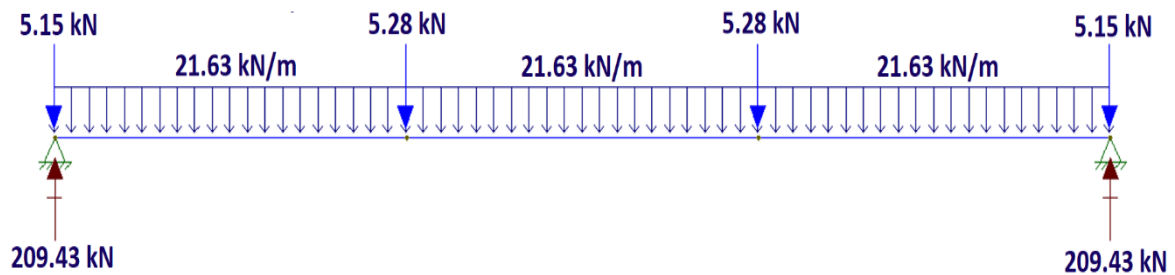


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido al peso propio de la superestructura en la viga interior del Tablero de 18.4 [m] es de 192.53 [kN].

Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Exterior

FIGURA 4.113 Reacciones en la Viga Exterior para el Tablero de 18.4 m debido a la acción de la Carga Muerta

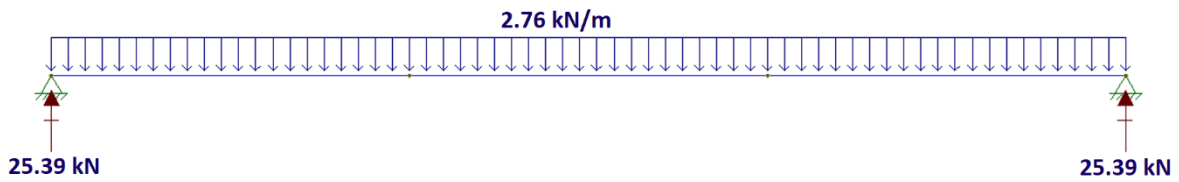


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido al peso propio de la superestructura en la viga exterior del Tablero de 18.4 [m] es de 209.43 [kN].

- Peso Propio del Asfalto "DW"

FIGURA 4.114 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 18.4 m debido acción de la carga de la superficie de rodadura

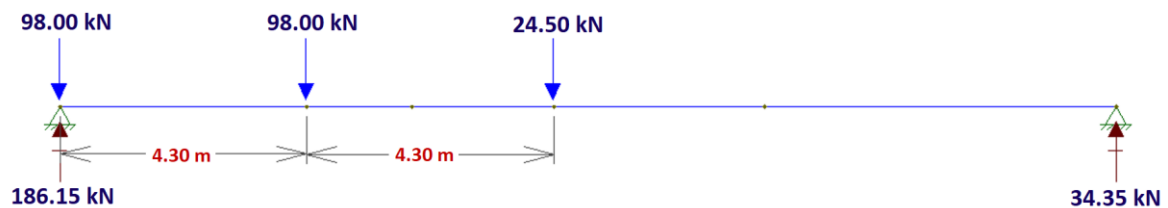


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido a la acción de la carga de la superficie de rodadura en la Viga Interior tanto como en la Viga Exterior del Tablero de 18.4 [m] es de 25.39 [kN].

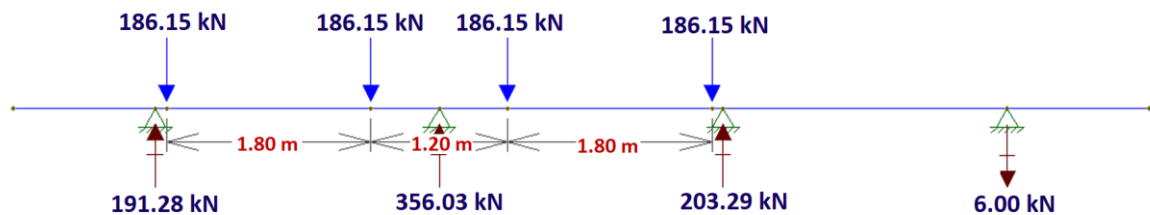
- Carga Viva en la Superestructura más Impacto "LL+IM"

FIGURA 4.115 Reacciones para el Tablero de 18.4 m debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

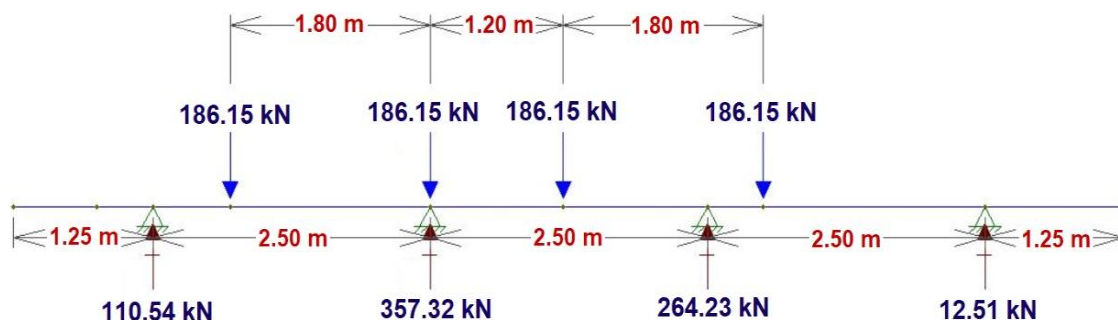
FIGURA 4.116 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior para el Tablero de 18.4 m



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción generada por el camión de diseño en las vigas exteriores es de 191.28 [kN] del Tablero de 18.4 [m].

FIGURA 4.117 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior para el Tablero de 18.4 m

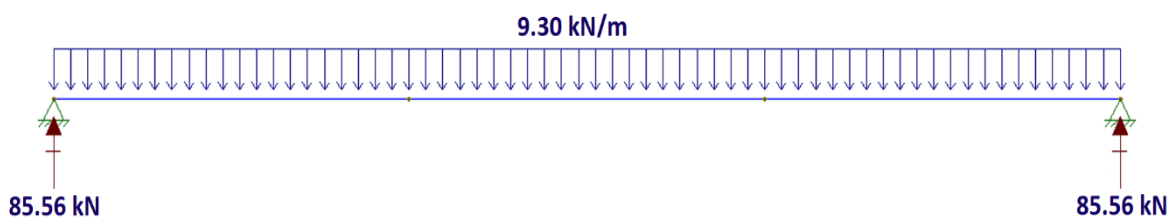


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para obtener la reacción generada por el camión de diseño en las vigas se toma en cuenta las posiciones mostradas en la FIGURA 4.116 y la FIGURA 4.117, las cuales son las más desfavorables, y se escoge las reacciones de mayor valor, tomando en cuenta que al proponer estas ubicaciones se hace un análisis conservador, pero quedando del lado de la seguridad. Lo que se está haciendo es una revisión, por lo que de cumplirse se habrá logrado el objetivo.

- Carga de Carril

FIGURA 4.118 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 18.4 m debido a la acción de la carga de carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido a la acción de la carga de carril del Tablero de 18.4 [m] es de 85.56 [kN].

Reacciones debido a la acción de Cargas Vivas más Impacto LL + IM:

- Viga Interior

$$LL + IM = 357.32 \text{ kN} \cdot 1.33 + 85.56 \text{ kN} = 561 \text{ [kN]}$$

- Viga Exterior

$$LL + IM = 191.28 \text{ kN} \cdot 1.33 + 85.26 \text{ kN} = 340 \text{ [kN]}$$

Por tanto, se procede a la aplicación de Estados Límites para tanto la viga interior y viga exterior:

TABLA 4.16 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Interior para el Tablero de 18.4 m para cada Estado Límite

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA INTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES				
CARGA [kN] / ESTADOS LÍMITES	DC	DW	LL + IM	Σ Pu
	192.53	25.39	561	777.00
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	1260.50
	240.66	38.09	978.39	
EXTREMO I	1.25	1.50	1.00	837.83
	240.66	38.09	559.08	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.17 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Exterior para el Tablero de 18.4 m para cada Estado Límite

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA EXTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES				
CARGA [kN] / ESTADOS LÍMITES	DC	DW	LL + IM	Σ Pu
	209.43	25.39	340	574.78
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	894.87
	261.79	38.09	594.93	
EXTREMO I	1.25	1.50	1.00	639.83
	261.79	38.09	339.96	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se elige el máximo valor como el caso más crítico. Por ende, se toma el valor de la viga interior de $P_u = 1260.50 \text{ [kN]}$, con lo que se procederá al análisis.

Se tiene como elemento de apoyo a una placa de neopreno de dureza shore 50° de $2x30x30 \text{ [cm]}$. Por lo que se tiene:

$$W = 30 \text{ [cm]}$$

$$L = 30 \text{ [cm]}$$

$$h = 60 \text{ [cm]}$$

$$\text{Junta} = 5 \text{ [cm]}$$

Resistencia de Aplastamiento

$$\Phi P_{nb} = \Phi \cdot (0.85 \cdot f_c \cdot W \cdot L)$$

$$\Phi = 0.8 \rightarrow \text{Hormigón de Densidad Normal}$$

$$\Phi P_{nb} = 0.8 \cdot (0.85 \cdot 2.1 \cdot 30 \cdot 30)$$

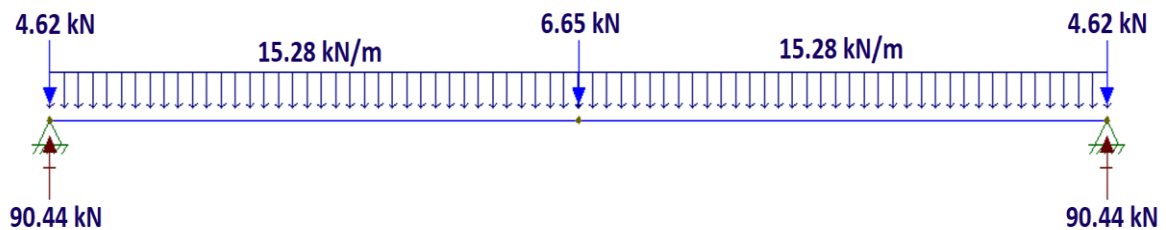
$$\Phi P_{nb} = 1285.2 \text{ [kN]} > 1260.50 \text{ [kN]} \rightarrow \text{OK!}$$

TABLERO DE L = 10.4 m

- Peso Propio de la Superestructura DC

Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Interior

FIGURA 4.119 Reacciones en la Viga Interior para Tablero de 10.4 m debido a la acción de la Carga Muerta

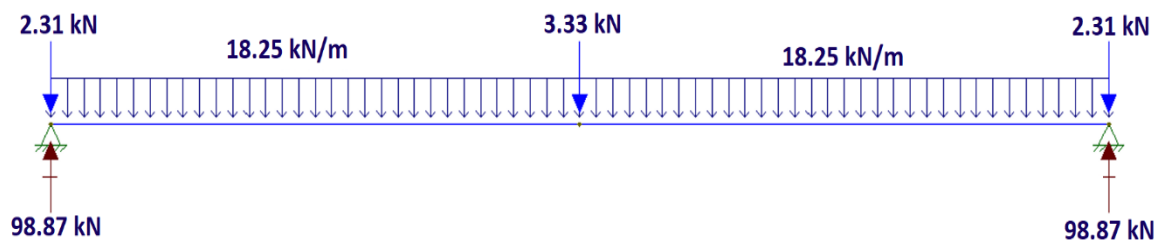


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido al peso propio de la superestructura en la viga interior del Tablero de 10.4 [m] es de 90.44 [kN].

Reacciones por Carga Muerta sobre la Viga Exterior

FIGURA 4.120 Reacciones en la Viga Exterior para el Tablero de 10.4 m debido a la acción de la Carga Muerta

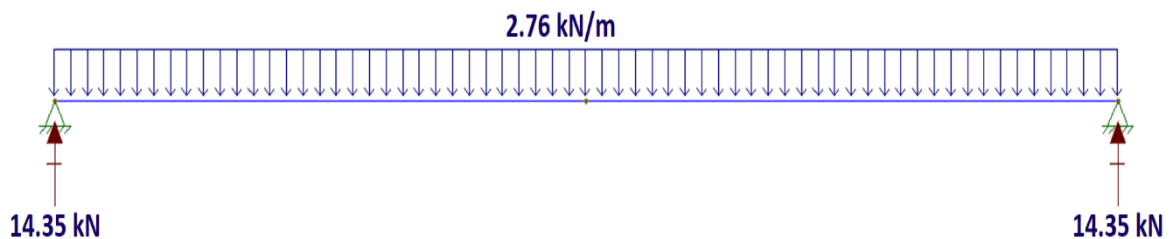


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido al peso propio de la superestructura en la viga exterior del Tablero de 10.4 [m] es de 98.87 [kN].

- Peso Propio del Asfalto "DW"

FIGURA 4.121 Reacciones en la Viga Interior para el Tablero de 10.4 m debido acción de la carga de la superficie de rodadura

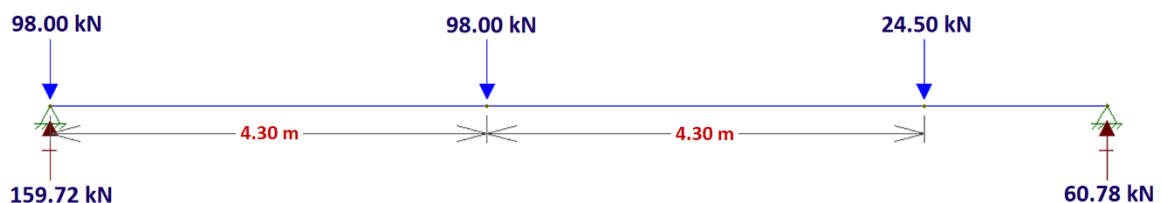


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido a la acción de la carga de la superficie de rodadura en la Viga Interior tanto como en la Viga Exterior del Tablero de 10.4 [m] es de 14.35 [kN].

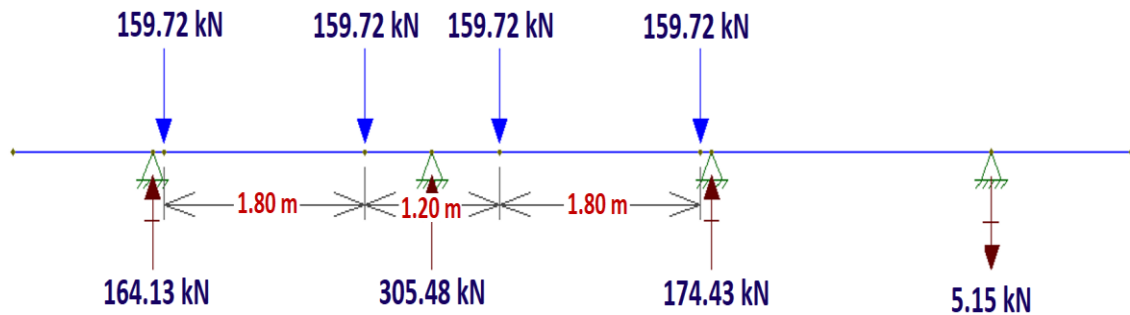
- Carga Viva en la Superestructura más Impacto "LL+IM"

FIGURA 4.122 Reacciones para el Tablero de 10.4 m debido al paso del camión de diseño debido al tren de carga producto del paso de una rueda de cada eje.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

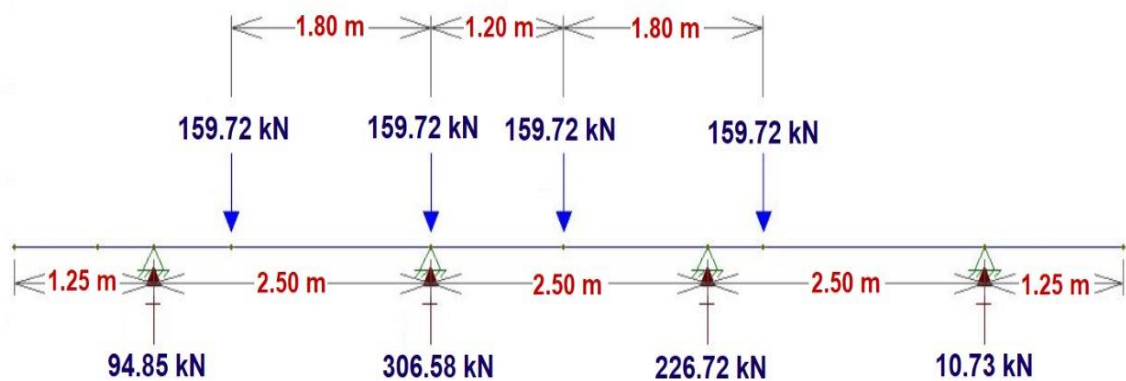
FIGURA 4.123 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga exterior para el Tablero de 10.4 m



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción generada por el camión de diseño en las vigas exteriores es de 164.13 [kN] del Tablero de 10.4 [m].

FIGURA 4.124 Ubicación y reacciones de las Cargas Vivas del camión de diseño en las cuales se produce la mayor carga sobre la viga interior para el Tablero de 10.4 m

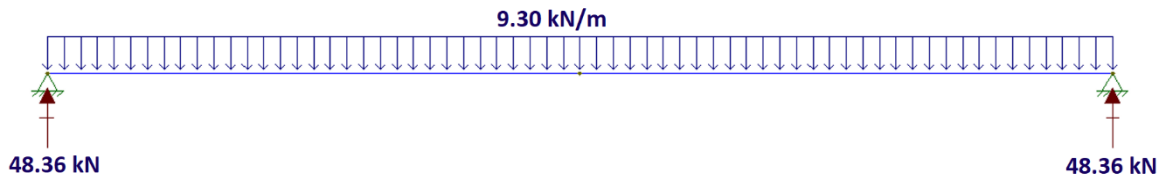


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para obtener la reacción generada por el camión de diseño en las vigas se toma en cuenta las posiciones mostradas en la FIGURA 4.123 y la FIGURA 4.124, las cuales son las más desfavorables, y se escoge las reacciones de mayor valor, tomando en cuenta que al proponer estas ubicaciones se hace un análisis conservador, pero quedando del lado de la seguridad. Lo que se está haciendo es una revisión, por lo que de cumplirse se habrá logrado el objetivo.

- Carga de Carril

FIGURA 4.125 Reacciones en la Viga Interior y exterior para el Tablero de 10.4 m debido a la acción de la carga de carril



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La reacción debido a la acción de la carga de carril del Tablero de 10.4 [m] es de 48.36 [kN].

Reacciones debido a la acción de Cargas Vivas más Impacto LL + IM:

- Viga Interior

$$LL + IM = 306.58 \text{ kN} \cdot 1.33 + 48.36 \text{ kN} = 456 \text{ [kN]}$$

- Viga Exterior

$$LL + IM = 164.13 \text{ kN} \cdot 1.33 + 48.36 \text{ kN} = 267 \text{ [kN]}$$

Se procede a la aplicación de Estados Límites para tanto la viga interior y viga exterior:

TABLA 4.18 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Interior para el Tablero de 10.4 m para cada Estado Límite

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA INTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES				
CARGA [kN] / ESTADOS LÍMITES	DC	DW	LL + IM	Σ Pu
	90.44	14.35	456	566.90
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	929.40
	109.88	21.53	813.14	
EXTREMO I	1.25	1.50	1.00	596.05
	109.88	21.53	464.65	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.19 Factorización de las cargas puntuales de la Viga Exterior para el Tablero de 10.4 m para cada Estado Límite

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA EXTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES					
CARGA [kN] / LÍMITES	ESTADOS	DC	DW	LL + IM	ΣP_u
		98.87	14.35	267	379.87
RESISTENCIA I		1.25	1.50	1.75	612.36
		123.59	21.53	466.64	
EXTREMO I		1.25	1.50	1.00	411.76
		123.59	21.53	266.65	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se elige el máximo valor como el caso más crítico. Por ende, se toma el valor de la viga interior de $P_u = 929.40 [kN]$, con lo que se procederá al análisis.

Teniendo como elemento de apoyo a una placa de neopreno de dureza shore 50° de $1x30x30 [cm]$. Por lo que se tiene:

$$W = 30 [cm]$$

$$L = 30 [cm]$$

Resistencia de Aplastamiento

$$\Phi P_{nb} = \Phi \cdot (0.85 \cdot \hat{f}_c \cdot W \cdot L)$$

$$\Phi = 0.8 \rightarrow \text{Hormigón de Densidad Normal}$$

$$\Phi P_{nb} = 0.8 \cdot (0.85 \cdot 2.1 \cdot 30 \cdot 30)$$

$$\Phi P_{nb} = 1285.2 [kN] > 929.40 [kN] \rightarrow OK!$$

Como se puede observar en el análisis por Estados Límites, predomina la combinación por Resistencia I, por lo tanto, se aplicará el mismo criterio para el peso propio de la viga de apoyo:

$$DC_{cabezal} = (0.60 \cdot 0.90 + 0.47 \cdot 0.4) m^2 \cdot 24 kN/m^3 \cdot 1.25 = 21.84 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

CUERPO DE PILA

ACERO A FLEXIÓN

Se calcula el Momento último Negativo:

TABLA 4.20 Cargas verticales actuantes sobre la viga interior de la Pila aplicando estados límites

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA INTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES				
CARGA [kN] / ESTADOS LÍMITES	DC	DW	LL + IM	Σ Pu
	372.02	53.00	734.00	1159.04
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	1829
	467.53	79.50	1281.00	
EXTREMO I	1.25	1.50	1.00	1278.55
	467.53	79.50	734.00	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.21 Cargas verticales actuantes sobre la viga exterior de la Pila aplicando estados límites

CARGAS PUNTUALES PARA VIGA EXTERIOR SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES				
CARGA [kN] / ESTADOS LÍMITES	DC	DW	LL + IM	Σ Pu
	413.19	53.00	476	942.19
RESISTENCIA I	1.25	1.50	1.75	1429
	516.49	79.50	832.86	
EXTREMO I	1.25	1.50	1.00	1072
	516.49	79.50	476	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

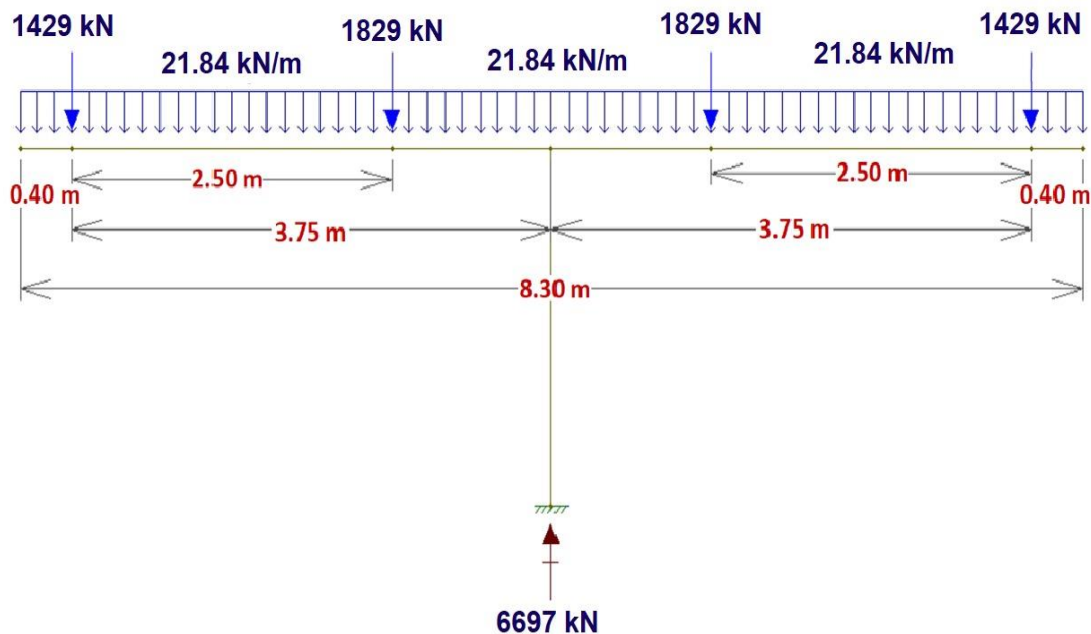
Como se puede observar en el análisis por Estados Límites, predomina la combinación por Resistencia I, por lo tanto, se aplicará el mismo criterio para el peso propio de la pila:

$$DC_{cabezal} = 21.84 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$DC_{pila} = 8.30 \text{ m} \cdot 10.98 \text{ m} \cdot 0.50 \text{ m} \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.25 = 1367 [kN]$$

Se procede a cargar la estructura con las solicitaciones facturadas de acuerdo con la configuración de la pila, tal como se indica en la FIGURA 4.126

FIGURA 4.126 Cargas Verticales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal de la Pila del Puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La carga Axial última actuante sobre el cuerpo de la Pila del Puente es:

$$P_u = 6697[kN] + 1367 [kN] = 8064[kN]$$

TABLA 4.22 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del Diseño de la Viga Superior de Apoyo para el Puente en el Plano Y-Z

MOMENTO ÚLTIMO SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO Y-Z			
MOMENTO [kN·m/pila] / ESTADOS LÍMITES	EQ	EQ	Σ Mu
	11163.60	2524.30	13687.90
RESISTENCIA I	0.00.	0.00	0.00
	0.00	0.00	
EXTREMO I	1.00	1.00	13687.90
	11163.60	2524.30	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.23 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del Diseño de la Viga Superior de Apoyo para el Puente en el Plano X-Z

MOMENTO ÚLTIMO SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO X-Z				
MOMENTO [kN·m] / ESTADOS LÍMITES	BR	EQ	EQ	Σ Mu
	4519.05	3550.64	2524.30	10593.99
RESISTENCIA I	1.75	0.00	0.00	7908.34
	7908.34	0.00	0.00	
EXTREMO I	1.00	1.00	1.00	10593.99
	4519.05	3550.64	2524.30	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se toma en cuenta los valores más críticos dados por las combinaciones de carga para cada Estado Límite. Por lo tanto, se tiene:

$$P_u = 8064 [kN]$$

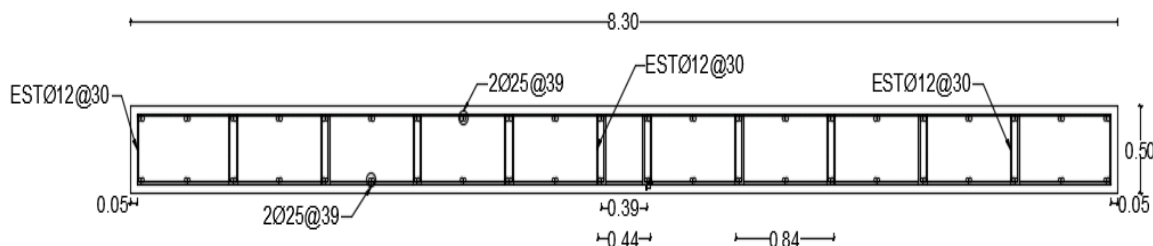
$$M_u = 13687.90 [kN \cdot m] (Plano Y - Z)$$

$$M_u = 10593.99 [kN \cdot m] (Plano X - Z)$$

ANÁLISIS DE MURO

La sección armada del cuerpo de la Pila propuesta en los planos estructurales del puente sobre el Río Mocora se presenta en la FIGURA 4.127.

FIGURA 4.127 Sección de la pila y acero propuesto para el puente



FUENTE: (MTOP, 1986)

$$A_g = 830 \text{ cm} \cdot 50 \text{ cm} = 41500 [\text{cm}^2]$$

$$\text{Se tiene: } A_s = 44\Phi 25 [\text{mm}] \text{ en c/ cara} \rightarrow A_s = 44 \cdot \pi \cdot \left(\frac{2.5 \text{ cm}}{2} \right)^2 = 215.98 [\text{cm}^2]$$

$$A_{s \text{ total}} = 431.96 [\text{cm}^2]$$

Por lo tanto:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{431.96}{41500} = 0.0104$$

Con $\rho_s = 1.04\%$ de A_g en Acero Longitudinal

Refuerzo Mínimo a Flexo-compresión en Zonas Sísmicas

$$\rho_l \geq 0.0025$$

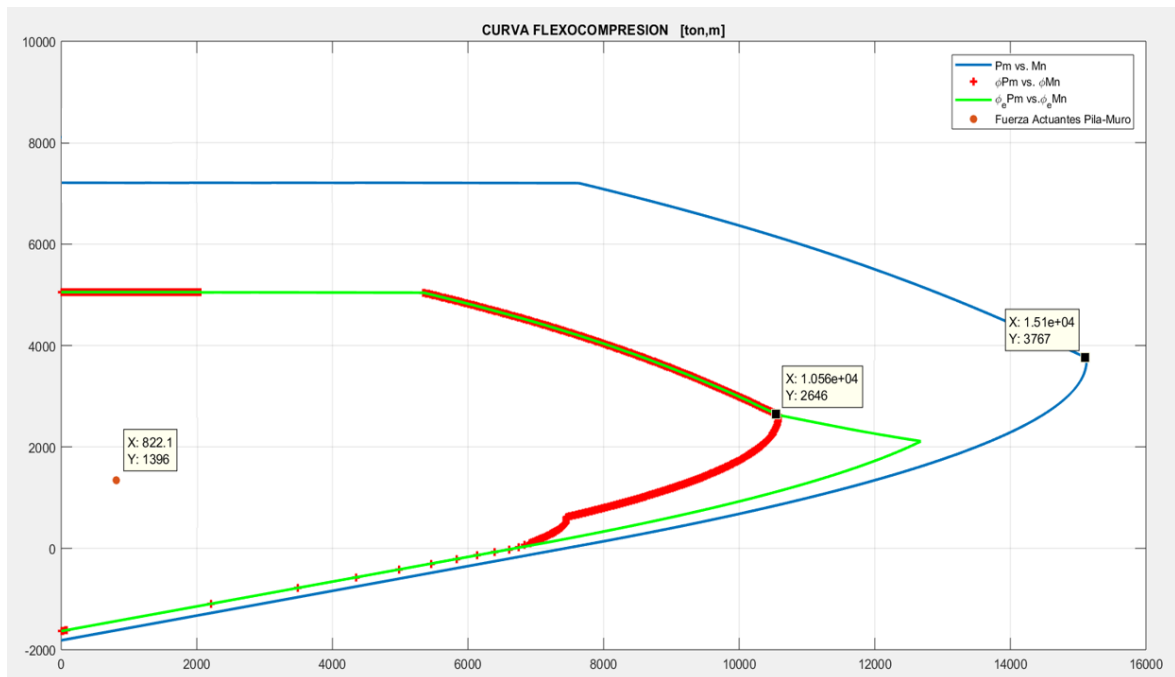
$$0.0106 \geq 0.0025 \rightarrow OK!$$

Para el análisis sismorresistente del puente se analizará únicamente las fuerzas generadas en el sentido transversal al pórtico (sentido Y-Z); ya que tienen mayor influencia en la estabilidad de las pilas. Por lo tanto, de acuerdo con las características de la estructura, su longitud y configuración, el $M_u = 13687.90 [\text{kN} \cdot \text{m}]$.

Capacidad del Muro

Utilizando un software se obtiene el diagrama de Interacción de acuerdo a las especificaciones de la (American Concrete Institute (318-14), 2014) para un muro (Anexo 5) con los resultados en forma gráfica como se muestran en la FIGURA 4.128

FIGURA 4.128 Diagrama de Interacción del Muro (P_n vs M_n) para la Pila del Puente sobre el Río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

En el diagrama de Interacción, se tiene que tanto $P_u = 8064 \text{ [kN]} = 822.4 \text{ [T]}$ como $M_u = 13687.9 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 1395.8 \text{ [T} \cdot \text{m]}$ se encuentran dentro de la zona de resistencia, por lo que el muro cumple las condiciones mínimas necesarias de geometría y cantidad de acero requeridos para soportar efectivamente las solicitaciones últimas del puente.

Verificación a Cortante del Cuerpo de la Pila

$$P_b = 148080 \text{ [kN]} = 15100 \text{ [T]} \rightarrow \text{"P Balanceado"}$$

$$M_b = 36941.65 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 3767 \text{ [T} \cdot \text{m]} \rightarrow \text{"Momento Balanceado"}$$

Cortante último:

$$V_u = \frac{M_b}{L} = \frac{36941.65}{10.98} = 3364.44 \text{ [kN]}$$

Área efectiva para cortante (Sección Rectangular):

$$d = h - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_b}{2} = 830 - 5 - 1.2 - \frac{2.5}{2} = 822.55 \text{ [cm]}$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{215.98 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 0.85 \cdot 50} = 119.57 \text{ [cm]}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0.85 \cdot 119.57 = 101.63 \text{ [cm]}$$

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 822.55 - \frac{101.63}{2} = 771.74$$

$$A_e = b_v \cdot d_v = 50 \cdot 771.74 = 38577 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Corte Nominal Resistente del Concreto:

$$V_c = 0.083 \cdot \beta^* \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_e$$

$$\beta^* = 2.0 \text{ (Elemento sometido a compresión con acero a cortante)}$$

$$V_c = 0.083 \cdot 2 \cdot \sqrt{21} \cdot 38577 \cdot \frac{1}{10} = 2934.58 \text{ [kN]}$$

Espaciamiento del Acero Transversal:

$$S = 29 \text{ [cm]}$$

Cortante Nominal Resistente del Acero:

$$V_r = V_u$$

$$V_s = \frac{V_r - \Phi \cdot V_c}{\Phi} = \frac{3364.44 - 0.90 \cdot 2934.58}{0.90} = 803.68 \text{ [kN]}$$

Refuerzo Transversal Mínimo:

$$A_v \geq 0.083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_v \cdot S}{f_y}$$

$$A_{v_{min}} = 0.083 \cdot \sqrt{21} \cdot \frac{50 \cdot 29}{420} = 1.31 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Como:

$$A_{v_{real}} = 1 \text{ Estribo } \Phi 12 \text{ mm} = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1.2}{2}\right)^2 = 2.26 \text{ [cm}^2\text{]} > 1.31 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow OK!$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v}{S}$$

$$V_s = \frac{2.26 \cdot 42 \cdot 771.74}{29} = 2525.98 \text{ [kN]}$$

Cortante Nominal Resistente:

El menor valor entre:

- $V_n = V_c + V_s = 2934.58 + 2525.98 = 5460.56 \text{ [kN]}$
- $V_n = 0.25 \cdot \hat{f}_c \cdot A_e = 0.25 \cdot 2.06 \cdot 38577 = 19867.16 \text{ [kN]}$

Por lo tanto:

$$V_n = 5460.56 \text{ [kN]}$$

Cortante Resistente Total:

$$V_r = \Phi \cdot V_n = 0.90 \cdot 5460.59 = 4914.53 \text{ [kN]} > 3364.44 \text{ [kN]} \rightarrow OK!$$

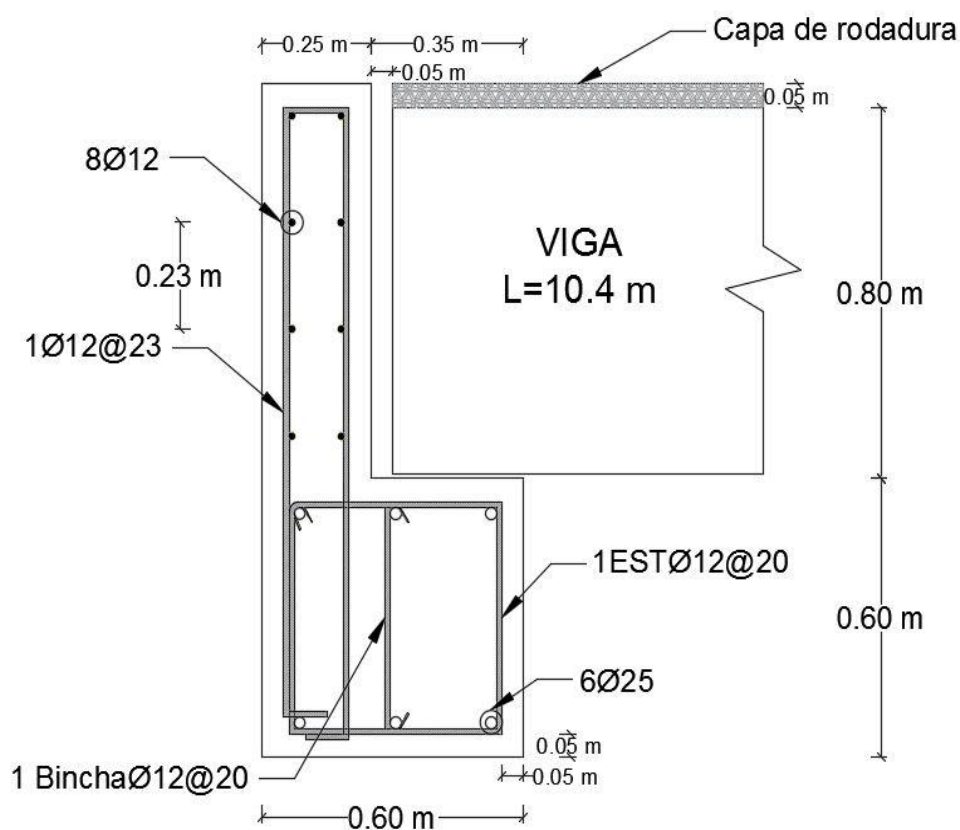
4.3.3 REVISIÓN DE ESTRIBOS

Para este tipo de apoyo extremo del tablero (estribo) se puede denotar que se reduce parcialmente una de las funciones encomendadas a este tipo de elemento: la de contención del terraplén, ya que en su cara frontal se derrama con su ángulo de talud natural (estribo abierto). Por lo tanto para su verificación primero se debe tener claro sus tres partes: Cabezal, fustes y cimentación (Arenas & Aparicio, 1984). La verificación de la cimentación no se hará por no ser objetivo de este trabajo

4.3.3.1 Cargas Verticales

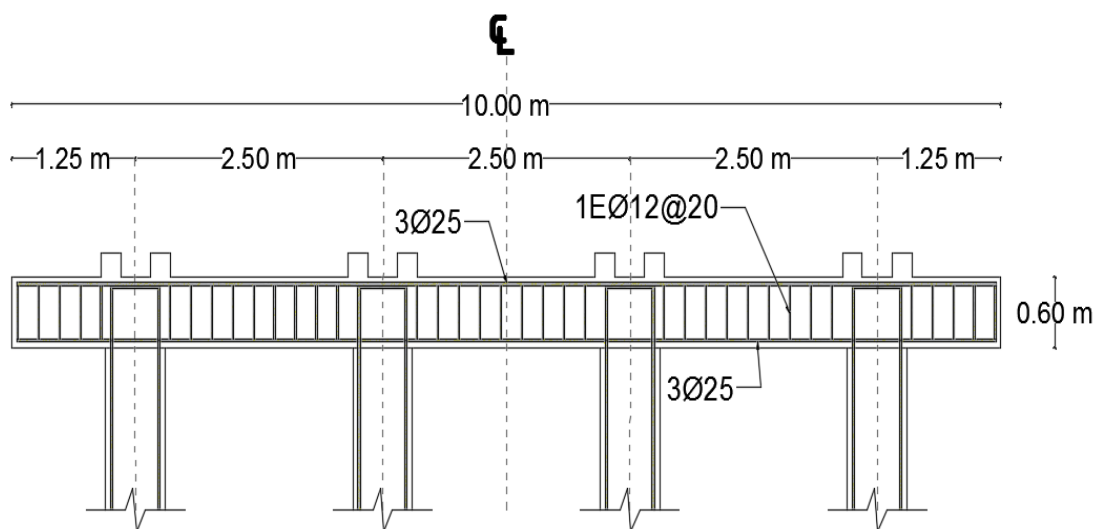
VIGA DE APOYO

FIGURA 4.129 Sección y Geometría de la Viga de Apoyo Superior de estribo del Puente sobre el Río Mocora en el Plano X-Z



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.130 Sección y Geometría de la Viga de Apoyo Superior de estribo del Puente sobre el Río Mocora en el Plano Y-Z



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Longitud de soporte de las vigas:

$$N_{\min} = (200 + 0.0017 \cdot L + 0.067 \cdot H) \cdot (1 + 0.000125 \cdot S^2)$$

$$S = 0 \rightarrow \text{"Puente de Tramo Recto"}$$

$$N_{\min} = (200 + 0.0017 \cdot 10400 + 0.067 \cdot 5100) = 559.38 \text{ [mm]}$$

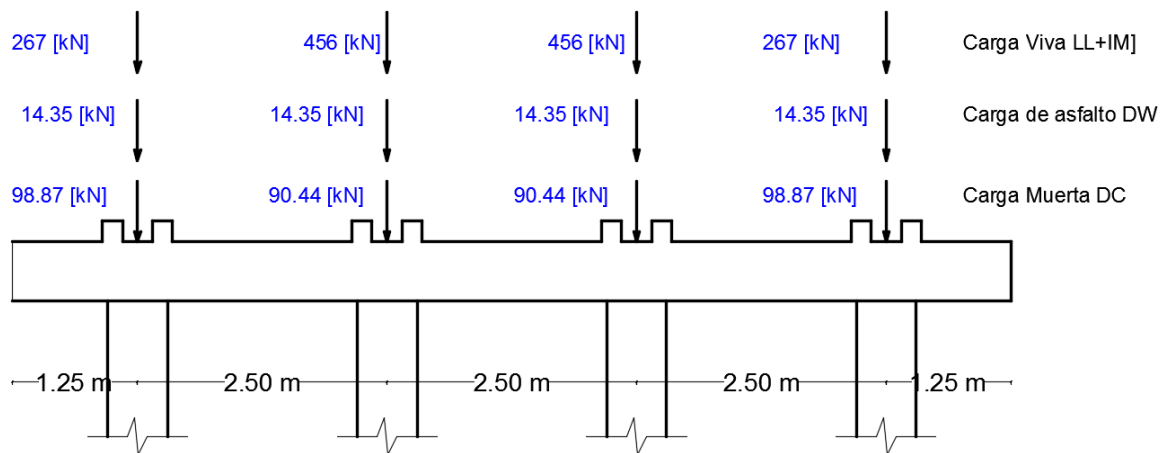
$$N_{\min} \approx 56 \text{ [cm]} > 30 \text{ [cm]} \rightarrow N_{\min} = 56 \text{ [cm]}$$

$$N = 35 \text{ [cm]} < 56 \text{ [cm]} \rightarrow \text{NC!}$$

Las solicitaciones a las que se ve sometido la viga cabezal del Estribo son las mismas que se obtuvieron para cargas verticales actuantes en el cabezal de apoyo sobre las pilas del puente para el Tablero de 10.40 [m]. (Sección 4.3.2.4)

Por lo tanto las cargas verticales actuantes en las vigas interiores y exteriores de la Viga Cabezal del Estribo se ven en la FIGURA 4.131

FIGURA 4.131 Cargas Verticales puntuales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal del Estribo del Puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

CUERPO DEL ESTRIBO

Se tendrá en cuenta todas las fuerzas que se transmiten a la viga cabezal: la carga resultante de su propio peso, del terraplén y del pavimento que descansa sobre ella, así como cierta sobrecarga repartida proveniente del tráfico (AASHTO, AASHTO Bridge Element Inspection Guide Manual, 2017)

Por facilidad de cálculo toda operación se considerará por fuste de estribo.

- Peso propio de la Superestructura “DCs”

$W_{(x)}$ y $W_{asfalto}$ se calcularon previamente en la sección 4.3.1.1 donde se calcula el peso propio de la superestructura para el tablero de 10.4 m

$$DC_S = [W_{(x)} - W_{asfalto}] \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{L}{\# \text{ fustes}}$$

$$DC_S = (80.42 - 9.38) \frac{kN}{m} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10.4 \text{ m}}{4} = 92.35 [kN]$$

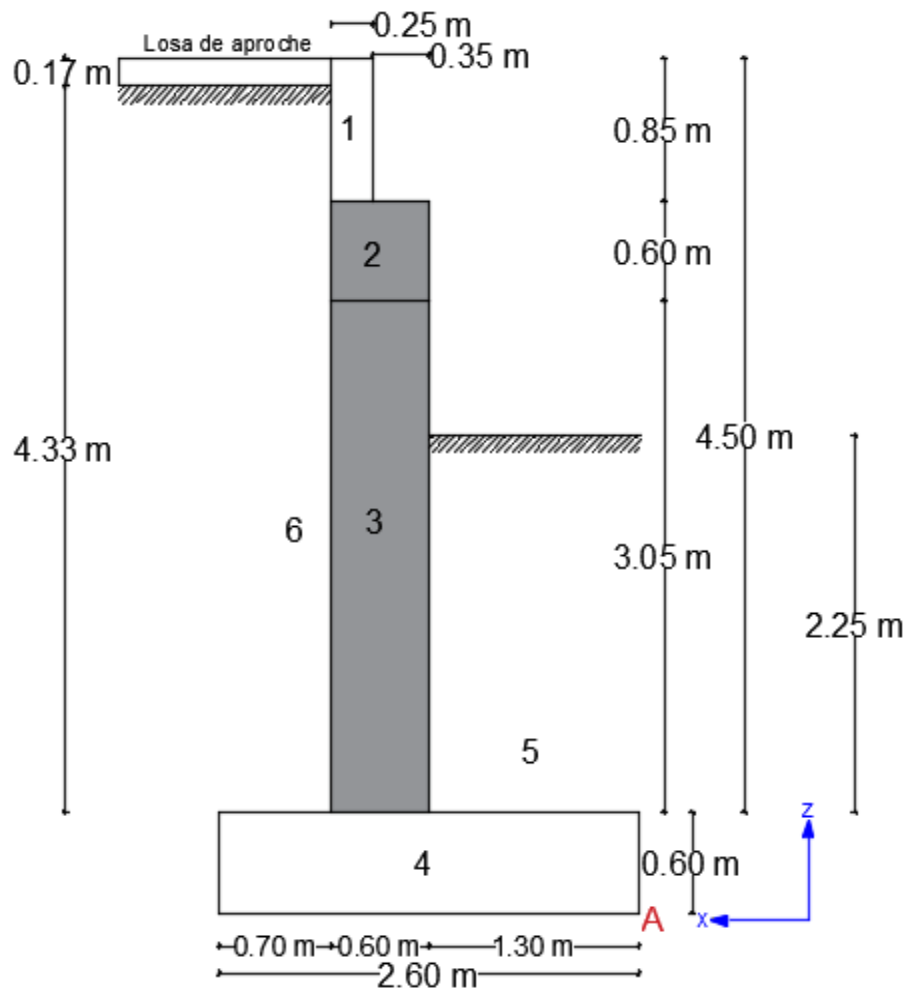
- Peso propio del Asfalto “DW”

$$DW = 9.38 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10.4 \text{ m}}{4} = 12.19 [kN]$$

- Peso propio del Estribo “DCe”

El peso propio proveniente del estribo en conjunto con el peso propio del relleno se calcula dividiendo las secciones en figuras geométricas simples como se muestra en la FIGURA 4.132, las respectivas dimensiones se pueden observar claramente en la FIGURA 4.93. Para el efecto se realizan los cálculos respectivos en la TABLA 4.24 para el peso propio del mismo, y la TABLA 4.25 para el cálculo de su centroide, en donde estará aplicada dicho peso.

FIGURA 4.132 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo en conjunto con el peso propio del relleno



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.24 Cálculo del peso propio por fuste de estribo para las distintas secciones, representadas en la FIGURA 4.132

Sección (-)	B (m)	H (m)	a (Long. colaborante) (m)	V=b·h·a (m ³)	DC (KN)
1	0.25	0.85	2.50	0.531	12.750
2	0.60	0.60	2.50	0.900	21.600
3	0.60	3.05	0.50	0.915	21.960
4	2.60	0.60	2.50	3.900	93.600
Σ					149.910

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$DC_e = 149.91 \text{ [kN]}$$

TABLA 4.25 Cálculo del centroide para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z

Sección (-)	A (m ²)	X _A (m)	Z _A (m)	A·X _A (m ³)	A·Z _A (m ³)
1	0.21	1.78	4.68	0.378	0.996
2	0.36	1.60	3.95	0.576	1.422
3	1.83	1.60	2.13	2.928	3.889
4	1.56	1.30	0.30	2.028	0.468
Σ	3.963			5.910	6.775

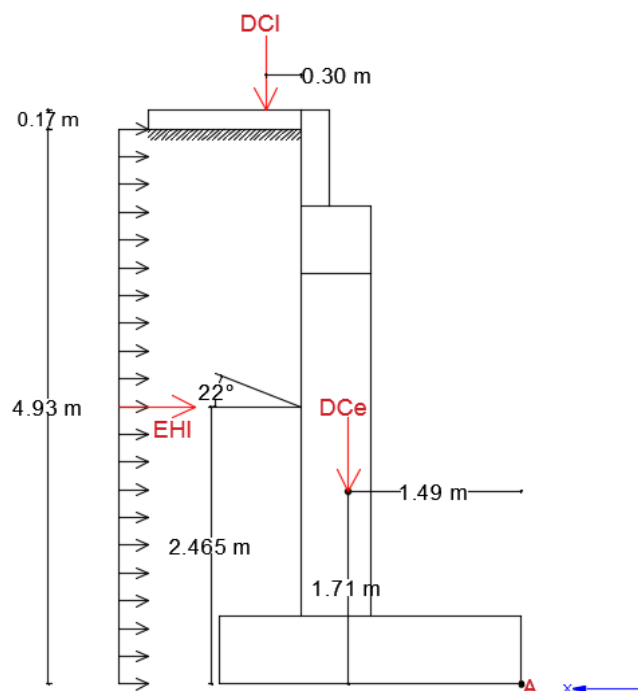
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$X = \frac{\Sigma A \cdot X_A}{\Sigma A} = \frac{5.91}{3.963} = 1.49 \text{ [m]}$$

$$Z = \frac{\Sigma A \cdot Z_A}{\Sigma A} = \frac{6.775}{3.963} = 1.71 \text{ [m]}$$

- Peso propio de la Losa de Transición o Aproche “DCI”

FIGURA 4.133 Representación de la carga de peso propio de la losa de transición o aproche del puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$DCI = 0.17 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{10 \text{ m}}{4} = 7.14 \text{ [kN]}$$

- Peso propio vertical del relleno EV

TABLA 4.26 Cálculo del peso propio del relleno por fuste de estribo para las distintas secciones, representadas en la FIGURA 4.132

Sección (-)	B (m)	h (m)	a (Long. colaborante) (m)	V=b·h·a (m ³)	DC (KN)
5	1.30	2.25	2.50	7.313	121.899
6	0.70	4.33	2.50	7.578	126.317
Σ					248.22

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$EV = 248.22 \text{ [kN]}$$

TABLA 4.27 Cálculo del centroide del relleno para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z

Sección (-)	A (m ²)	X _A (m)	Z _A (m)	A·X _A (m ³)	A·Z _A (m ³)
5	2.93	0.65	1.125	1.901	3.291
6	3.03	2.25	2.165	6.820	6.562
Σ	5.956			8.721	9.853

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$X = \frac{\Sigma A \cdot X_A}{\Sigma A} = \frac{8.721}{5.956} = 1.46 \text{ [m]}$$

$$Z = \frac{\Sigma A \cdot Z_A}{\Sigma A} = \frac{9.853}{5.956} = 1.65 \text{ [m]}$$

- Carga Viva en la Superestructura LL+ IM

Se tendrá en cuenta el caso crítico. Por lo tanto se escoge la reacción de la viga interior:

$$LL + IM = 456 \text{ [kN]}$$

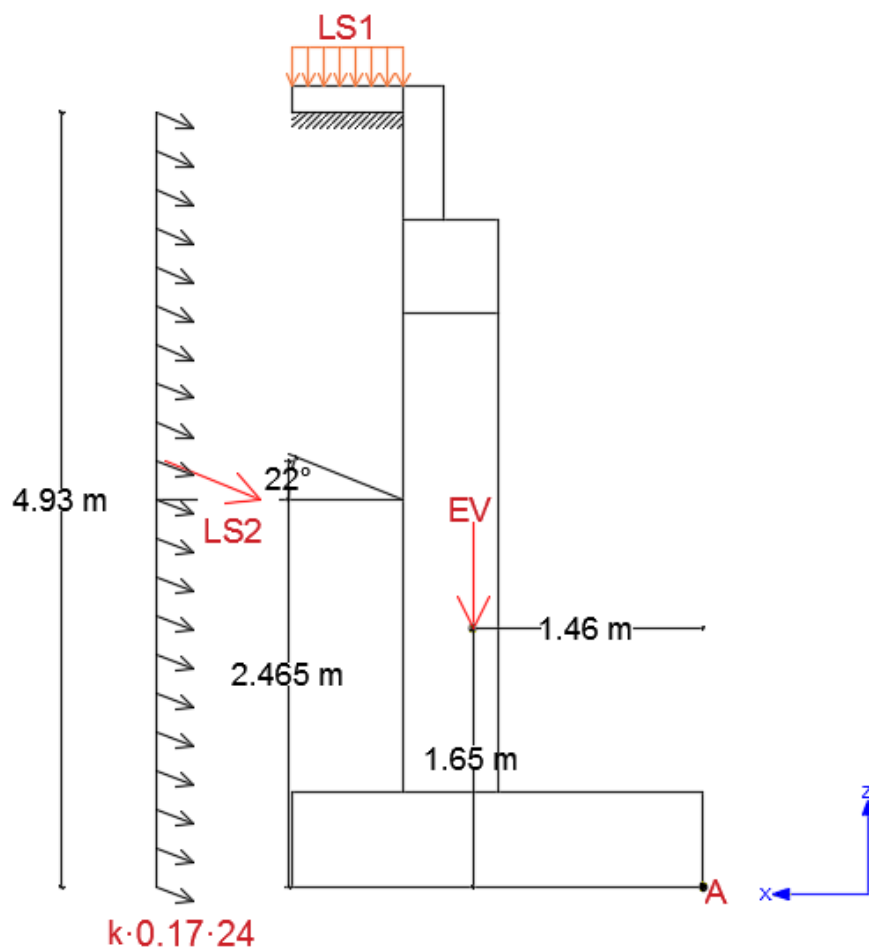
$$LL + IM = 456 \text{ [kN] por viga} \therefore \frac{456}{2.5} = 182.4 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right]$$

Se divide para $L = 2.5 \text{ [m]}$ por ser la separación entre vigas para llevarla a una carga uniformemente distribuida.

- Sobrecarga de Carga Viva "LS1"

El estribo tiene $H = 5.10 \text{ [m]}$, por tanto su altura equivalente de $h_{equiv} = 0.60 \text{ [m]}$. En la FIGURA 4.134 se muestra la sobrecarga de la carga viva y su respectiva ubicación respecto a un punto de referencia "A" (Punto de volcamiento).

FIGURA 4.134 Representación de la sobrecarga de la carga viva para el estribo del puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$LS_1 = 0.6 \text{ m} \cdot 0.70 \text{ m} \cdot 16.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \frac{10 \text{ m}}{4} = 17.50 \text{ [kN]}$$

4.3.3.2 Cargas Horizontales

De igual manera se calcula para cada fuste de estribo

- Empuje Lateral del suelo EH

Presión Lateral Activa

$$\Phi_f = 15^\circ$$

$$\delta = 22^\circ$$

$$\beta = 0^\circ; \text{ ángulo del suelo de relleno con la horizontal}$$

$$\theta = 90^\circ; \text{ ángulo del respaldo de relleno con la horizontal}$$

$$C = 24.52; \text{ cohesión del suelo [kN/m}^2\text{]}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \Phi_f)}{\sin^2\theta \cdot \sin(\theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi_f + \delta) \cdot \sin(\Phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(90 + 15)}{\sin^2(90) \cdot \sin(90 - 22) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15 + 22) \cdot \sin(15)}{\sin(90 - 22) \cdot \sin(90)}} \right]^2}$$

$$k_a = 0.5062$$

Para efectos de evaluación en cuanto a la acción de las tierras, se recomienda considerar un ancho virtual a tres veces el ancho de cada fuste (Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, 2014). Por lo que se calcula el porcentaje de empuje de participación real:

$$\%_{fuste} = \frac{3 \cdot 4 \cdot 0.50 \text{ m}}{10 \text{ m}} = 0.60$$

Por lo que se tiene:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2 + 2 \cdot C \cdot \sqrt{k_a}$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0.5062 \cdot 16.67 \cdot [(4.93 - 3.05)^2 + (0.6 \cdot 3.05^2)] + 2 \cdot 24.52 \cdot \sqrt{0.5062}$$

$$= 73.35 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$E_a = 73.35 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 \text{ m}}{4} = 183.36 [kN]$$

$$E_{a_x} = E_a \cdot \cos(22^\circ) = 170.03 [kN]$$

Ubicada en $Z = 1.64 [m]$ tomado desde A

$$E_{a_z} = E_a \cdot \sin(22^\circ) = 68.70 [kN]$$

Ubicado en $X = 2.60 [m]$ tomado desde A

Presión lateral considerando el efecto sísmico

Teniendo en cuenta el suelo tipo D presente en el lugar de estudio, se aplicará el método Monake-Okabe modificado para poder considerar la cohesión (AASHTO, AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LFRD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2014). Se utilizará la siguiente fórmula:

$$E_{AE} = \frac{w[(1 - k_v) \cdot \tan(\alpha - \Phi_f) + k_h] - C \cdot L \cdot [\sin \alpha \cdot \tan(\alpha - \Phi_f) + \cos \alpha]}{[1 + \tan(\delta + \omega) \cdot \tan(\alpha - \Phi_f)] \cdot \cos(\delta + \omega)}$$

$$+ \frac{-C_A \cdot H \cdot [\tan(\alpha + \Phi_f) \cdot \cos \omega + \sin \omega]}{[1 + \tan(\delta + \omega) \cdot \tan(\alpha - \Phi_f)] \cdot \cos(\delta + \omega)}$$

Donde:

$\alpha = 90^\circ$; ángulo del plano de falla

$L = 0.753$; longitud del terreno retenido por el muro [m]

$H = 3.71$; altura del terreno retenida por el muro [m]

$w = 2.85$; altura del terreno retenida por el muro [m]

$\Phi_f = 15^\circ$; ángulo de fricción interna del suelo

$k_h = 0.44$; coeficiente de aceleración sísmica horizontal

$k_v = 0$; coeficiente de aceleración sísmica vertical

$C = 24.52$; cohesión del suelo [kN/m^2]

$C_A = 18$; adherencia estribo – suelo [kN/m^2]

$\delta = 22^\circ$; ángulo de fricción entre el suelo y el estribo

$\omega = 0^\circ$; ángulo entre el suelo y el estribo

Por lo tanto el empuje activo considerando el efecto sísmico:

$$E_{AE} = \frac{(0.7 \cdot 4.33 \cdot 16.67 + 7 + 2.89) \cdot \left[\left(\frac{1.88}{4.93} \right) + 0.6 \cdot \frac{3.05}{4.93} \right] \cdot [\tan(75) + 0.44]}{[1 + \tan(22) \cdot \tan(75)] \cdot \cos(22)}$$

$$+ \frac{-24.52 \cdot 0.7 \cdot 0.753 \cdot [\tan(75)] - 18 \cdot [\tan(105)] \cdot [(1.88) + (0.6 \cdot 3.05)]}{[1 + \tan(22) \cdot \tan(75)] \cdot \cos(22)}$$

$$E_{AE} = 168.02 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 420.05 [kN]$$

$$E_{AEX} = E_{AE} \cdot \cos(22^\circ) = 389.46 [kN]$$

$$E_{AEZ} = E_{AE} \cdot \sin(22^\circ) = 157.35 [kN]$$

Por lo que para obtener la empuje por efecto sísmico se tiene:

Para la dirección X:

$$\Delta E = E_{AE} - E_a$$

$$\Delta E_X = 389.46 - 170.03 = 219.43 [kN]$$

Ubicada en $Z = 1.64[m]$ tomado desde A.

Para la dirección Z:

$$\Delta E_z = 157.35 - 68.70 = 88.65 [kN]$$

Ubicado en $X = 2.60 [m]$ tomado desde A

- Empuje de Tierra por losa de transición o aproche “EHI”

$$EHI = 4.93 [m] \cdot k \cdot 24 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \cdot 0.17 [m] = 20.11 \cdot k \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$k = k_a = 0.5062 \quad \therefore EHI = 10.18 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 25.45 [kN]$$

$$EHI_x = EHI \cdot \cos(22^\circ) = 23.60 [kN]$$

$$EHI_z = EHI \cdot \sin(22^\circ) = 9.53 [kN]$$

- Sobrecarga de Carga Viva “LS2”

$$LS_2 = 4.93 [m] \cdot k \cdot 16.67 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \cdot 0.60 [m] = 49.31 \cdot k \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$k = k_a = 0.5062 \quad \therefore LS_2 = 24.96 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 62.4 [kN]$$

$$LS_{2x} = LS_2 \cdot \cos(22^\circ) = 57.86 [kN]$$

$$LS_{2z} = LS_2 \cdot \sin(22^\circ) = 23.38 [kN]$$

- Fuerza Inercial del estribo “ P_{IR} ”

Se presenta la TABLA 4.28 y TABLA 4.29 como apoyo para el cálculo del peso propio del estribo y del suelo para proceder a la determinación de la fuerza inercial del mismo.

TABLA 4.28 Cálculo de W_w y W_s para determinar la Fuerza Inercial por fuste del estribo, usando la FIGURA 4.132

Sección (-)	b (m)	h (m)	a (Long. colaborante) (m)	V=b·h·a (m ³)	DC (KN)
1	0.25	0.85	2.50	0.531	12.750
2	0.60	0.60	2.50	0.900	21.600
3	0.60	3.05	0.50	0.915	21.960
4	2.60	0.60	2.50	3.900	93.600
5	1.300	2.250	2.500	7.313	121.899
6	0.700	4.330	2.500	7.578	126.317
Σ					398.13

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$DC = 398.13 \text{ [kN]}$$

TABLA 4.29 Cálculo de centroides para la determinación de la Fuerza Inercial por fuste del estribo medido desde el punto A de la FIGURA 4.132 que corresponde con el origen de los ejes X-Z

Sección (-)	A (m ²)	X _A (m)	Z _A (m)	A·X _A (m ³)	A·Z _A (m ³)
1	0.21	1.775	4.675	0.378	0.996
2	0.36	1.600	3.950	0.576	1.422
3	1.83	1.600	2.125	2.928	3.889
4	1.56	1.300	0.300	2.028	0.468
5	2.93	0.650	1.125	1.901	3.291
6	3.03	2.250	2.165	6.820	6.562
Σ	9.919			14.631	16.627

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$X = \frac{\Sigma A \cdot X_A}{\Sigma A} = \frac{14.631}{9.919} = 1.48 \text{ [m]}$$

$$Z = \frac{\Sigma A \cdot Z_A}{\Sigma A} = \frac{16.627}{9.919} = 1.68 \text{ [m]}$$

$$P_{IR} = k_h \cdot (W_w + W_s)$$

$$P_{IR} = 0.44 \cdot (398.13 \text{ kN})$$

$$P_{IR} = 175.20 \text{ [kN]}$$

Para considerar las cargas se aplica el mayor resultado de las siguientes expresiones:

$$- \quad 100 \% E_{AE} + 50 \% PIR$$

$$1.0 \cdot (420.05) + 0.5 \cdot (175.20) = 507.70 \text{ [kN]}$$

$$- \quad (50 \% E_{AE} \geq E_a) + PIR$$

$$0.5 \cdot (420.05) + 175.20 = 385.20 \text{ [kN]}$$

Entonces se considera la primera expresión, tomando el 50 % de la Fuerza Inercial del Estribo:

$$0.5 \cdot PIR = 87.60 \text{ [kN]} .$$

- Fuerza del Sismo "EQ"

En el cálculo de fuerzas sísmicas se obtuvo la fuerza sísmica de diseño longitudinal del estribo:

$$F_{diseño} = 157.53 \text{ [kN]}$$

Por fuste se tiene:

$$EQ = \frac{157.53 \text{ kN}}{4} = 39.38 \text{ [kN]}$$

Ubicada en el centro de gravedad del tablero.

- Fuerzas de Viento: WS, WL

No se tendrán en cuenta las fuerzas generadas por carga de viento, debido a la velocidad de viento relativamente baja ($v_{promedio} = 3.56 \text{ [m/s]}$).

- Fuerza de Frenado “BR”

Se tiene que la fuerza de frenado crítica es de $BR = 220.65 [kN]$, considerada tanto para pilas y estribos actuando a $1.80 [m]$ tomada desde la calzada en la dirección longitudinal del puente.

$$BR = \frac{220.65 \text{ kN}}{4} = 55.16 [kN]$$

Por lo tanto, la Fuerza de Frenado se encuentra ubicada a una altura tomada desde la base del estribo igual a:

$$Z = 5.10 + 1.80 = 6.90 [m]$$

- Cargas CR, BH, TU

“Investigaciones han probado que para estructuras comunes no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción” (NORMA AASHTO LRFD, 2017).

- Colisión sobre vehículos y fuerzas de viento

No se considera puesto que las vigas esta simplemente apoyadas sobre la zona del estribo, por lo siguiente, no se transmitirá fuerzas horizontales de la superestructura a la subestructura.

A continuación, se presenta las TABLA 4.30 y TABLA 4.31 tanto como la FIGURA 4.135 que sirven como medio de apoyo para la identificación de las cargas actuantes en el cuerpo del estribo.

TABLA 4.30 Cargas Verticales actuantes en el cuerpo del Estribo

FUERZAS VERTICALES		
CARGA	TIPO	[KN]
DCs	DC	92.35
DW	DW	12.19
DCe	DC	149.91
DCI	DC	7.14
EV	EV	248.22
LL + IM	LL + IM	456
LS1	LS	17.50
Ea _z	EH	68.70
ΔE_z	EQ	88.65
EHI _z	EH	9.53
LS2 _z	LS	23.38

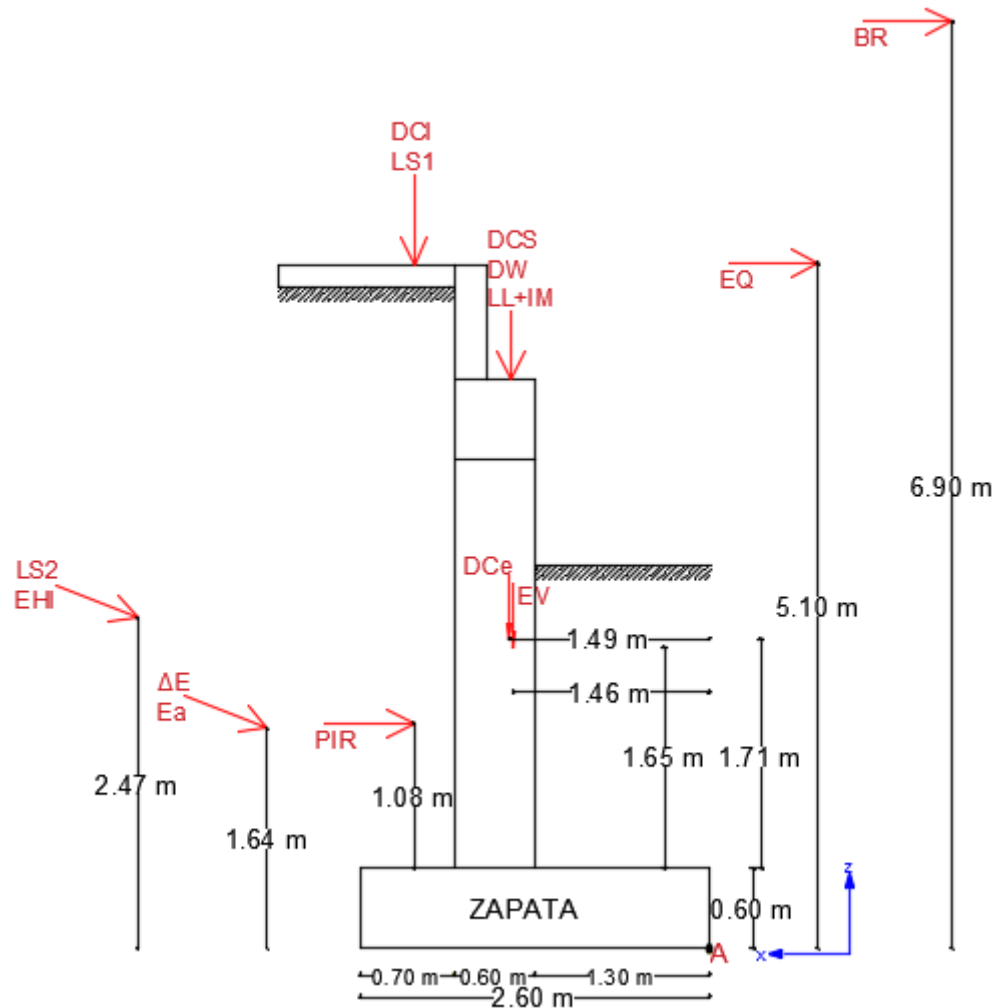
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.31 Cargas Horizontales actuantes en el cuerpo del Estribo

FUERZAS HORIZONTALES		
CARGA	TIPO	[kN]
Ea _x	EH	170.03
ΔE_x	EQ	219.43
EHI _x	EHI	23.60
LS2 _x	LS	57.86
0.5·P _{IR}	EQ	87.60
EQ	EQ	39.38
BR	BR	55.16

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 4.135 Esquema de Cargas actuantes en el cuerpo del estribo



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.3.3 Estados Límites Aplicables y Combinaciones de Carga

Para la verificación de los estribos se aplican los estados límites de Resistencia I, Extremo I y Servicio I de acuerdo a las especificaciones requeridas.

De igual manera que en la verificación de las pilas en la sección 11.8.6 de la AASHTO LRFD 2017 se describe que para este tipo de estribos e importancia del proyecto se debe tomarse un factor de $\gamma_{EQ} = 1$.

Para poder realizar las respectivas combinaciones de carga se establecen dos casos, en las cuales se considera las condiciones críticas (AASHTO LRFD, 2017):

Caso (a)

Chequeo al vuelco y deslizamiento generando un caso crítico donde se utilicen los valores máximos de los factores de carga considerando las cargas desestabilizadoras y los valores mínimos para las cargas estabilizadoras.

TABLA 4.32 Factores de Carga para Cargas Verticales en el estribo, Caso (a)

FUERZAS VERTICALES					
CARGA	TIPO	[kN/col.]	FACTORES DE CARGA		
			Resistencia I (a)	Extremo I (a)	Servicio I (a)
DCs	DC	92.35	0.90	0.90	1.00
DW	DW	12.19	0.65	0.65	1.00
DCe	DC	149.91	0.90	0.90	1.00
DCI	DC	7.14	0.90	0.90	1.00
EV	EV	248.22	1.00	1.00	1.00
LL + IM	LL + IM	456	1.75	1.00	1.00
LS1	LS	17.50	1.75	1.00	1.00
Ea _z	EH	68.70	0.90	0.90	1.00
ΔE_z	EQ	88.65	0.00	1.00	0.00
EHI _z	EH	9.53	0.90	0.90	1.00
LS2 _z	LS	23.38	1.75	1.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.33 Factores de Carga para Cargas Horizontales en el estribo, Caso (a)

FUERZAS HORIZONTALES					
CARGA	TIPO	[kN/col.]	FACTORES DE CARGA		
			Resistencia I (a)	Extremo I (a)	Servicio I (a)
Ea _x	EH	170.03	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	219.43	0.00	1.00	0.00
EHI _x	EH	23.60	1.50	1.50	1.00
LS2 _x	LS	57.86	1.75	1.00	1.00
0.5·P _{IR}	EQ	87.60	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	39.38	0.00	1.00	0.00
BR	BR	55.16	1.75	1.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Caso (b)

Para el diseño se considera valores máximos de los factores de carga para las cargas verticales y horizontales, generando condiciones críticas.

TABLA 4.34 Factores de Carga para cargas Verticales en el cuerpo del estribo, Caso (b)

FUERZAS VERTICALES					
CARGA	TIPO	[kN/col.]	FACTORES DE CARGA		
			Resistencia I (b)	Extremo I (b)	Servicio I (b)
DCs	DC	92.35	1.25	1.25	1.00
DW	DW	12.19	1.50	1.50	1.00
DCe	DC	149.91	1.25	1.25	1.00
DCI	DC	7.14	1.25	1.25	1.00
EV	EV	248.22	1.35	1.35	1.00
LL + IM	LL + IM	456	1.75	1.00	1.00
LS1	LS	17.50	1.75	1.00	1.00
E _{az}	EH	68.70	1.50	1.50	1.00
ΔE _z	EQ	88.65	0.00	1.00	0.00
EHI _z	EH	9.53	1.50	1.50	1.00
LS2 _z	LS	23.38	1.75	1.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.35 Factores de Carga para Cargas Horizontales en el cuerpo del estribo, Caso (b)

FUERZAS HORIZONTALES					
CARGA	TIPO	[kN/col.]	FACTORES DE CARGA		
			Resistencia I (b)	Extremo I (b)	Servicio I (b)
E _{a_x}	EH	170.03	1.50	1.50	1.00
ΔE _x	EQ	219.43	0.00	1.00	0.00
EHI _x	EH	23.60	1.50	1.50	1.00
LS2 _x	LS	57.86	1.75	1.00	1.00
0.5·P _{IR}	EQ	87.60	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	39.38	0.00	1.00	0.00
BR	BR	55.16	1.75	1.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.3.4 Revisión de la Estabilidad al Deslizamiento y Volcamiento

El chequeo para estabilidad por volcamiento se realiza con referencia en la esquina del estribo, designado como el punto de referencia A, como se observa en la FIGURA 4.135. Para el efecto en las TABLA 4.36 y TABLA 4.37 se presentan las cargas Verticales y Horizontales respectivamente, acompañados con su respectivo brazo de palanca.

TABLA 4.36 Cargas y Momentos actuantes en el estribo para Cargas Verticales con respecto al punto de referencia "A"

FUERZAS VERTICALES				
CARGA	TIPO	[kN / col.]	X_A	M
			[m]	[KN · m / col.]
DC _s	DC	92.35	1.475	136.22
DW	DW	12.19	1.475	17.98
DC _e	DC	149.91	1.49	223.37
DCI	DC	7.14	2.20	15.71
EV	EV	248.22	1.46	362.40
LL + IM	LL + IM	456	1.475	672.60
LS1	LS	17.50	2.20	38.50
E _{az}	EH	68.70	2.60	178.62
ΔE_z	EQ	88.65	2.60	230.49
EHI _z	EH	9.53	2.60	24.78
LS2 _z	LS	23.38	2.60	60.79

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.37 Cargas y Momentos actuantes en el estribo para Cargas Horizontales con respecto al punto de referencia "A"

FUERZAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	[kN/col.]	Z_A	M
			[m]	[KN · m / col.]
E _{ax}	EH	170.03	1.64	278.85
ΔE_x	EQ	219.43	1.64	359.87
EHI _x	EHI	23.60	2.47	58.29
LS2 _x	LS	57.86	2.47	142.91
0.5 · P _{IR}	EQ	87.60	1.68	147.17
EQ	EQ	39.38	5.10	200.84
BR	BR	55.16	6.90	380.60

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Para proceder al chequeo por volcamiento se procede a la aplicación de tanto el caso (a) como el caso (b). Para evaluar en caso de situaciones críticas, se procede a la utilización de los Estados Límites aplicables, por lo que se excluye al estado límite de Servicio I.

A continuación se muestra la TABLA 4.38 que presenta las distintas combinaciones de Cargas Verticales (estabilizadoras), y la TABLA 4.39 para Momento estabilizadores.

TABLA 4.38 Combinaciones de Cargas Verticales (estabilizadoras) para estados límite aplicables en el estribo

	DCs	DW	DCe	DCI	EV	LL + IM	LS1	Ea _z	ΔE _z	EHI _z	LS2 _z	Σ V
V [kN]	92.35	12.19	149.91	7.14	248.22	456	17.50	68.70	88.65	9.53	35.06	1185.25
Resistencia I (a)	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	1441
	83.12	7.92	134.92	6.43	248.22	798	30.63	61.83	0.00	8.58	61.36	
Resistencia I (b)	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	1672.46
	115.44	18.29	187.39	8.93	335.10	798	30.63	103.05	0.00	14.30	61.36	
Extremo I (a)	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	1148.22
	83.12	7.92	134.92	6.43	248.22	456	17.50	61.83	88.65	8.58	35.06	
Extremo I (b)	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	1379.69
	115.44	18.29	187.39	8.93	335.10	456	17.50	103.05	88.65	14.30	35.06	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.39 Combinaciones de Momentos estabilizadores para estribos con límites aplicables en el estribo

	DCs	DW	DCe	DCI	EV	LL + IM	LS1	Ea _z	ΔE _z	EHI _z	LS2 _z	Σ M _v
M _v [kN · m]	136.22	17.98	223.37	15.71	362.40	672.60	38.50	178.62	230.49	24.78	60.79	1961.45
Resistencia I (a)	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	2245.71
	122.59	11.69	201.03	14.14	362.40	1177.05	67.38	160.76	0.00	22.30	106.38	
Resistencia I (b)	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	2641.23
	170.27	26.97	279.21	19.64	489.24	1177.02	67.38	267.93	0.00	37.17	106.38	
Extremo I (a)	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	1897.29
	122.59	11.69	201.03	14.14	362.40	672.60	38.50	160.76	230.49	22.30	60.79	
Extremo I (b)	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	2292.80
	170.27	26.97	279.21	19.64	489.24	672.60	38.50	267.93	230.49	37.17	60.79	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La TABLA 4.40 contiene las Cargas Horizontales (desestabilizadoras) y la TABLA 4.41 los Momentos estabilizadores.

TABLA 4.40 Combinaciones de Cargas Horizontales para E. Límite aplicables en el estribo

	Ea_x	ΔE_x	EHI_x	$LS2_x$	$0.5 \cdot P_{IR}$	EQ	BR	ΣH
H [kN]	170.03	219.43	23.6	57.86	87.6	39.38	55.16	653.66
Resistencia I (a)	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	1.75	488.23
	255.05	0.00	35.40	101.26	0.00	0.00	96.53	
Resistencia I (b)	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	1.75	488.23
	255.05	0.00	35.40	101.26	0.00	0.00	96.53	
Extremo I (a)	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	750.48
	255.05	219.43	35.40	57.86	87.60	39.38	55.16	
Extremo I (b)	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	750.48
	255.05	219.43	35.40	57.86	87.60	39.38	55.16	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.41 Combinaciones de Momentos para E. Límite aplicables en el estribo

	Ea_x	ΔE_x	EHI_x	$LS2_x$	$0.5 \cdot P_{IR}$	EQ	BR	ΣM_h
M_h [kN · m]	278.85	359.87	58.29	142.91	147.17	835.58	380.60	2203.28
Resistencia I (a)	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	1.75	1421.87
	418.27	0.00	87.44	250.10	0.00	0.00	666.06	
Resistencia I (b)	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	1.75	1421.87
	418.27	0.00	87.44	250.10	0.00	0.00	666.06	
Extremo I (a)	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2371.85
	418.27	359.87	87.44	142.91	147.17	835.58	380.60	
Extremo I (b)	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2371.85
	418.27	359.87	87.44	142.91	147.17	835.58	380.60	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se procede a comprobar que el estribo pase el chequeo por volcamiento, para el efecto se comprueba que la excentricidad proveniente de la resultante sea menor que la excentricidad máxima en cada uno de los estados límite como se observa en la TABLA 4.42.

TABLA 4.42 Chequeo al volcamiento del estribo del puente

ESTADO LÍMITE	A B A ≤ B						
	V [kN]	M _v [kN · m]	M _h [kN · m]	X _o [m]	E [m]	e _{máx} [m]	
Resistencia I (a)	1441	2245.71	1421.87	0.59	0.71	0.87	OK!
Resistencia I (b)	1672.46	2641.23	1421.87	0.74	0.56	0.87	OK!
Extremo I (a)	1148.22	1897.29	2371.85	-0.38	1.68	1.04	NO CUMPLE!
Extremo I (b)	1379.69	2292.80	2371.85	-0.04	1.34	1.04	NO CUMPLE!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La excentricidad máxima esta dada de acuerdo al Estado Límite de la siguiente manera:

Estado Límite de Resistencia:

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{B}{3} = \frac{2.60 [m]}{3} = 0.87 [m]$$

Estado Límite de Evento Extremo:

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{2 \cdot B}{5} = \frac{2 \cdot 2.60 [m]}{5} = 1.04 [m]$$

Deslizamiento

El chequeo para deslizamiento se realiza en la base del estribo. Para el efecto se comprueba que la Fuerza Resistente sea mayor que Fuerza Resultante.

Se omite el cálculo de la presión pasiva producida por el terreno ya que no se asegura la la permanencia del suelo debido a la posible presencia de deslizamientos, excavación, socavación u cualquier otro efecto sobre el mismo (Rodríguez Serquén, 2016). Para este tipo de puente, situado sobre un río se garantizará la estabilidad del terreno, el mismo que ejercerá una presión pasiva, teniendo para el caso de suelos cohesivos:

$$R_R = \varphi_\tau \cdot R_\tau + \varphi_{EP} \cdot R_{EP}$$

Donde $\varphi_\tau \cdot R_\tau$ corresponden a la componente friccional y $\varphi_{EP} \cdot R_{EP}$ corresponden la la presión pasiva del terreno, donde $\varphi_{EP} = 0$ para los estados Límite de Resistencia y Evento Extremo (AASHTO LRFD, 2017).

Se tiene que $\varphi_\tau = 1$ para el Estado Límite de Resistencia, al igual que para el Estado Límite de Evento Extremo.

“Al encontrarse la base asentada solo arcilla, la resistencia al deslizamiento se considerará entre el valor mas bajo de:

- La cohesión de la arcilla, o
- Cuando la base se apoya en por lo menos 1.524 [cm] de material granular compactado, la mitad de la tensión normal en la interfaz entre base del muro y el suelo.

Por lo que para este caso en especial se escoge el valor de la cohesión proveniente de la arcilla, es decir $C = 24.52 [kN/m^2]$ ” (Muñoz, Ingeniería en Puentes, 2012).

Según la Ecuación de falla de Coulomb para el cálculo de la Fuerza Resistente en suelos cohesivos se basa en el principio de esfuerzos efectivos de Terzagui que plantea la siguiente expresión :

$$R_r = C + V \cdot \tan(\delta) \rightarrow \tan(22^\circ) = 0.41$$

TABLA 4.43 Chequeo al deslizamiento calculada en la base del estribo

ESTADO LÍMITE	Resistente Actuante			Actuante < Resistente
	V [kN]	R _R [kN]	H [kN]	
Resistencia I (a)	1441	741.58	1421.87	NO CUMPLE!
Resistencia I (b)	1672.46	835.10	1421.87	NO CUMPLE!
Extremo I (a)	1148.22	623.29	2371.85	NO CUMPLE!
Extremo I (b)	1379.69	716.81	2371.85	NO CUMPLE!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.3.3.5 Chequeo de Armadura

VIGA DE APOYO

Las únicas solicitaciones que actúan sobre la viga superior de apoyo (Cabezal) son las cargas verticales, las mismas que se cargan en la sección de la cara de la columna.

Se toma el valor de la viga interior de $P_u = 929.40 [kN]$, calculado en la sección 4.3.2.4 de este documento, en el cálculo de reacciones de apoyo para el Tablero de $10.4 [m]$ con lo que se procederá al análisis para un apoyo tipo estalladura horizontal. Teniendo como elemento de apoyo a una placa de neopreno de dureza shore 50 de $1 \times 30 \times 30 [cm]$. Por lo que se tiene:

Resistencia de Aplastamiento

$$\Phi P_{nb} = 1285.20 [kN] > 929.40 [kN] \rightarrow OK!$$

Resistencia Nominal al Corte

La reacción se considera que actúa en el tercio exterior de la placa de apoyo:

$$a = \frac{2}{3} \cdot 30 \text{ cm} + 5 \text{ cm} = 25 [\text{cm}]$$

$$\text{Ancho efectivo} = W + 4 \cdot a = 30 \text{ cm} + 4 \cdot 25 \text{ cm} = 130 [\text{cm}]$$

$$d = 60 \text{ cm} - 5 \text{ cm} - \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = 54.4 [\text{cm}]$$

$$V = 0.2 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot (W + 4 \cdot a) \cdot d \rightarrow \Phi = 0.75$$

$$V = 0.2 \cdot 0.75 \cdot 2.1 \text{ kN/cm}^2 \cdot 130 \text{ cm} \cdot 54.4 \text{ cm}$$

$$V = 2227.68 [kN] > 929.40 [kN] \rightarrow OK!$$

Flexión por Fricción

La sección crítica se encuentra en el punto medio de la armadura de suspensión:

$$a_f = 25 \text{ cm} + 5 \text{ cm} + \frac{1.2 \text{ cm}}{2} = 30.60 [\text{cm}]$$

$$\mathbf{Ancho\ efectivo} = W + 5 \cdot a_f = 30\text{ cm} + 5 \cdot 30.6\text{ cm} = 183\text{ [cm]}$$

$$j_{ud} = 0.8 \cdot d = 0.8 \cdot 54.4 = 43.52\text{ [cm]}$$

$$N_{uc} = 0.2 \cdot V_u = 0.2 \cdot 929.40 = 185.88\text{ [kN]}$$

$$A_f = 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25}{20}\right)^2 = 29.45\text{ [cm}^2\text{]}$$

$$M_u = V_u \cdot a_f + N_{uc} \cdot (h - d)$$

$$M_u = [929.40 \cdot 30.60 + 185.88 \cdot (60 - 54.4)] \cdot \frac{1}{100} = 294.81\text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\dot{M}_u = A_f \cdot f_y \cdot j_{ud} = 29.45 \cdot 42 \cdot 43.52 \cdot \frac{1}{100} = 538.30\text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

$$\dot{M}_u = 538.30\text{ [kN} \cdot \text{m]} > 294.81\text{ [kN} \cdot \text{m]} \rightarrow \text{OK!}$$

FUSTE

Se inicia definiendo las cargas actuantes en la pantalla (alzado transversal), como se puede observar en la FIGURA 4.136. Se toma el punto "P" como referencia en la base de la pantalla del estribo para determinar los respectivos brazos de palanca.

- Empuje Lateral del suelo "EH"

Empuje Activo

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0.5062 \cdot 16.67 \cdot [(1.88)^2 + (0.6 \cdot 3.05^2)] + 2 \cdot 24.52 \cdot \sqrt{0.5062} = 91.58\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$$

$$E_{a_x} = 91.58\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right] \cdot \frac{10\text{ m}}{4} = 228.95\text{ [kN]}$$

$$E_{a_x} = E_a \cdot \cos(22^\circ) = 212.28\text{ [kN]}$$

$$E_{a_z} = E_a \cdot \sin(22^\circ) = 85.77\text{ [kN]}$$

Ubicada en $Z = 1.44\text{ [m]}$ tomado desde P.

Empuje por Efecto Sísmico

$$E_{AE} = \frac{(0.7 \cdot 4.33 \cdot 16.67 + 7 + 2.89) \cdot 0.718 \cdot [\tan(75) + 0.39]}{[1 + \tan(22) \cdot \tan(75)] \cdot \cos(22)}$$

$$- \frac{24.52 \cdot 0.7 \cdot 0.718 \cdot [\tan(75)] - 18 \cdot [\tan(105)] \cdot [(4.33 - 3.05) + (0.6 \cdot 3.05)]}{[1 + \tan(22) \cdot \tan(75)] \cdot \cos(22)}$$

$$E_{AE} = 146.97 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 367.43 [kN]$$

$$E_{AE_X} = E_{AE} \cdot \cos(22^\circ) = 340.68 [kN]$$

$$E_{AE_Z} = E_{AE} \cdot \sin(22^\circ) = 137.64 [kN]$$

Por lo que para obtener la empuje por efecto sísmico se tiene:

$$\Delta E_X = 340.68 - 212.28 = 128.40 [kN]$$

$$\Delta E_Z = 137.64 - 85.77 = 51.87 [kN]$$

Ubicada en $Z = 1.44 [m]$ tomado desde P.

- Empuje de Tierra por losa de transición o aproche "EHI"

$$EHI = 4.33 [m] \cdot 0.5062 \cdot 24 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \cdot 0.17 [m] = 8.94 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$EHI = 8.94 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 22.35 [kN]$$

$$EHI_X = EHI \cdot \cos(22^\circ) = 20.72 [kN]$$

$$EHI_Z = EHI \cdot \sin(22^\circ) = 8.37 [kN]$$

Ubicada en $Z = 2.17 [m]$ tomado desde P.

- Sobrecarga de Carga Viva "LS2"

$$LS_2 = 4.33 [m] \cdot 0.5062 \cdot 16.67 \left[\frac{kN}{m^3} \right] \cdot 0.6 [m] = 21.92 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

$$LS_2 = 21.92 \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot \frac{10 m}{4} = 54.80 [kN]$$

$$LS_{2X} = LS_2 \cdot \cos(22^\circ) = 50.81 [kN]$$

$$LS_{2Z} = LS_2 \cdot \sin(22^\circ) = 20.53 [kN]$$

Ubicada en $Z = 2.17 [m]$ tomado desde P.

- Fuerza Inercial del estribo " P_{IR} "

La TABLA 4.44 sirven como apoyo para el cálculo de acciones propias del estribo mas cargado (fuste central) y de igual manera la TABLA 4.45 para determinar la fuerza inercial del mismo.

TABLA 4.44 Cálculo del peso propio de la pantalla por columna de estribo, usando la FIGURA 4.136

Sección (-)	b (m)	H (m)	a (Long. colaborante) (m)	V=b·h·a (m ³)	DC (kN)
1	0.25	0.85	2.50	0.531	12.750
2	0.60	0.60	2.50	0.900	21.600
3	0.60	3.05	0.50	0.915	21.960
Σ					56.310

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$W_w = 56.31 [kN]$$

TABLA 4.45 Cálculo del centroide para las distintas secciones por fuste de estribo medido desde el punto P de la FIGURA 4.136 que corresponde con el origen de los ejes X-Z

Sección (-)	A (m ²)	X _P (m)	Z _P (m)	A·X _P (m ³)	A·Z _P (m ³)
1	0.21	0.48	4.05	0.101	0.863
2	0.36	0.30	3.35	0.108	1.206
3	1.83	0.30	1.53	0.549	2.800
Σ	2.403			0.758	4.869

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

$$X = \frac{\Sigma A \cdot X_A}{\Sigma A} = \frac{0.758}{2.403} = 0.32 [m]$$

$$Z = \frac{\Sigma A \cdot Z_A}{\Sigma A} = \frac{4.869}{2.403} = 2.03 [m]$$

$$P_{IR} = k_h \cdot (W_{W_{pantalla}})$$

$$P_{IR} = 0.44 \cdot (56.31 \text{ kN})$$

$$P_{IR} = 24.78 [kN]$$

Para considerar las cargas se aplica el mayor resultado de las siguientes expresiones:

$$- \quad \mathbf{100 \% E_{AE} + 50 \% PIR}$$

$$1.0 \cdot (367.43) + 0.5 \cdot (24.78) = 379.82 [kN]$$

$$- \quad \mathbf{(50 \% E_{AE} \geq E_a) + PIR}$$

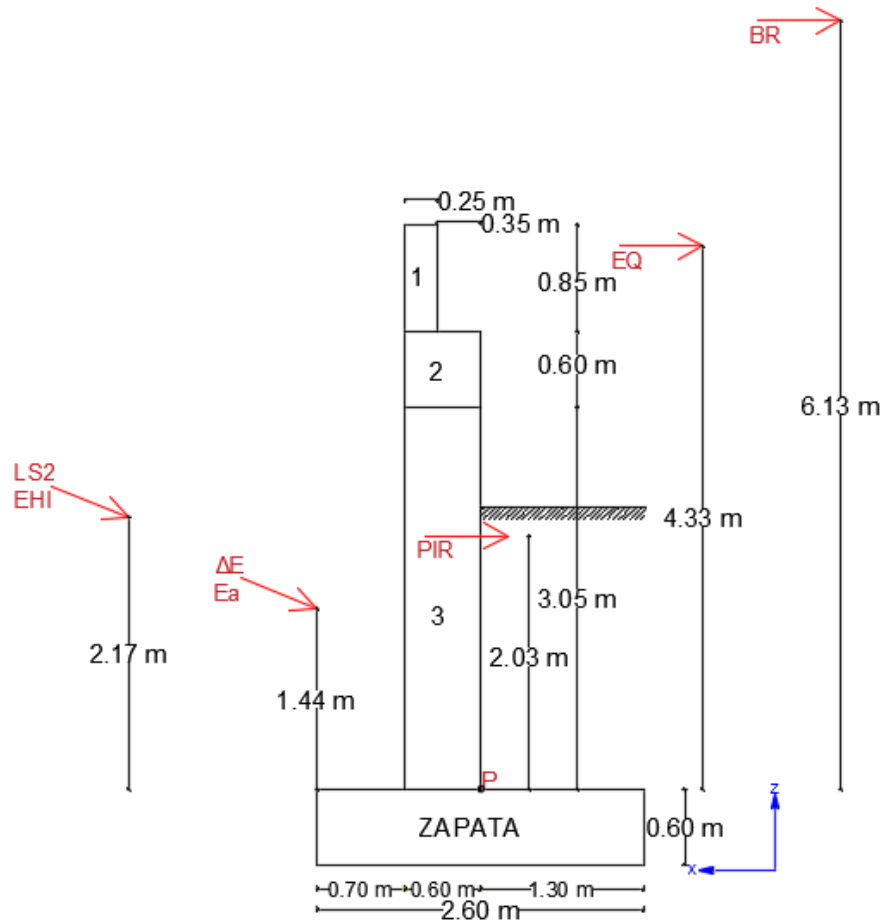
$$0.5 \cdot (367.43) + 24.78 = 208.50 [kN]$$

Entonces se considera la primera expresión, tomando el 50 % de la Fuerza Inercial del Estribo

$$\mathbf{0.5 \cdot PIR = 12.39 [kN]}$$

Ubicada a una altura $Z = 2.03 [m]$ de la pantalla del estribo tomado desde P.

FIGURA 4.136 Cargas actuantes en la pantalla del estribo del puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

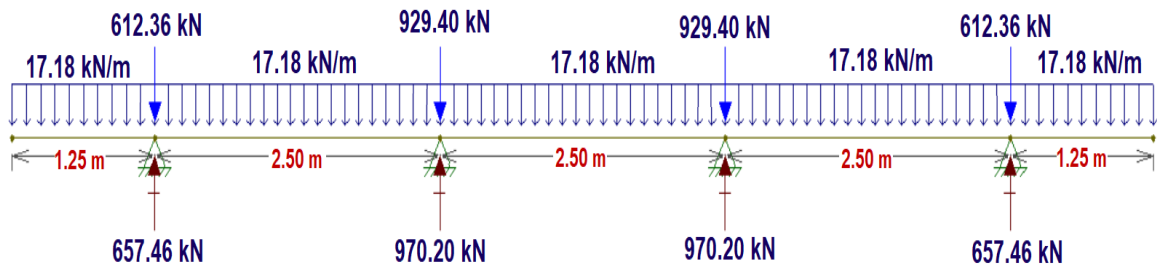
Se considerará el caso (b) de las combinaciones de carga que es el caso más crítico en la evaluación del diseño de la pantalla del estribo

Cabe notar que los cálculos únicamente se realizaron para el plano transversal al pórtico (sentido X-Z) ya que dichas solicitaciones son las que gobiernan en la verificación de estabilidad estructural del estribo.

$$DC_{apoyo} = (0.25 \cdot 0.85 + 0.60 \cdot 0.60) m^2 \cdot 24 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.25 = 17.18 \left[\frac{kN}{m} \right]$$

Calculadas todas las cargas verticales, se procede a cargar la estructura con las solicitaciones factoradas de acuerdo a la configuración de estribo como si fuera un estribo cerrado de ancho 0.50 m tal como se indica en la FIGURA 4.137.

FIGURA 4.137 Cargas Verticales provenientes de la Superestructura aplicadas en la Viga Cabezal del estribo del Puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Se analizará para el caso mas crítico, es decir la columna de Estribo que se encuentre mas cargada. Por lo tanto, se tiene que el carga axial proveniente de la superestructura así como la viga superior de apoyo es $P = 970.20$ [kN]

$$DC_{cuerpo} = (21.96) \cdot 1.25 = 27.45 \text{ [kN]}$$

$$E_{a_z} = 85.77 \text{ [kN]} \cdot 1.50 = 128.66 \text{ [kN]}$$

$$\Delta E_z = 57.87 \text{ [kN]} \cdot 0 = 0 \text{ [kN]}$$

$$EHI_z = 8.37 \text{ [kN]} \cdot 1.50 = 12.56 \text{ [kN]}$$

$$LS_{2_z} = 20.53 \text{ [kN]} \cdot 1.75 = 35.93 \text{ [kN]}$$

La carga Axial última actuante sobre el cuerpo del Estribo del Puente es:

$$P_u = 27.45 + 128.66 + 0 + 12.56 + 35.93 + 970.20 = 1174.80 \text{ [kN]}$$

Para el cálculo de Momentos últimos tenemos las siguientes Tablas de apoyo:

TABLA 4.46 Momentos actuantes y Factores de carga para la verificación del diseño de la columna de estribo para el Puente en el Plano X-Z

FUERZAS HORIZONTALES (PLANO X-Z)							
CARGA	TIPO	[kN/col.]	Z _p [m]	M [kN · m / col.]	FACTORES DE CARGA		
					Resistencia I (b)	Extremo I (b)	Servicio I (b)
Ea _x	EH	212.28	1.44	305.68	1.50	1.50	1.00
ΔE _x	EQ	128.40	1.44	184.90	0.00	1.00	0.00
EHI _x	EHI	20.72	2.17	44.96	1.50	1.50	1.00
LS2 _x	LS	50.81	2.17	110.26	1.75	1.00	1.00
0.5·P _{IR}	EQ	12.39	2.03	25.15	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	39.38	4.33	170.52	0.00	1.00	0.00
BR	BR	55.16	6.13	338.13	1.75	1.00	1.00

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.47 Momentos últimos según los Estados Límites para la verificación del diseño de la columna de estribo para el Puente en el Plano X-Z

CARGA	TIPO	[kN·m/col.]	Mu (PLANO X-Z)		
			Resistencia I (b)	Extremo I (b)	Servicio I (b)
Ea _x	EH	305.68	458.525	458.525	305.683
ΔE _x	EQ	184.90	0.000	184.896	0.000
EHI _x	EHI	44.96	67.444	67.444	44.962
LS2 _x	LS	110.26	192.951	110.258	110.258
0.5·P _{IR}	EQ	25.15	0.000	25.152	0.000
EQ	EQ	170.52	0.000	170.52	0.000
BR	BR	338.13	591.729	338.131	338.131
			1310.648	1354.925	799.034

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

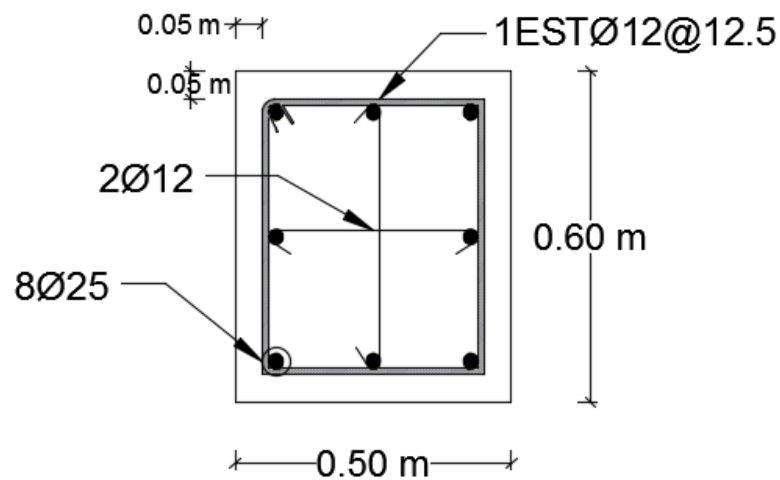
Se toma en cuenta los valores mas críticos dados por las combinaciones de carga para cada estado límite, considerando que $n = n_D \cdot n_R \cdot n_I = 1$. Por lo tanto se tiene:

$$P_u = 1174.80 \text{ [kN]}$$

$$M_u = 1354.93 \text{ [kN · m] (Plano X - Z)}$$

Se continua con el análisis de la sección de la columna de estribo tal como se presenta en la FIGURA 4.138 con la respectiva sección armada propuesta en los planos estructurales del puente.

FIGURA 4.138 Sección de la columna de estribo y acero propuesto para el puente



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Recubrimiento: $rec = 5 [cm]$

$$A_g = b \cdot h = 50 \cdot 60 = 3000 [cm^2]$$

$$\text{Se tiene: } A_s = 8\Phi 25 [mm] \rightarrow A_s = 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25}{20}\right)^2 = 39.27 [cm^2]$$

Por lo tanto:

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{39.27}{3000} = 0.0131$$

Con $\rho_s = 1.31 \%$ de A_g en Acero Longitudinal

Refuerzo Máximo y Mínimo a Flexo-compresión en Zonas Sísmicas

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

$$0.01 \leq \mathbf{0.0131} \leq 0.04 \rightarrow OK!$$

Evaluación Aproximada de los Efectos de Esbeltez

- Esbeltez de la Columna en el Plano Transversal al Pórtico (Plano X-Z):

$$K = 2.1$$

$$\frac{K \cdot L}{r} = \frac{2.1 \cdot 305}{18} = 35.58 \text{ [cm]} > 22 \text{ [cm]} \rightarrow \text{NO CUMPLE!}$$

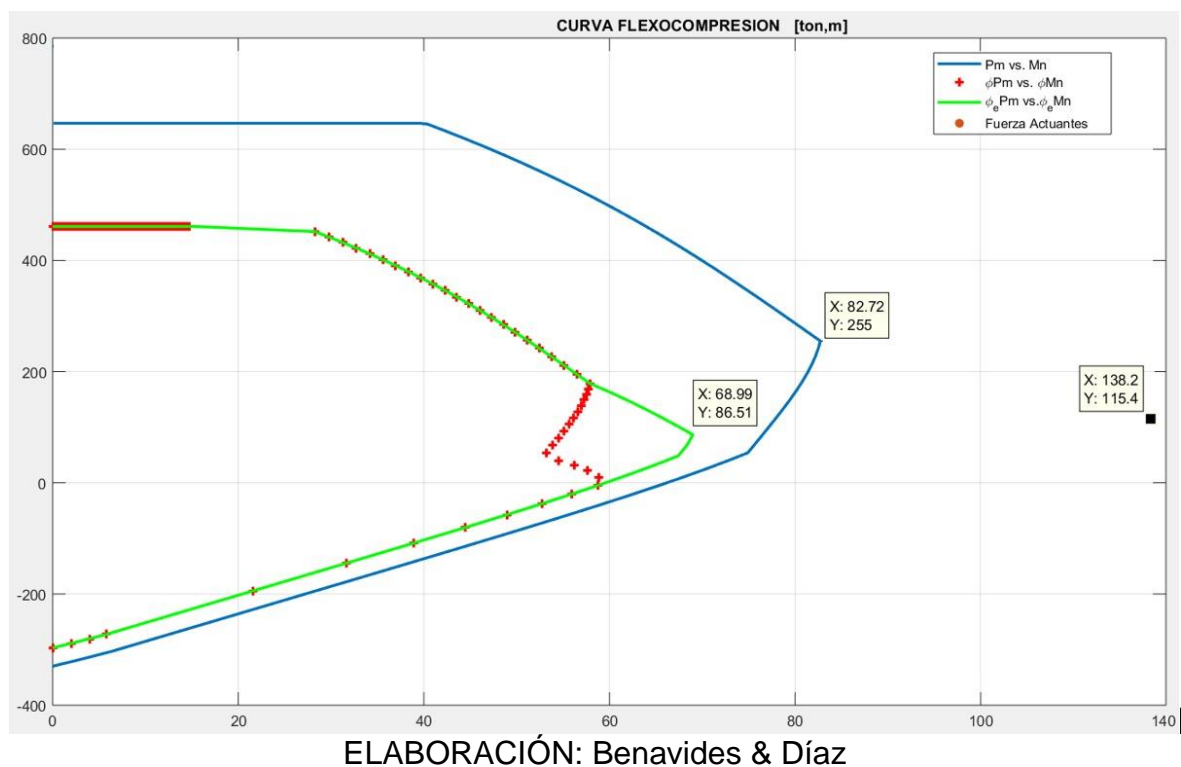
Por lo tanto el Momento a considerar es:

$$M_u = 1893.83 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

Capacidad de Columna Rectangular

Utilizando un software se obtiene el diagrama de Interacción de acuerdo a las especificaciones de la (American Concrete Institute (318-14), 2014) para una columna rectangular con los resultados en forma gráfica como se muestran en la FIGURA 4.139.

FIGURA 4.139 Diagrama de Interacción de Columna Rectangular (P_n vs M_n) del estribo del puente sobre el Río Mocora



En el diagrama de Interacción, se tiene que $M_u = 1354.93 \text{ [kN]} = 138.17 \text{ [T]}$ y $P_u = 1131.94 \text{ [kN} \cdot \text{m]} = 119.80 \text{ [T} \cdot \text{m]}$ se encuentran fuera de la zona de resistencia, por lo que la columna rectangular no cumple condiciones mínimas de geometría y cantidad de acero requeridos para soportar efectivamente las solicitaciones últimas del puente.

Los valores reales de carga axial y momentos resistentes para la sección planteada, que representa la capacidad real a la que sería capaz de tolerar la columna son:

$$P_u = 848.34 [kN] = 86.51 [T]$$

$$M_u = 676.54 [kN \cdot m] = 68.99 [T \cdot m]$$

Verificación a Cortante del Cuerpo de la Columna de Estribo

$$P_b = 2500.60 [kN] = 255.00 [T] \rightarrow \text{"P Balanceado"}$$

$$M_b = 811.18 [kN \cdot m] = 82.72 [T \cdot m] \rightarrow \text{"Momento Balanceado"}$$

Cortante último:

$$V_u = \frac{M_b}{L} = \frac{811.18}{4.33} = 187.34 [kN]$$

Área efectiva para cortante (Sección Rectangular):

$$d = h - rec - \Phi_{est} - \frac{\Phi_b}{2} = 60 - 5 - \frac{12}{10} - \frac{25}{20} = 52.55 [cm]$$

$$a = \beta_1 \cdot c \rightarrow \beta_1 = 0.85$$

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b} = \frac{39.27 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 0.85 \cdot 50} = 21.74 [cm]$$

$$a = 0.85 \cdot 21.74 = 18.48 \text{ cm}$$

$$d_v = d - \frac{a}{2} = 52.55 - \frac{18.48}{2} = 43.31 [cm]$$

$$A_e = b_v \cdot d_v = 50 \cdot 43.31 = 2165.50 [cm^2]$$

Corte Nominal Resistente del Concreto:

$$V_c = 0.083 \cdot \beta^* \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_e$$

$$\beta^* = 2.0 \text{ (Elemento sometido a compresión con acero a cortante)}$$

$$V_c = 0.083 \cdot 2 \cdot \sqrt{21} \cdot 2165.50 \cdot \frac{1}{10} = 164.73 [kN]$$

Cortante Nominal Resistente del Acero:

$$V_r = V_u$$

$$V_s = \frac{V_r - \Phi \cdot V_c}{\Phi} = \frac{255.00 - 0.90 \cdot 164.73}{0.90} = 118.60 \text{ [kN]}$$

Refuerzo Transversal Mınimo:

$$A_v \geq 0.083 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_v \cdot S}{f_y}$$

$$A_{v\text{mın}} = 0.083 \cdot \sqrt{21} \cdot \frac{50 \cdot 12.5}{420} = 0.57 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Como:

$$A_{v\text{real}} = 1 \text{ Estribo } \Phi 12 \text{ mm} + 1 \text{ vincha } \Phi 12 \text{ mm}$$

$$A_{v\text{real}} = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{1.2}{2}\right)^2 = 3.39 \text{ [cm}^2\text{]} > 0.46 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow OK!$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot \theta + \cot \alpha)}{S}; \theta = 45^\circ \text{ y } \alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{3.39 \cdot 42 \cdot 43.31}{12.5} = 493.32 \text{ [kN]}$$

Cortante Nominal Resistente:

El menor valor entre:

- $V_n = V_c + V_s = 164.73 + 493.32 = 658.05 \text{ [kN]}$
- $V_n = 0.25 \cdot \hat{f}_c \cdot A_e = 0.25 \cdot 2.06 \cdot 2256.48 = 1115.23 \text{ [kN]}$

Por lo tanto:

$$V_n = 658.05 \text{ [kN]}$$

Cortante Resistente Total:

$$V_r = \Phi \cdot V_n = 0.90 \cdot 658.05 = 592.25 \text{ [kN]} > 187.34 \text{ [kN]} \rightarrow OK!$$

4.4 COMPROBACIÓN DE DISEÑO ESTRUCTURAL ENTRE LOS PLANOS PROPORCIONADOS POR EL MTOP Y EL DISEÑO CALCULADO

Para el efecto, se presentarán cuadros comparativos en los que se muestren los resultados obtenidos tanto con la metodología de Diseño de la Norma AASHTO LRFD, 2017 y la configuración y geometría de las secciones armadas proporcionadas por el MTOP.

4.4.1 COMPARACIÓN DE MOMENTOS ULTIMOS RESISTENTES CON LOS MOMENTOS ULTIMOS ACTUANTES

La obtención de cada uno de los datos analizados en esta sub-sección se los detalla en desarrollo del presente capítulo. Cabe mencionar que para la verificación los elementos de la superestructura, así como los elementos de apoyo predomina el Estado Límite de Resistencia I.

4.4.1.1 Comparación de Momentos Últimos para la Superestructura

Se realiza la verificación para todos los elementos de la subestructura.

TABLA 4.48 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Superestructura del Tablero de 18.4 m

TABLERO DE 18.4 [m] ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO PLANOS			AASHTO PLANOS		
	Mu (+) [kN . m]			Mu (-) [kN . m]		
	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62.04	39.06	NC!	51.29	30.25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	4336.73	3221.05	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	4357.58	3221.28	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	130.10	297.13	OK!	94.40	290.36	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	129.97	237.65	OK!	94.40	230.89	OK!
LOSA EN VOLADIZO	-	-	-	17.00	31.18	OK!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.49 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Superestructura del Tablero de 10.4 m

TABLERO DE 10.4 [m] ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO PLANOS			AASHTO PLANOS		
	Mu (+)			Mu (-)		
	[kN . m]			[kN . m]		
	Actúa	Resiste		Actúa	Resiste	
LOSA	62.04	39.06	NC!	51.29	30.25	NC!
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	1547.40	1149.61	NC!	-	-	-
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	1228.44	1149.61	NC!	-	-	-
DIAFRAGMA INTERIOR	129.00	132.28	OK!	93.49	127.76	OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	128.35	80.58	NC!	93.06	76.04	NC!
LOSA EN VOLADIZO	-	-	-	17.00	31.18	OK!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.4.1.2 Comparación de Momentos Últimos para la Subestructura

La verificación de los elementos principales de la subestructura como las pilas y vigas de apoyo (Cabezal) que están sobre las pilas (Sección 4.3.2)

TABLA 4.50 Comparación de Momentos últimos resistentes con los Momentos últimos actuantes para la Subestructura del puente

SUBESTRUCTURA ELEMENTO ESTRUCTURAL	AASHTO LRFD	PLANOS MTOP	
	PILA		
	Actúa	Resiste	
Mu [kN.m]	13687.90	25957.26	¡OK!
Pu	8064.00	103593.60	¡OK!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.4.2 COMPARACIÓN DE ESFUERZOS CORTANTES RESISTENTES CON ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES

4.4.2.1 Comparación de Esfuerzos Cortantes para la Superestructura

Todos los esfuerzos fueron calculados a una distancia d_v .

TABLA 4.51 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Superestructura del Tablero de 18.4 m

	AASHTO LRFD	PLANOS MTOP	
TABLERO DE 18.4 [m]	Vu	Vr	
ELEMENTO ESTRUCTURAL	[kN] Actúa	[kN] Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	997.59	1193.90	¡OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	973.39	1193.90	¡OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	193.44	563.26	¡OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	219.96	454.06	¡OK!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 4.52 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Superestructura del Tablero de 10.4 m

	AASHTO LRFD	PLANOS MTOP	
TABLERO DE 10.4 [m]	Vu	Vr	
ELEMENTO ESTRUCTURAL	[kN] Actúa	[kN] Resiste	
VIGA PRINCIPAL INTERIOR	704.44	939.78	¡OK!
VIGA PRINCIPAL EXTERIOR	683.95	939.78	¡OK!
DIAFRAGMA INTERIOR	232.16	293.72	¡OK!
DIAFRAGMA DE APOYO	256.70	70.12	¡NO CUMPLE!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

4.4.2.2 Comparación de Esfuerzos Cortantes para la Subestructura

TABLA 4.53 Comparación de Esfuerzos Cortantes Resistentes con los Esfuerzos Cortantes Actuantes para la Subestructura del puente

	AASHTO LRFD	PLANOS MTOP	
SUBESTRUCTURA	Vu	Vr	
ELEMENTO ESTRUCTURAL	[kN] Actúa	[kN] Resiste	
VIGA DE CABEZAL DE PILA (Tablero 18.4 m)	1257.14	1285.20	¡OK!
VIGA DE CABEZAL DE PILA (Tablero 10.4 m)	944.54	1285.20	¡OK!
PILA	3364.44	4914.53	¡OK!

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

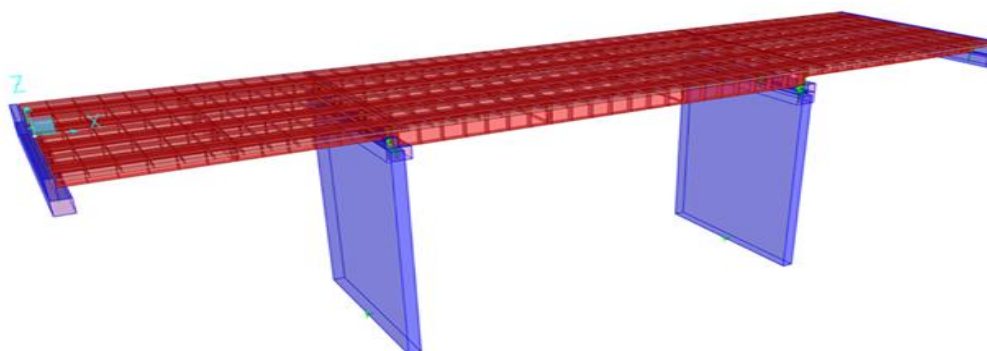
CAPÍTULO 5

ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL PUENTE APLICANDO LAS NORMAS ACTUALES

5.1 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural se realizó con el software CSI Bridge con el fin de establecer el comportamiento del puente a sus diferentes estados de carga aplicados para una evaluación del puente, de esta manera se obtienen sus fuerzas cortantes y momentos a flexión en la superestructura. Además, se realizó un análisis modal, el cual permite conocer el periodo fundamental de la estructura.

FIGURA 5.1 Modelo estructural del Puente sobre el río Mocora



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

La TABLA 5.1 presenta un resumen de las características geométricas y de las propiedades de los materiales presentes en el puente.

TABLA 5.1 Características geométricas y propiedades de los materiales.

L1=	10.4	m	Longitud tableros 1y 3
L2=	18.4	m	Longitud tablero 2
LT=	39.2	m	Longitud total del puente
S=	2.5	m	Separación desde el centro de vigas
Nv=	4	-	Número de vigas
ts=	0.17	m	Espesor de losa
Sd1=	5.2	m	Separación entre diafragmas tableros 1 y 3
Sd2=	6.133	m	Separación entre diafragmas tablero 2
Es=	200000000	kN/m ²	Módulo de Elasticidad del acero
Fy=	420	Mpa	Resistencia del acero
Ec=	23850000	kN/m ²	Módulo de Elasticidad del hormigón
f'c=	21	Mpa	Resistencia del hormigón

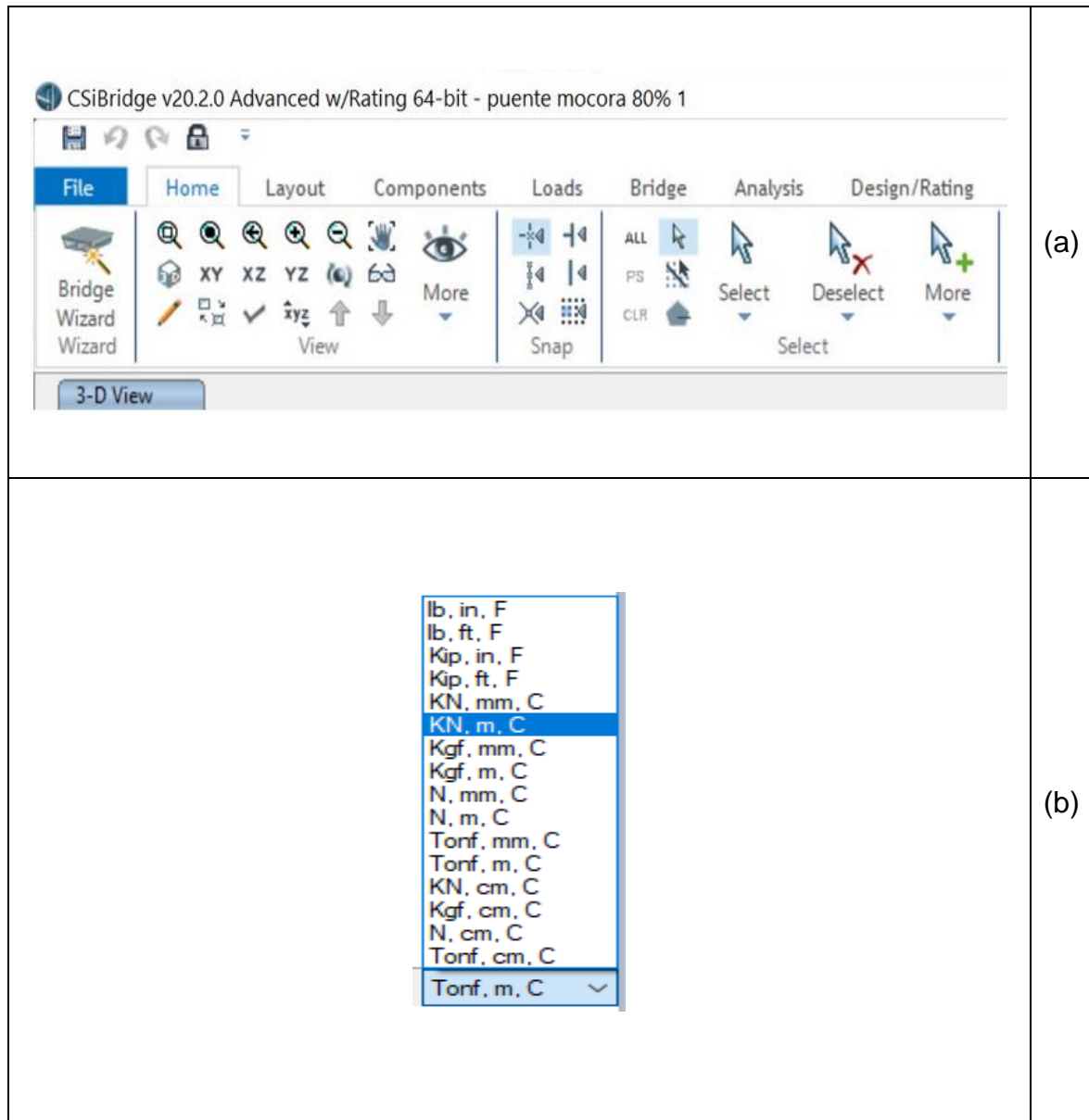
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1 ELABORACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

La elaboración del modelo estructural del puente requirió los siguientes pasos.

5.1.1.1 Modelación con la plantilla en blanco del puente sobre el río Mocora

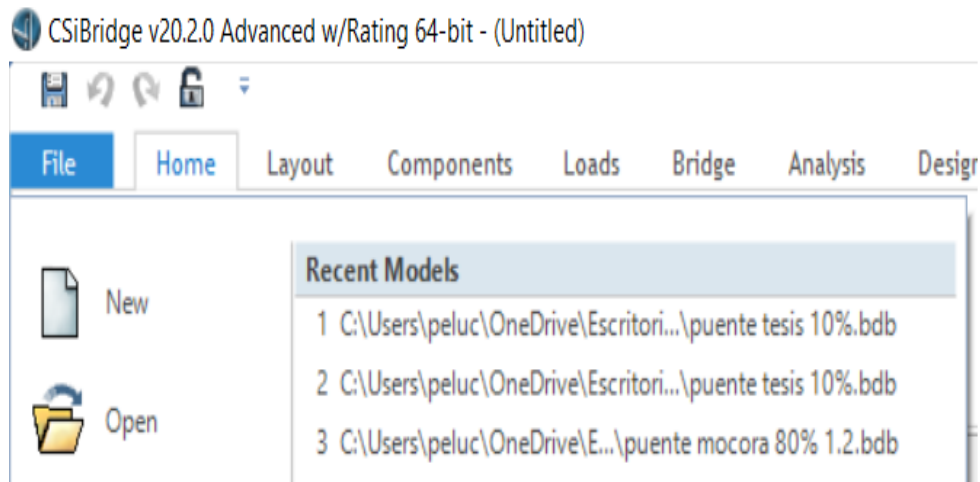
FIGURA 5.2 Ventana de trabajo (a) y selección de unidades (b)



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Ir a la pestaña "FILE", seleccionar "NEW".

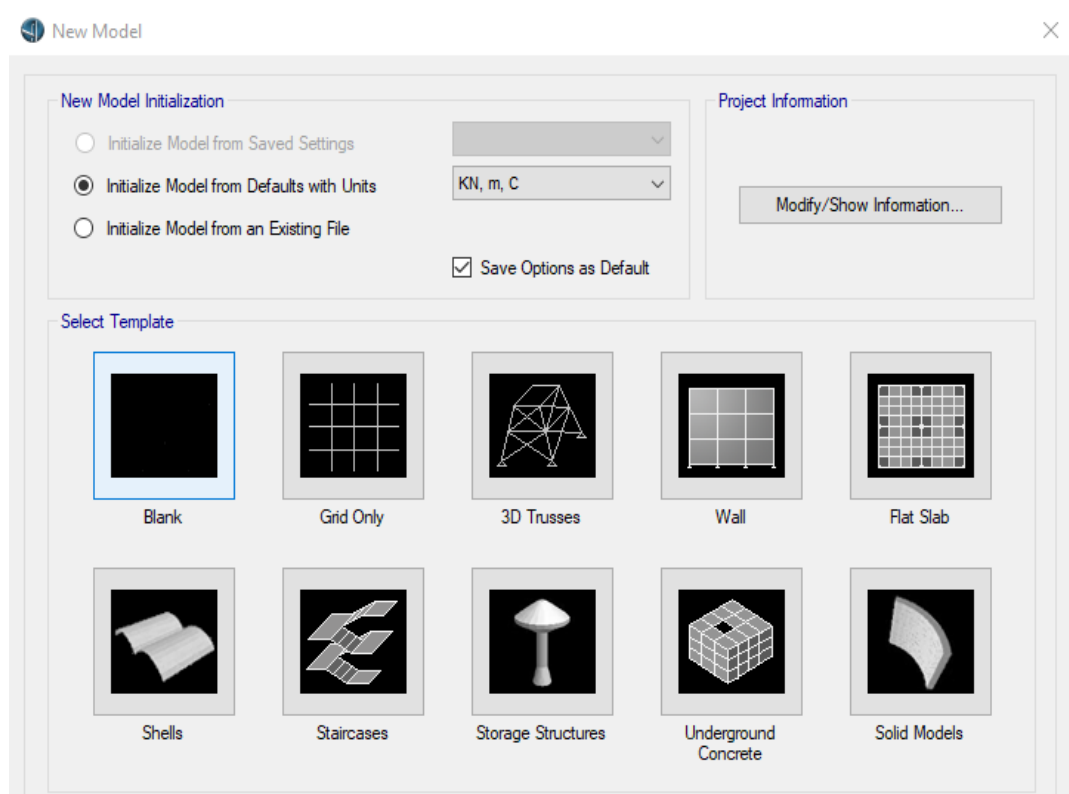
FIGURA 5.3 Creación de un nuevo modelo



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- En el cuadro de diálogo seleccionar la plantilla “BLANK”.

FIGURA 5.4 Selección de la plantilla del puente

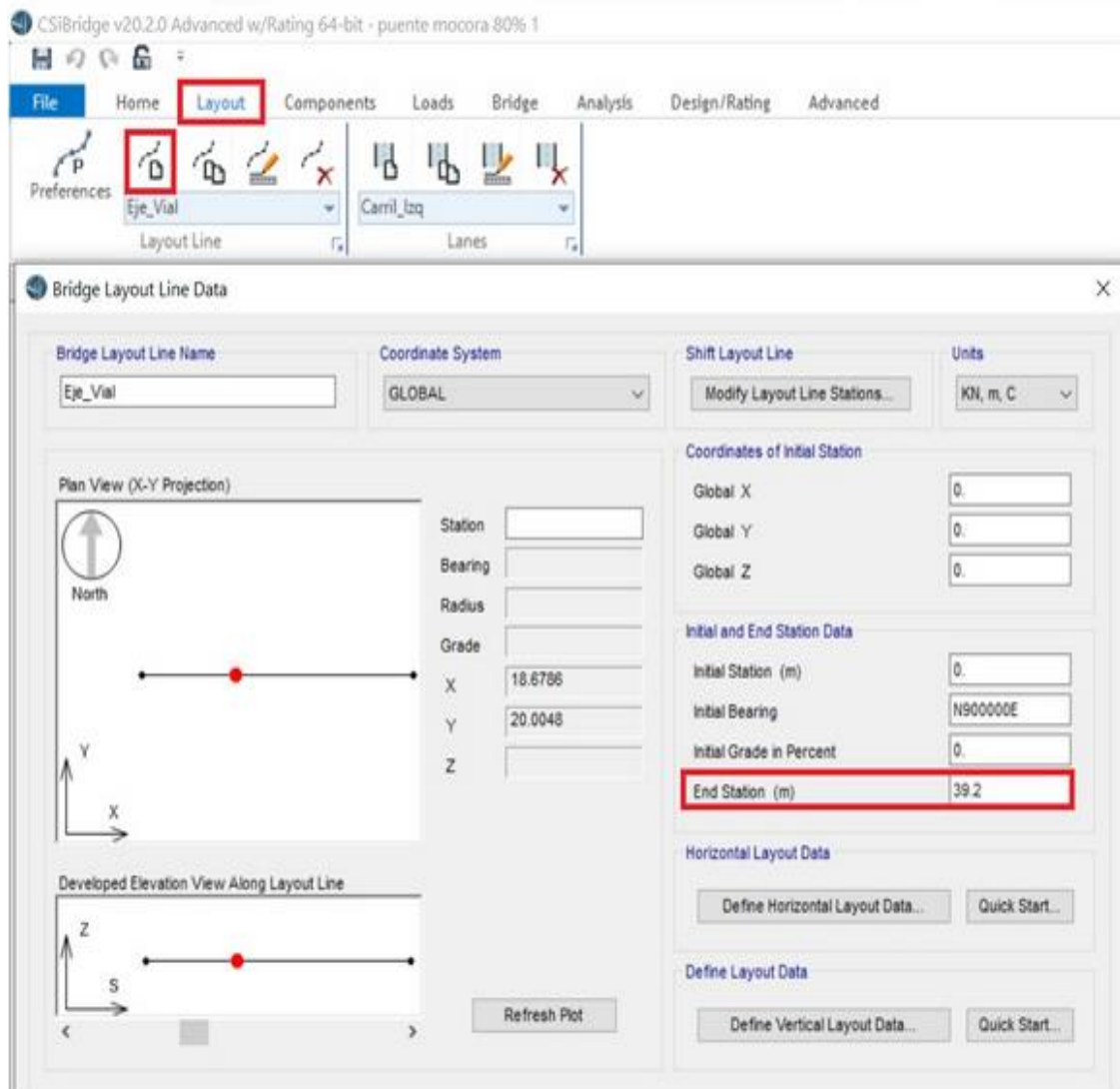


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.2 Definición de la línea base

- Ir a la pestaña “LAYOUT” y posteriormente seleccionar la opción “NEW LAYOUT” e ingresar la longitud del puente igual a 39.2 m.

FIGURA 5.5 Definición de Línea Base

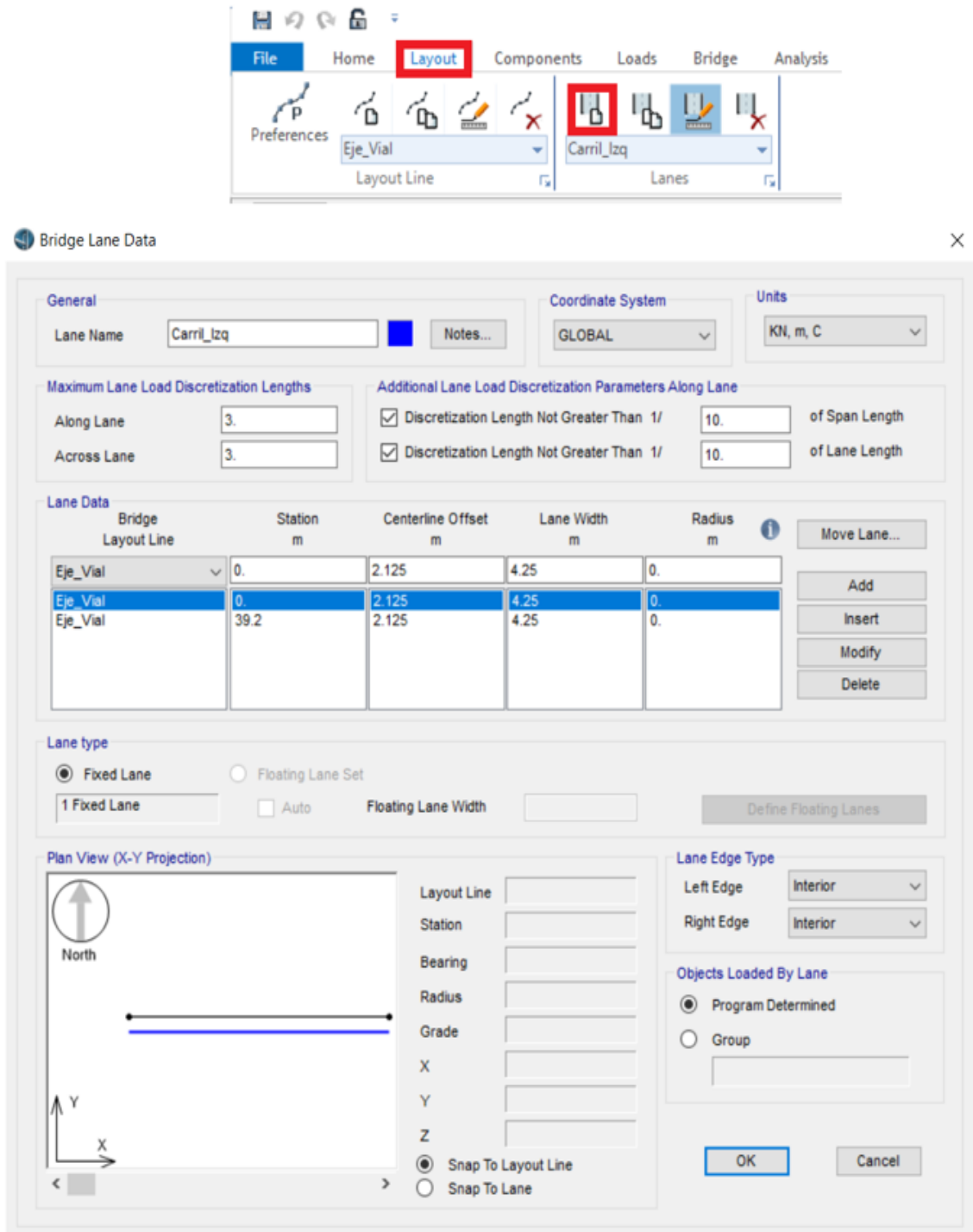


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.3 Definición de los carriles

- Ir a la pestaña “LAYOUT” posteriormente seleccionar la opción “NEW LANE”, se definen los carriles derecho e izquierdo cada uno con un ancho de 4.25 m. y un desfase al centro de 2.125 m.

FIGURA 5.6 Definición de Línea Base



Bridge Lane Data ×

General Lane Name: Carril_Der Notes... Coordinate System: GLOBAL Units: KN, m, C

Maximum Lane Load Discretization Lengths
 Along Lane: 3. Across Lane: 3.

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ 10. of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m
Eje_Vial	0.	-2.125	4.25	0.
Eje_Vial	0	-2.125	4.25	0.
Eje_Vial	39.2	-2.125	4.25	0.

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Lane type
 Fixed Lane Floating Lane Set
 1 Fixed Lane Auto Floating Lane Width Define Floating Lanes

Plan View (X-Y Projection)

North ↑

Y ↑ X →

Layout Line: Station: Bearing: Radius: Grade: X: Y: Z:

Snap To Layout Line Snap To Lane

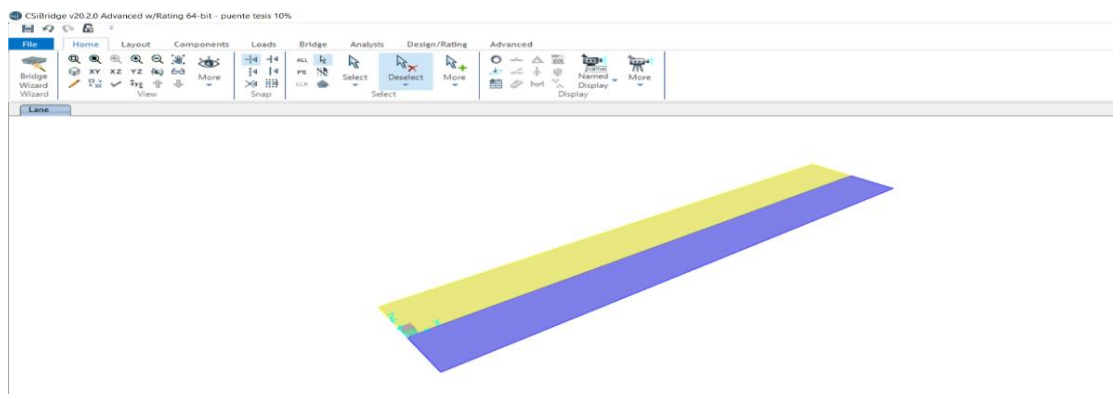
Lane Edge Type
 Left Edge: Interior Right Edge: Interior

Objects Loaded By Lane
 Program Determined Group

OK Cancel

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

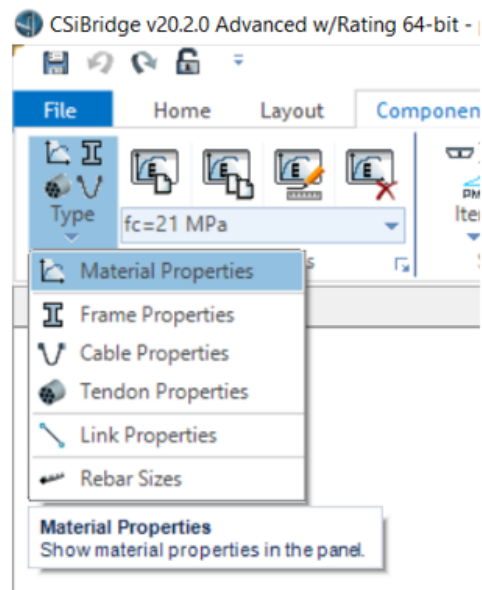
FIGURA 5.7 Creación de los carriles de circulación derecha e izquierda



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.4 Definición de las propiedades de los materiales

FIGURA 5.8 Creación de un nuevo material



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.9 Creación del hormigón (a) y acero de refuerzo (b)

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. The dialog is divided into several sections:

- General Data:**
 - Material Name and Display Color: fc=21 MPa (with a red color swatch)
 - Material Type: Concrete (dropdown menu)
 - Material Grade: fc 21MPa
 - Material Notes: Modify/Show Notes...
- Weight and Mass:**
 - Weight per Unit Volume: 24
 - Mass per Unit Volume: 2.4473
 - Units: KN, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
 - Modulus Of Elasticity, E: 23850000.
 - Poisson, U: 0.2
 - Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 - Shear Modulus, G: 9937500.
- Other Properties For Concrete Materials:**
 - Specified Concrete Compressive Strength, fc: 21000.
 - Expected Concrete Compressive Strength: 21000.

(a)

Material Property Data ×

General Data

Material Name and Display Color:

Material Type: ▼

Material Grade:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units

▼

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient Of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy:

Minimum Tensile Stress, Fu:

Expected Yield Stress, Fye:

Expected Tensile Stress, Fue:

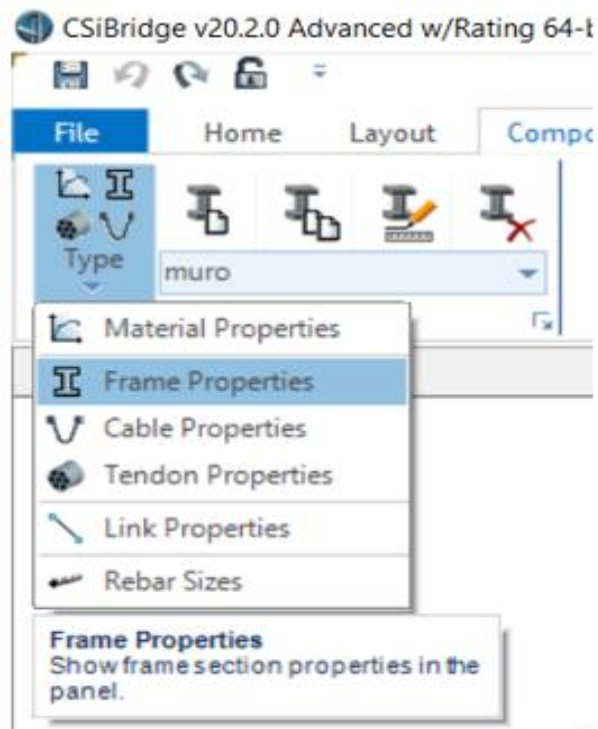
(b)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.5 Definición de las secciones de los elementos de hormigón

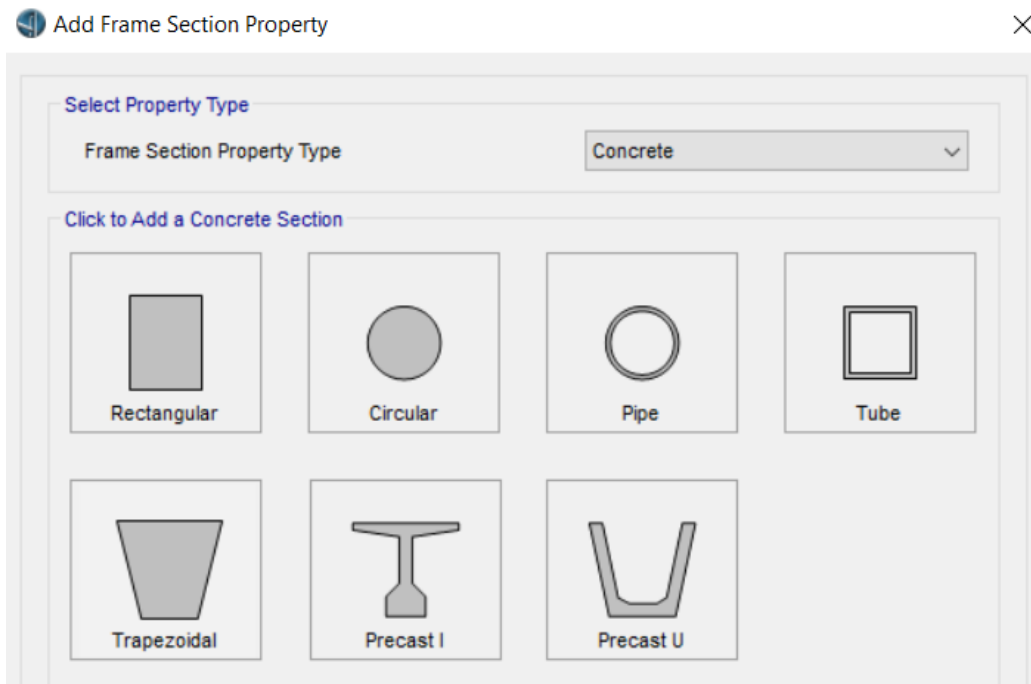
- Ir a la pestaña "COMPONENTS", seleccionar la opción "TYPE", escoger "FRAME PROPERTIES", "NEW MATERIALS", "ADD NEW MATERIAL", escoger la opción "CONCRETE".

FIGURA 5.10 Creación de un nuevo material



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

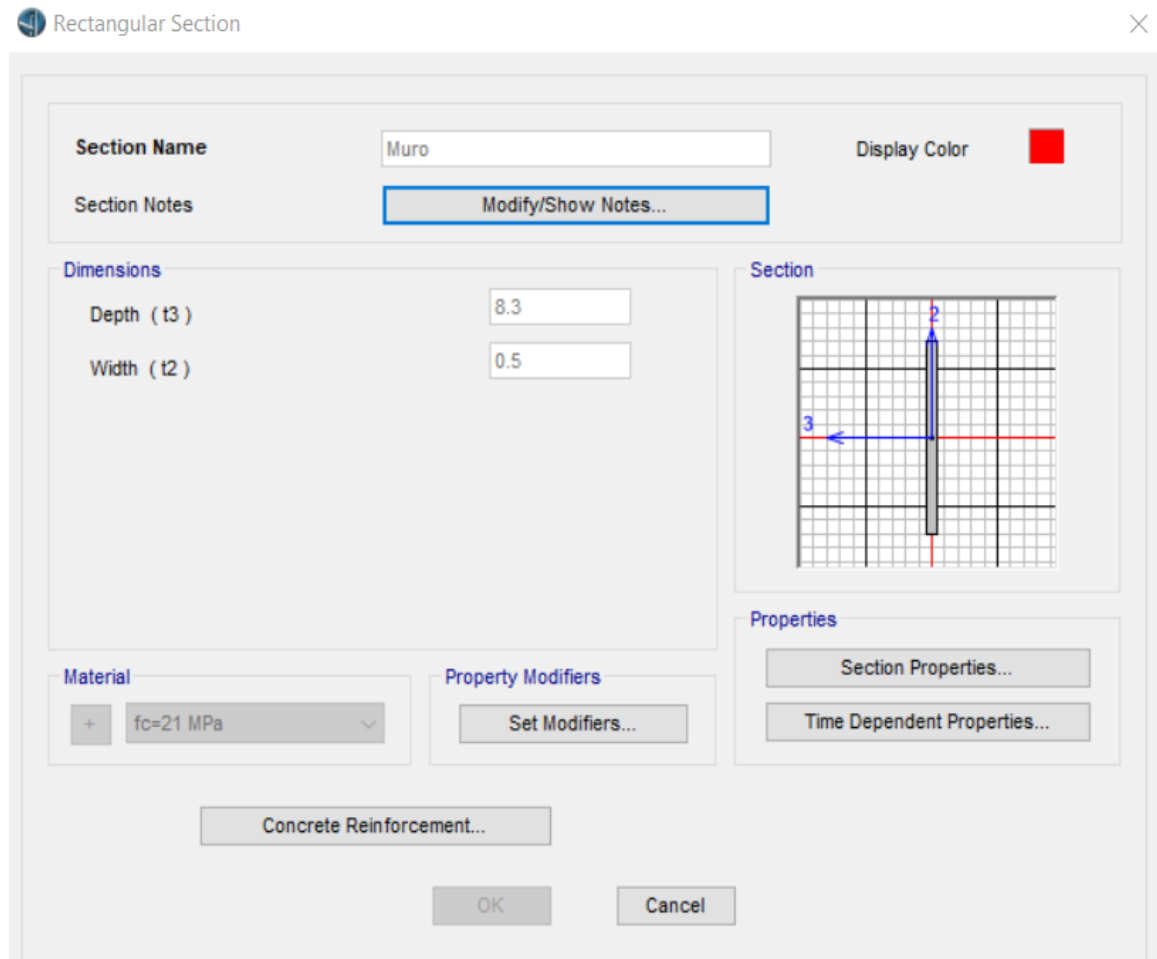
FIGURA 5.11 Ventana para escoger que tipo de sección se va a usar en el modelo



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se definen las pilas que soportan el puente, cuya sección rectangular es 8.30 m x 0.50 m.

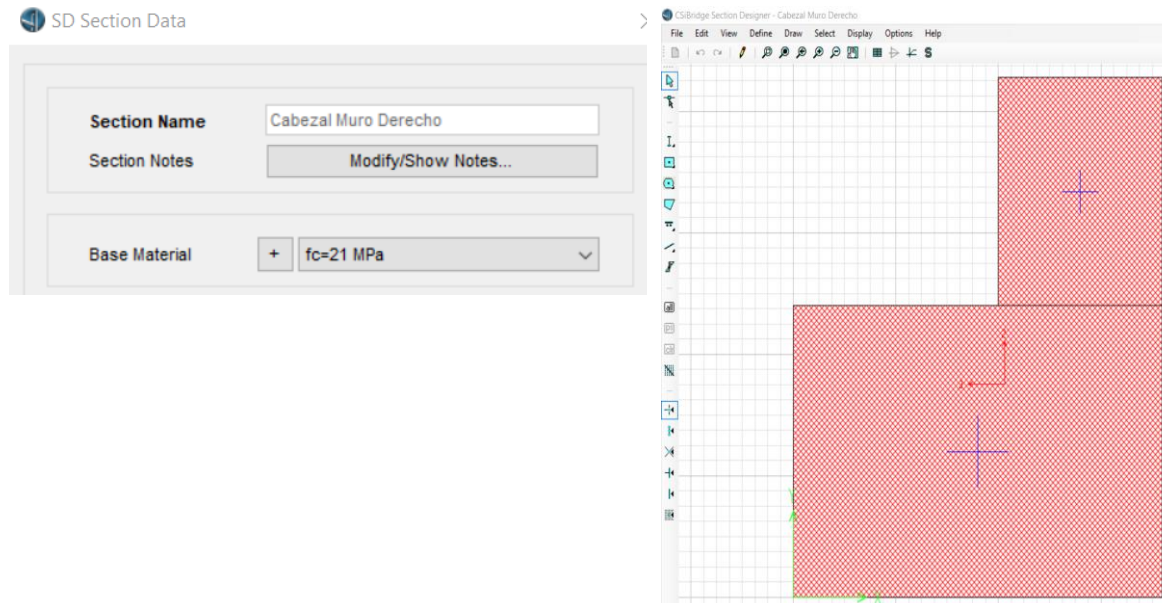
FIGURA 5.12 Definición de la sección de la pila



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la viga cabezal que está colocada encima de la pila derecha.

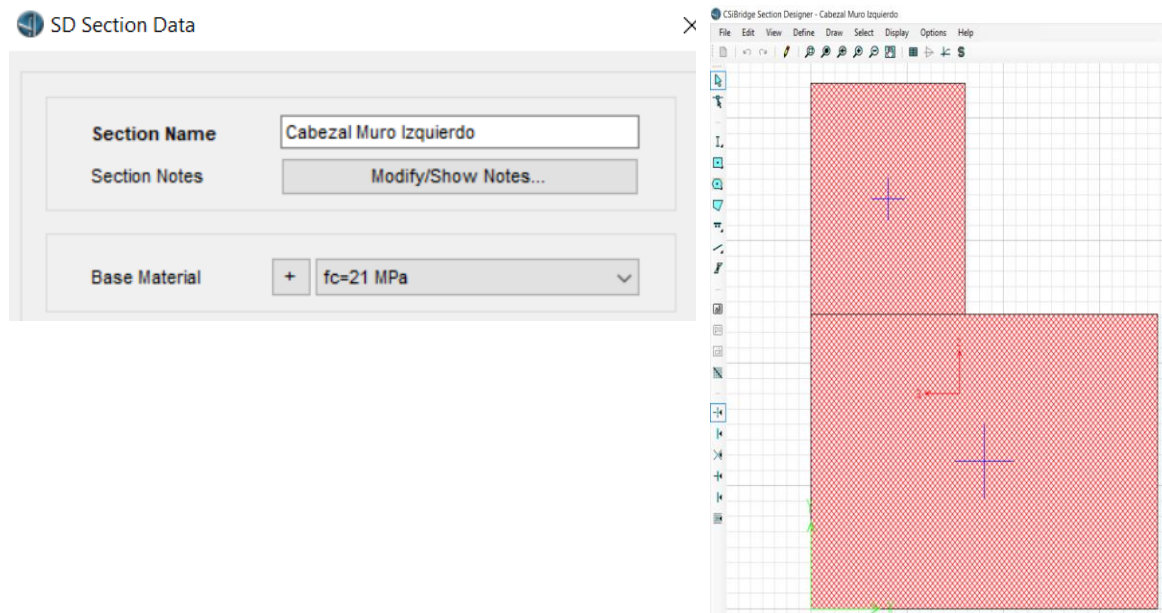
FIGURA 5.13 Definición de la sección de viga cabezal derecha para pilas



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la viga cabezal que está colocada encima de la pila izquierda.

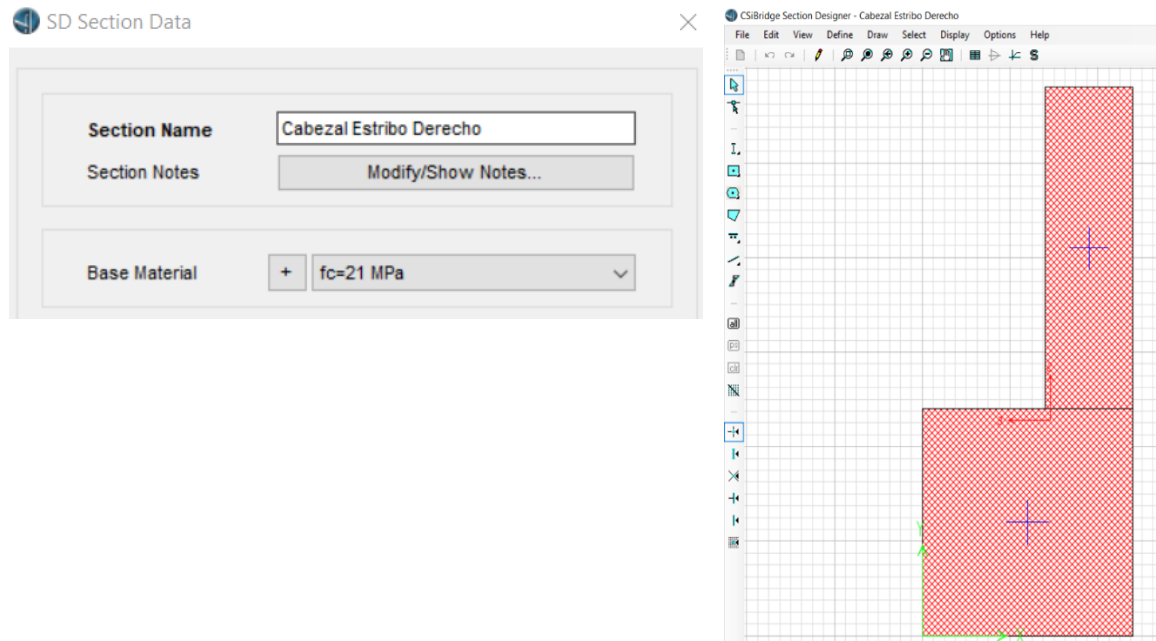
FIGURA 5.14 Definición de la sección de viga cabezal izquierdo para pilas



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la viga cabezal que está colocada encima del estribo derecho.

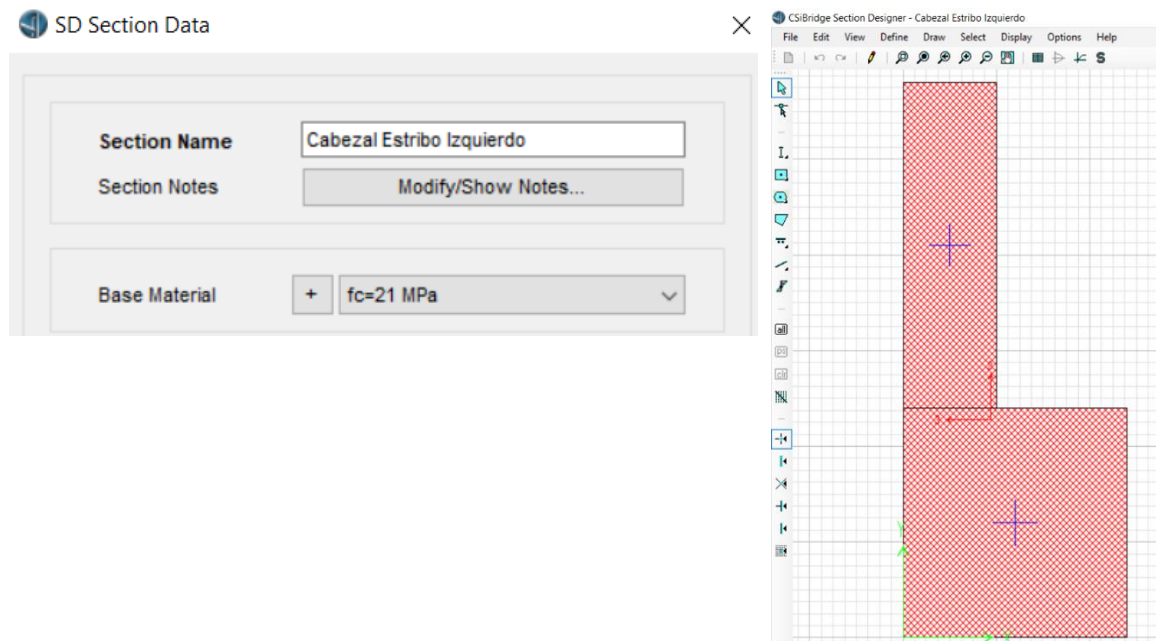
FIGURA 5.15 Definición de la sección de viga cabezal derecha para estribos



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la viga cabezal que está colocada encima del estribo izquierdo.

FIGURA 5.16 Definición de la sección de viga cabezal izquierdo para estribos



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.6 Definición de la sección transversal de los tableros

- Ir a la pestaña “COMPONENTS”, “ITEM”, “DECK SECTIONS”, “NEW SECTION”
- Se ingresa los valores de la sección transversal del puente para los dos tipos tableros de acuerdo con las medidas que se encuentran en los planos proporcionados por el MTOP.

FIGURA 5.17 Configuración de la sección transversal para el tablero de 10.4m (a) y el tablero de 18.4m (b)

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Definition Loads

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Tablero 10.4
Slab Material Property	fc=21 MPa
Girder Material Property	fc=21 MPa
Number of Interior Girders	2
Total Width	10.
Total Depth	0.8
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.17
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.15
f2 Horizontal Dimension	0.15
f3 Horizontal Dimension	0.15
f4 Horizontal Dimension	0.15
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.15
f2 Vertical Dimension	0.15
f3 Vertical Dimension	0.15

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

(a)

Define Bridge Section Data - Concrete Tee Beam

Section Data

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Tablero 18.4
Slab Material Property	fc=21 MPa
Girder Material Property	fc=21 MPa
Number of Interior Girders	2
Total Width	10.
Total Depth	1.27
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Mode...)	Yes
Slab Thickness	
Top Slab Thickness (t1)	0.17
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	0.15
f2 Horizontal Dimension	0.15
f3 Horizontal Dimension	0.15
f4 Horizontal Dimension	0.15
Fillet Vertical Dimension Data	
f1 Vertical Dimension	0.15
f2 Vertical Dimension	0.15
f3 Vertical Dimension	0.15

Girder Output

Modify/Show Properties

Materials... Frame Sects... Units: KN, m, C

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

(b)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.7 Definición de los diafragmas

- Ir a la pestaña “COMPONENTS”, “ITEM de la opción Superstructure”, “DIAPHRAGMS”, “NEW SECTION”.
- Se define la sección del diafragma 25x52 cm de los estribos

FIGURA 5.18 Definición del diafragma para los estribos

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Diafragma Apoyo Estribo

Units: KN, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.25

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 0.52

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material: + fc=21 MPa

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la sección del diafragma 25x95 cm de las pilas

FIGURA 5.19 Definición del diafragma para las pilas

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Diafragma Apoyo Muro

Units: KN, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.25

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section): 0.95

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material: + fc=21 MPa

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la sección del diafragma 20x80 cm que va en el tablero de 10.4m

FIGURA 5.20 Definición del diafragma para el tablero de 10.4m

Bridge Diaphragm Property ×

Diaphragm Name	<input type="text" value="Diafragma 10.4"/>	Units	<input type="text" value="KN, m, C"/>
Select Diaphragm Type			
<input checked="" type="radio"/> Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)			
<input type="radio"/> Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)			
<input type="radio"/> Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)			
<input type="radio"/> Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)			
Solid Diaphragm Parameters			
Diaphragm Thickness	<input type="text" value="0.2"/>		
Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section)	<input type="text" value="0.8"/>		
<input checked="" type="checkbox"/> Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)			
Diaphragm Material	<input type="text" value="+"/>	<input type="text" value="fc=21 MPa"/>	<input type="text" value="v"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)			

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se define la sección del diafragma 20x117 cm que va en el tablero de 18.4m

FIGURA 5.1 Definición del diafragma para el tablero de 18.4m

Bridge Diaphragm Property ×

Diaphragm Name: Units:

Select Diaphragm Type

Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)

Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)

Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)

Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness:

Diaphragm Depth (For Solid Girder, PC I-Girder and T Bridge Section):

Use Girder Depth Instead (except Solid Girder Bridge Sections)

Diaphragm Material:

Use Slab Material Instead (except User Bridge Sections)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.8 Definición de apoyos

- Ir a la pestaña “COMPONENTS”, “ITEM de la opción Substructure”, “BEARINGS”, “NEW BEARING”.

FIGURA 5.21 Definición de apoyo fijo

Bridge Bearing Data ×

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.22 Definición de apoyo móvil

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Apoyo Movil

Units: KN, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.9 Definición de la cimentación

FIGURA 5.23 Definición del suelo

Foundation Spring Data

Foundation Spring Name: Suelo

Units: KN, m, C

Foundation Spring Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area in an Area Spring: 1.

User Foundation Spring

DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Along Skew (U2)	Fixed	
Translation Normal to Skew (U3)	Fixed	
Rotation About Vertical (R1)	Fixed	
Rotation About Line Along Skew (R2)	Fixed	
Rotation About Line Normal to Skew (R3)	Fixed	

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.10 Definición de los Estribos

FIGURA 5.24 Definición del estribo derecho

The screenshot shows the 'Bridge Abutment Data' dialog box for the right abutment. The 'Bridge Abutment Name' is 'Estribo Derecho'. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. Under 'Girder Support Condition', 'Connect to Girder Bottom Only' is selected. Under 'Substructure Type', 'Continuous Beam (Continuously Supported)' is selected, with 'Cabezal Estribo Derecho' as the 'Section Property' and '10.' as the 'Beam Length'. Under 'Foundation Spring', 'Suelo' is selected as the 'Foundation Spring Property'. A note at the bottom states: 'Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.'

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.25 Definición del estribo izquierdo

The screenshot shows the 'Bridge Abutment Data' dialog box for the left abutment. The 'Bridge Abutment Name' is 'Estribo Izquierdo'. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. Under 'Girder Support Condition', 'Connect to Girder Bottom Only' is selected. Under 'Substructure Type', 'Continuous Beam (Continuously Supported)' is selected, with 'Cabezal Estribo Izquierdo' as the 'Section Property' and '10.' as the 'Beam Length'. Under 'Foundation Spring', 'Suelo' is selected as the 'Foundation Spring Property'. A note at the bottom states: 'Note: When substructure type is grade beam, foundation spring property represents a line spring.'

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.11 Definición de las Pilas

- Ir a la pestaña “COMPONENTS”, “ITEM de la opción Substructure”, “BENTS”, “NEW BENTS”.

FIGURA 5.26 Definición de la pila derecha

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Muro Derecho Units: KN, m, C

Girder Support Condition Before Bent: Integral Connect to Girder Bottom Only

Bent Data: Cap Beam Section: + Cabezal Muro Derecho Cap Beam Length: 8.3 Number of Columns: 1 Modify/Show Column Data...

Location of Bearing Line Before Bent: Distance from Bent to Bearing Line: 0.125

Girder Support Condition After Bent: Integral Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line After Bent: Distance from Bent to Bearing Line: 0.125

Bent Type: Single Bearing Line (Continuous Superstructure) Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Muro Derecho Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties... Units: KN, m, C

Column Data:

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation Spring
1	Muro	4.15	10.9	0.	Fixed

Seismic Hinge Data:

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	1.	1.	Auto	Auto

Moment Releases at Top of Column:

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.27 Definición de la pila izquierda

Bridge Bent Data

Bridge Bent Name: Muro Izquierdo Units: KN, m, C

Girder Support Condition Before Bent: Integral Connect to Girder Bottom Only

Bent Data: Cap Beam Section: + Cabezal Muro Izquierdo Cap Beam Length: 8.3 Number of Columns: 1 Modify/Show Column Data...

Location of Bearing Line Before Bent: Distance from Bent to Bearing Line: 0.125

Girder Support Condition After Bent: Integral Connect to Girder Bottom Only

Location of Bearing Line After Bent: Distance from Bent to Bearing Line: 0.125

Bent Type: Single Bearing Line (Continuous Superstructure) Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: Muro Izquierdo Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties... Units: KN, m, C

Column Data:

Column	Section	Distance	Height	Angle	Foundation Spring
1	Muro	4.15	10.9	0.	Fixed

Seismic Hinge Data:

Column	RH Long	RH Trans	Hinge Prop. Top	Hinge Prop. Bottom
1	1.	1.	Auto	Auto

Moment Releases at Top of Column:

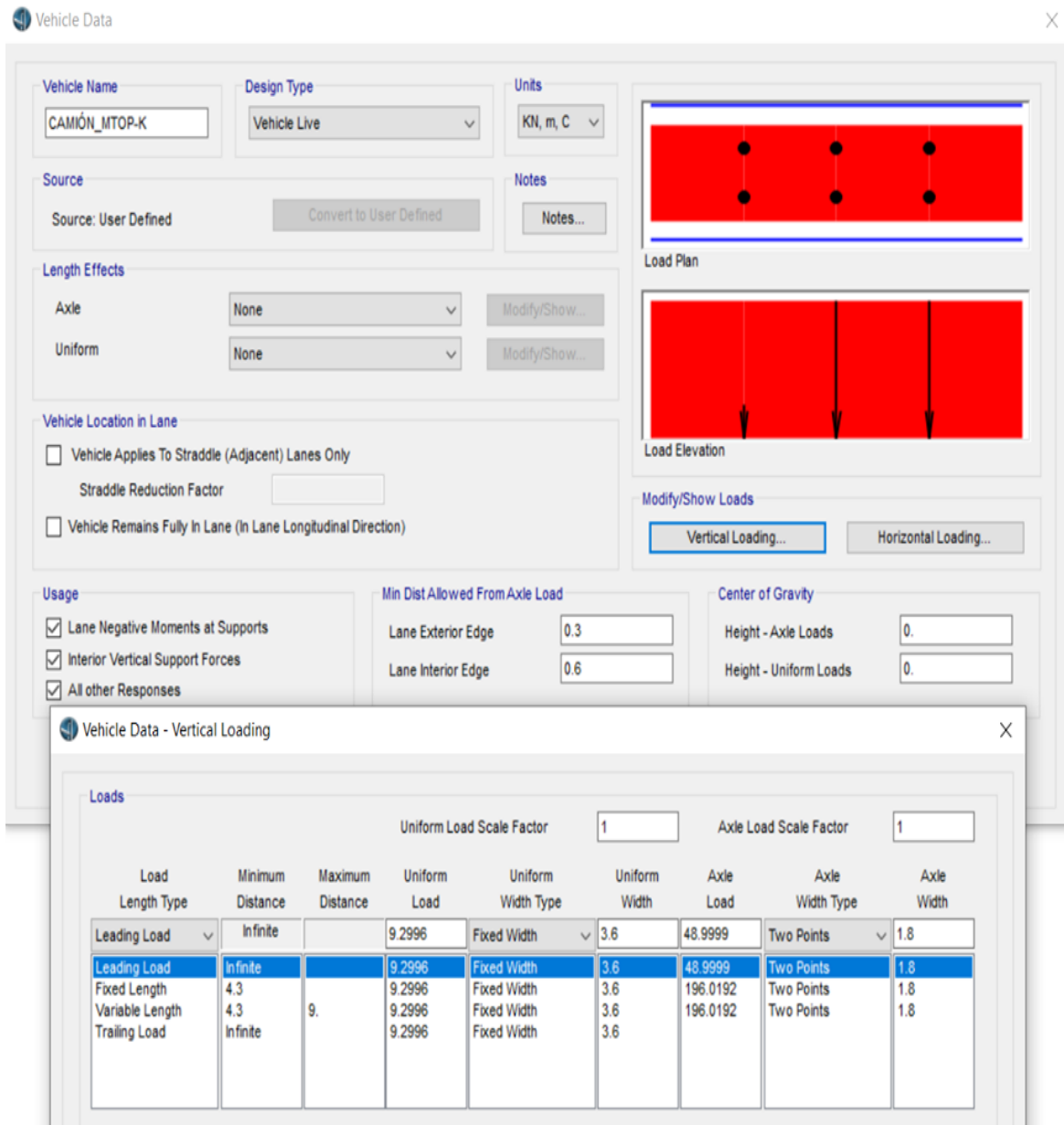
Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.12 Definición del Vehículo de diseño

- Ir a la pestaña “LOADS”, “TYPE”, seleccionar “NEW VEHICLE”, “ADD VEHICLE”.
- Se procede a crear el camión de diseño MTOP según la norma NEVI.

FIGURA 5.28 Creación del camión de diseño MTOP



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Se procede a crear el Tándem de diseño según la norma NEVI.

FIGURA 5.29 Creación del Tándem de diseño

The screenshot shows the 'Vehicle Data' configuration window. The 'Vehicle Name' is 'TÁNDER_MTOP_M_1' and the 'Design Type' is 'Vehicle Live'. The 'Units' are set to 'KN, m, C'. The 'Source' is 'User Defined'. The 'Length Effects' for both 'Axle' and 'Uniform' are set to 'None'. The 'Vehicle Location in Lane' options are unchecked. The 'Usage' section has three checked items: 'Lane Negative Moments at Supports', 'Interior Vertical Support Forces', and 'All other Responses'. The 'Min Dist Allowed From Axle Load' section has 'Lane Exterior Edge' at 0.3 and 'Lane Interior Edge' at 0.6. The 'Center of Gravity' section has 'Height - Axle Loads' and 'Height - Uniform Loads' both at 0. The 'Load Plan' diagram shows two axles, and the 'Load Elevation' diagram shows two vertical load arrows. The 'Vertical Loading' dialog box is open, showing a table of load configurations.

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.2702	Fixed Width	0.	125.0005	Two Points	1.8
Leading Load	Infinite		9.2702	Fixed Width	0.	125.0005	Two Points	1.8
Fixed Length	1.2		9.2702	Fixed Width	0.	125.0005	Two Points	1.8
Trailing Load	Infinite		9.2702	Fixed Width	0.			

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.13 Definir los patrones de carga

FIGURA 5.30 Definición de patrones de carga

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
Barrera y Acera	Wearing Surface	0	
Barrera y Acera	Wearing Surface	0	
Peatonal	Pedestrian LL	0	
Frenado	Braking	0	
Asfalto DW	Wearing Surface	0	
CM Muerta	Dead	1	

Click To:

- Add New Load Pattern
- Modify Load Pattern
- Modify Lateral Load Pattern...
- Delete Load Pattern
- Show Load Pattern Notes...

OK
Cancel

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.14 Definición de las cargas del puente

FIGURA 5.31 Definición de fuerza de frenado

Bridge Point Load Distribution Definition Data

Load Name: Frenado Derecho Units: KN, m, C

Load Direction:

- Load Type: Force
- Coordinate System: GLOBAL
- Direction: X

Load Value: 220.5

Load Transverse Location:

- Reference Location: Right Edge of Deck
- Load Distance from Reference Location: 3.125

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

(a)

Bridge Point Load Distribution Definition Data X

Load Name		Units
<input type="text" value="Frenado Izquierdo"/>		<input type="text" value="KN, m, C"/>
Load Direction		
Load Type	<input type="text" value="Force"/>	
Coordinate System	<input type="text" value="GLOBAL"/>	
Direction	<input type="text" value="X"/>	
Load Value		
Value	<input type="text" value="220.5"/>	
Load Transverse Location		
Reference Location	<input type="text" value="Left Edge of Deck"/>	
Load Distance from Reference Location	<input type="text" value="3.125"/>	
Load Vertical Location		
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion		

(b)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.32 Definición de la carga de barrera y acera

Bridge Line Load Distribution Definition Data X

Load Name		Units	
<input type="text" value="Barrera y Acera Derecha"/>		KN, m, C ▼	
Load Direction			
Load Type	Force ▼		
Coordinate System	GLOBAL ▼		
Direction	Gravity ▼		
Load Value			
Value	<input type="text" value="2.97"/>		
Load Transverse Location			
Reference Location	Right Edge of Deck ▼		
Load Distance from Reference Location	<input type="text" value="0.2"/>		

(a)

Bridge Line Load Distribution Definition Data



Load Name		Units	
<input type="text" value="Barrera y Acera Izquierda"/>		<input type="text" value="KN, m, C"/>	
Load Direction			
Load Type	<input type="text" value="Force"/>		
Coordinate System	<input type="text" value="GLOBAL"/>		
Direction	<input type="text" value="Gravity"/>		
Load Value			
Value	<input type="text" value="2.97"/>		
Load Transverse Location			
Reference Location	<input type="text" value="Left Edge of Deck"/>		
Load Distance from Reference Location	<input type="text" value="0.2"/>		

(b)

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.33 Definición de la carga de asfalto

Bridge Area Load Distribution Definition Data ×

Load Name		<input type="text" value="Asfalto"/>
Units		KN, m, C ▼
Load Direction		
Load Type		Force ▼
Coordinate System		GLOBAL ▼
Direction		Gravity ▼
Load Value		
Left Edge Value		<input type="text" value="1.1"/>
Right Edge Value		<input type="text" value="1.1"/>
Load Transverse Location		
Left Reference Location		Left Edge of Deck ▼
Left Load Distance from Left Ref. Location		<input type="text" value="0.75"/>
Right Reference Location		Right Edge of Deck ▼
Right Load Distance from Right Ref. Location		<input type="text" value="0.75"/>

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.15 Definición de carga de móvil

FIGURA 5.34 Configuración de la carga móvil

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Notes

Load Case Type:

Stiffness to Use: Zero Initial Conditions - Unstressed State Stiffness at End of Nonlinear Case
 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Directional Factors: Vertical Braking/Acceleration Centrifugal

MultiLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1.2
	1.

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	camión_MTOP-K	1.33	0	0	All

Lanes Loaded for Assignment 1:

List of Lane Definitions	Selected Lane Definitions
	Carril_Der Carril_Izq

Mass Source:

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.16 Definición del objeto puente

FIGURA 5.35 Asignación de los tres tramos de hormigón

Bridge Object Data

Bridge Object Name: Layout Line Name: Coordinate System: Units:

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
tablero 1	0.	10.4	10.4	Estribo	Muro Izquierdo
tablero 1	0.	10.4	10.4	Estribo Izquierdo	Muro Izquierdo
tablero 2	10.4	18.4	28.8	Muro Izquierdo	Muro Derecho
tablero 3	28.8	10.4	39.2	Muro Derecho	Estribo Derecho

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Bridge Object Plan View (X-Y Projection)

Modify/Show Assignments

- Spans
- User Discretization Points
- Abutments
- Bents
- In-Span Hinges (Expansion Jts)
- In-Span Cross Diaphragms
- In-Span Splices
- Superelevation
- Prestress Tendons
- Girder Rebar
- Staged Construction Groups
- Point Load Assigns

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.36 Asignación de las secciones para el puente

Bridge Object Span Assignments

Bridge Object Name:

Span Definition

Span	Section	Section Varies
tablero 1	Tablero 10.4	No
tablero 2	Tablero 18.4	No
tablero 3	Tablero 10.4	No

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.17 Asignación de los estribos

FIGURA 5.37 Asignación del estribo de inicio

Bridge Object Abutment Assignments X

Bridge Object Name: Units:

Start Abutment | End Abutment

Start Abutment

Superstructure Assignment

Support Name:

Abutment Direction (Bearing Angle):

Diaphragm Property:

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General

Bearing Property:

Restrainer Property at Bearing:

Elevation at Layout Line (Global Z):

Rotation Angle from Bridge Default:

Substructure Assignment

None

Abutment Property

Bent Property

Substructure Location

Elevation (Global Z):

Horizontal Offset:

Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Girder-by-Girder Overwrites

No Overwrites Exist

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.38 Asignación del estribo del fin

Bridge Object Abutment Assignments

X

Bridge Object Name: Units:

Start Abutment | **End Abutment**

End Abutment

Superstructure Assignment

Support Name:

Abutment Direction (Bearing Angle):

Diaphragm Property: +

Substructure Assignment

None

Abutment Property: +

Bent Property: +

Substructure Location

Elevation (Global Z):

Horizontal Offset:

Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General

Bearing Property: +

Restrainer Property at Bearing: +

Elevation at Layout Line (Global Z):

Rotation Angle from Bridge Default:

Girder-by-Girder Overwrites for End Abutment

No Overwrites Exist

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.18 Asignación del Bent

FIGURA 5.39 Asignación de las pilas al final del "TABLERO_1"

Bridge Object Bent Assignments

Bridge Object Name: Puente Mocora Units: KN, m, C

Specify Bent Considered

Bent Is At The End of This Span: tablero 1
 Bent Is At This Station: 10.4
 Support Name: tablero 1

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition: Discontinuous
 Mesh Superstructure to Match Bent Bearing: Yes
 Diaphragm Property Before: + Diafragma Apoyo Muro
 Steel U-Girder Diaphragm Before: + None
 Diaphragm Property After: + Diafragma Apoyo Muro
 Steel U-Girder Diaphragm After: + None
 Restrainer Property: + None
 Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z): -0.6096

Girder-by-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bent Assignment

Bent Property: + Muro Izquierdo
 Bent Direction (Bearing Angle): Default

Bent Location

Elevation (Global Z): -1.27
 Horizontal Offset: 0.
 Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment Before Bent

Girder-by-Girder General

Bearing Property: + Apoyo Movil
 Restrainer Property at Bearing: + None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -0.8
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-by-Girder Bearing Overwrites Before Bent

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

Bearing Assignment After Bent

Girder-by-Girder General

Bearing Property: + Apoyo Movil
 Restrainer Property at Bearing: + None
 Elevation (At Layout Line, Global Z): -1.27
 Rotation Angle from Bridge Default: 0.

Girder-by-Girder Bearing Overwrites After Bent

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.40 Asignación de las pilas al final del “TABLERO_2”

Bridge Object Bent Assignments X

Bridge Object Name **Units**

Specify Bent Considered

Bent Is At the End of This Span

Bent Is At This Station

Support Name

Superstructure Assignment

Superstructure Continuity Condition

Mesh Superstructure to Match Bent Bearing

Diaphragm Property Before

Steel U-Girder Diaphragm Before

Diaphragm Property After

Steel U-Girder Diaphragm After

Restrainer Property

Restrainer Elevation (At Layout Line, Global Z)

Girder-by-Girder Overwrites Superstructure Restrainer Overwrites

No Overwrites Exist

Bent Assignment

Bent Property

Bent Direction (Bearing Angle)

Bent Location

Elevation (Global Z)

Horizontal Offset

Note: Horizontal offset is from bridge layout line to midlength of cap beam.

Bearing Assignment Before Bent

Girder-by-Girder General

Bearing Property

Restrainer Property at Bearing

Elevation (At Layout Line, Global Z)

Rotation Angle from Bridge Default

Girder-by-Girder Bearing Overwrites Before Bent

No Overwrites Exist

Bearing Assignment After Bent

Girder-by-Girder General

Bearing Property

Restrainer Property at Bearing

Elevation (At Layout Line, Global Z)

Rotation Angle from Bridge Default

Girder-by-Girder Bearing Overwrites After Bent

No Overwrites Exist

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.19 Asignación de los Diafragmas

FIGURA 5.41 Asignación de diafragmas en los tableros del puente

Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments X

Bridge Object Name: Units:

In-Span Cross-Diaphragm Definition

Span	Diaphragm Property	Location	Bearing	Distance	Ref Line
tablero 1	Diafragma 10.4	All Spaces	Default	5.2	Layout Line
tablero 1	Diafragma 10.4	All Spaces	Default	5.2	Layout Line
tablero 2	Diafragma 18.4	All Spaces	Default	6.1333	Layout Line
tablero 2	Diafragma 18.4	All Spaces	Default	12.2666	Layout Line
tablero 3	Diafragma 10.4	All Spaces	Default	5.2	Layout Line

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.1.20 Asignación de las cargas

FIGURA 5.42 Asignación de carga de frenado

Point Load Assignments - Puente Mocora

Point Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	Spacing	Number	Transverse Variation
		m	m		
Frenado	Frenado Derecho	10.4	8.	1	None
Frenado	Frenado Izquierdo	10.4	8.	1	None
Frenado	Frenado Derecho	28.8	8.	1	None
Frenado	Frenado Izquierdo	28.8	8.	1	None


ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.43 Asignación de carga de barrera y acera
 Line Load Assignments - Puente Mocora

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
Barrera y Acera	Barrera y Acera Derecha	0.	39.2	None
Barrera y Acera	Barrera y Acera Izquierda	0.	39.2	None

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.44 Asignación de carga de asfalto
 Area Load Assignments - Puente Mocora

Area Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Left Edge Variation	Right Edge Variation
		m	m		
Asfalto DW	Asfalto	0.	39.2	None	None

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Una vez ingresados todos los parámetros de carga y los diferentes elementos del puente se procede a realizar la actualización del modelo de acuerdo con la FIGURA 5.45.

FIGURA 5.45 Actualización del modelo

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

- Ir a la pestaña “DESIG/RATIN”, “DEFINE LOAD COMBINATION”, “NEW COMBO”, se crea los combos que actuaran en el análisis del puente, en este caso será el combo de RESISTENCIA 1.

FIGURA 5.46 Creación de los combos

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Barrera y acera	Linear Static	1.25
Barrera y acera	Linear Static	1.25
CM	Linear Static	1.25
asfalto DW	Linear Static	1.5
Carga Movil Camión MTOP-K	Moving Load	1.75

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

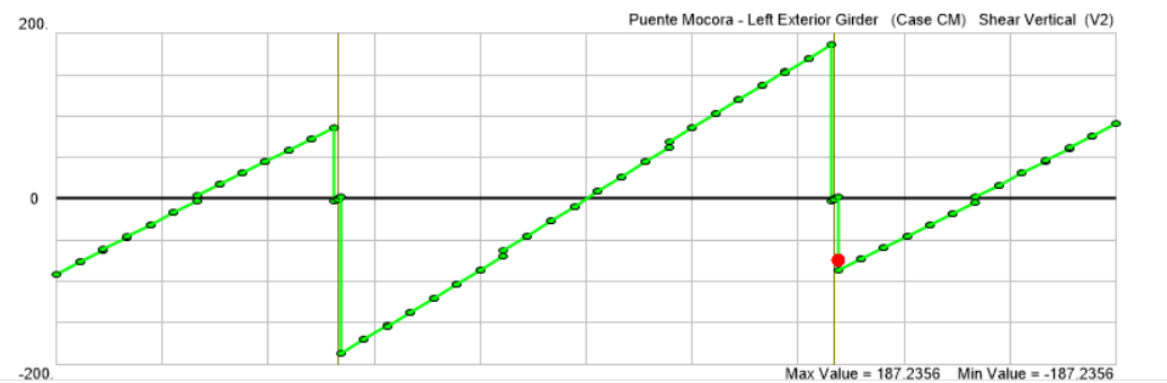
5.1.2 RESULTADOS DEL MODELO ESTRUCTURAL

La evaluación del puente se lo va a realizar en las vigas exteriores e interiores como lo propone el Manual de Evaluación de Puentes (MBE), en dichas vigas se van a seleccionar la mayor cantidad de puntos en base a los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante para realizar la evaluación de la capacidad del puente.

5.1.2.1 Diagramas de Fuerza Cortante y Momento Flexionante

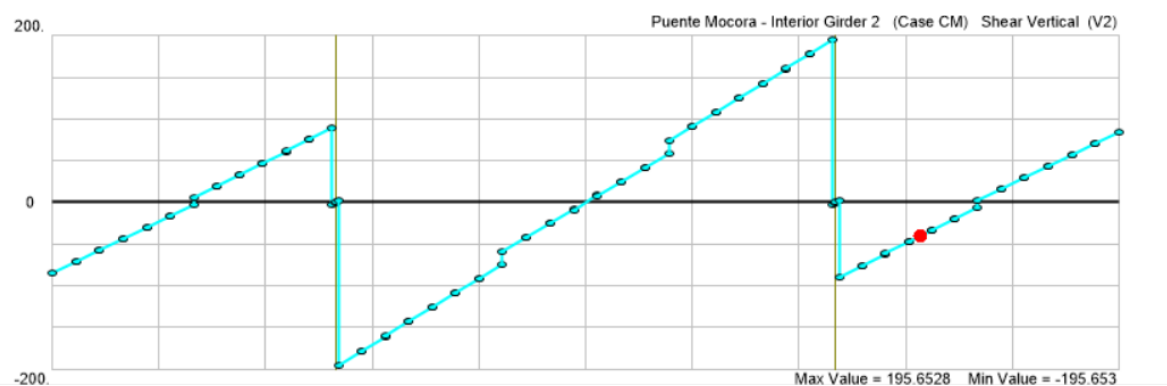
Las figuras que se muestran a continuación indican las fuerzas resultantes sobre el puente. El programa CSI Bridge para el caso de cargas móviles proporciona una envolvente de los máximos y mínimos valores en cada punto debido a que existen diferentes composiciones vehiculares.

FIGURA 5.47 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (CM).



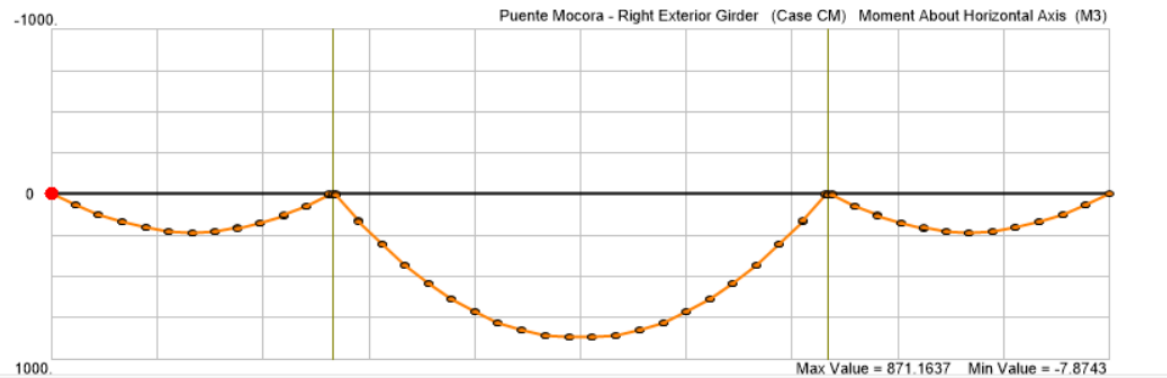
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.48 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga muerta (CM).



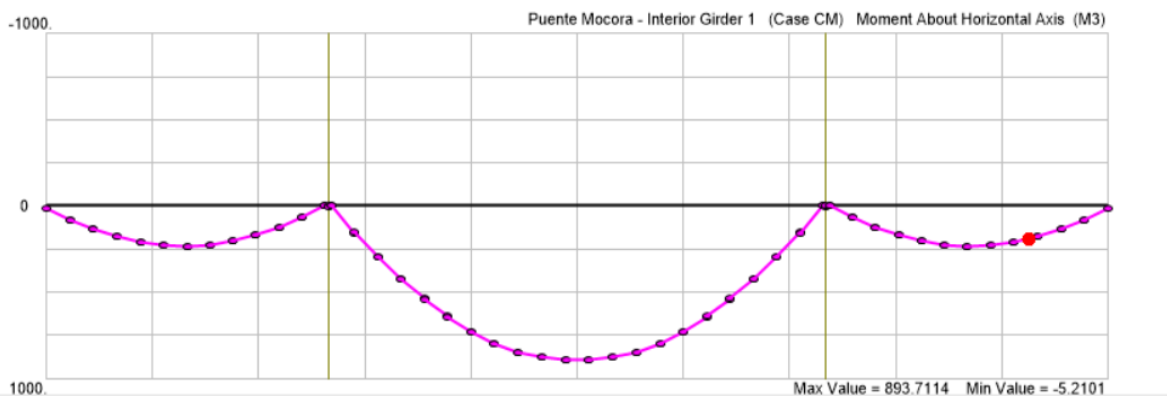
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.49 Diagrama de momento flexionante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (CM).



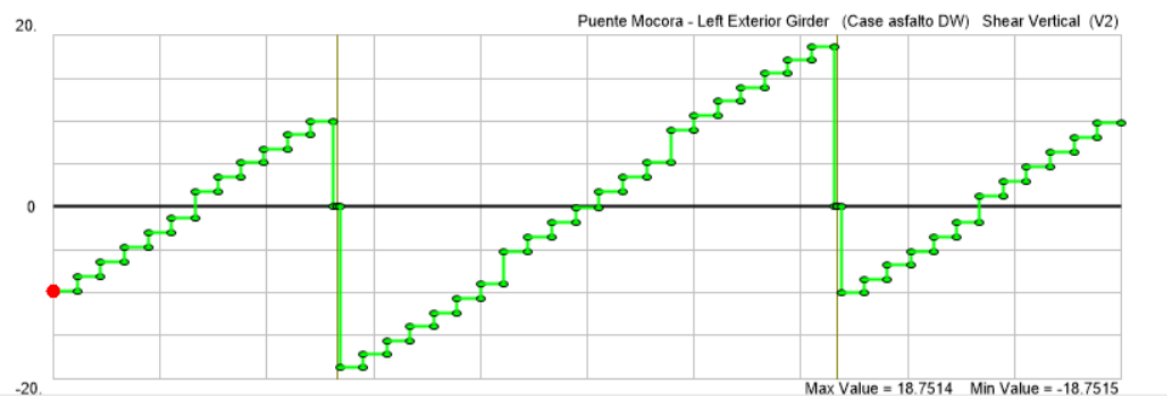
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.50 Diagrama de momento flexionante para las vigas interiores debido a la carga muerta (CM).



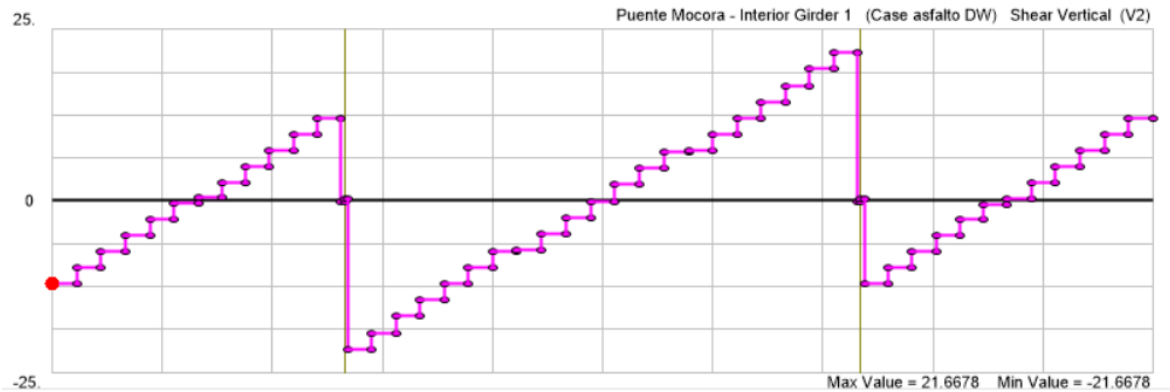
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.51 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).



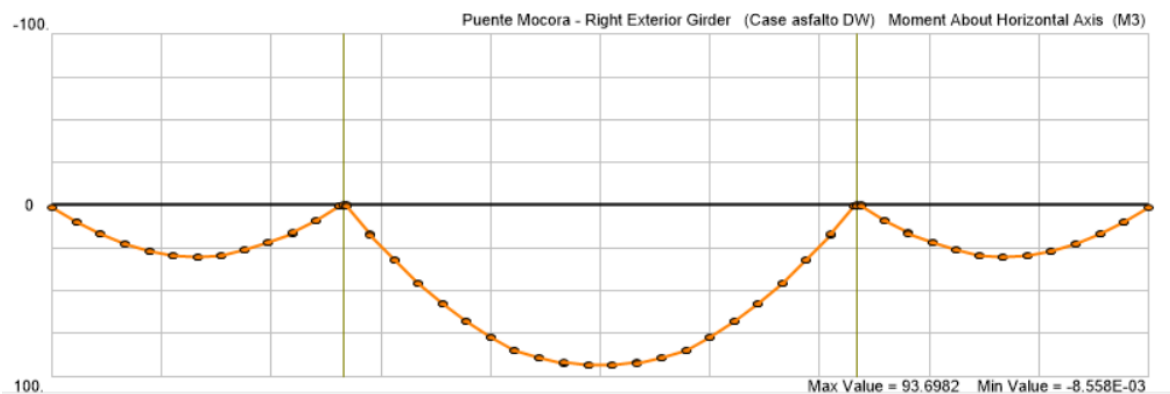
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.52 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga muerta (DW).



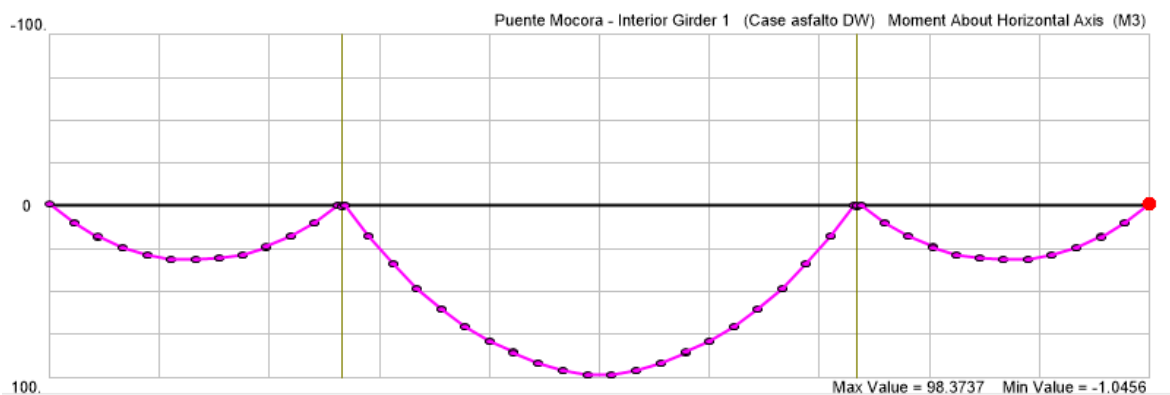
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.53 Diagrama de momento flexionante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).



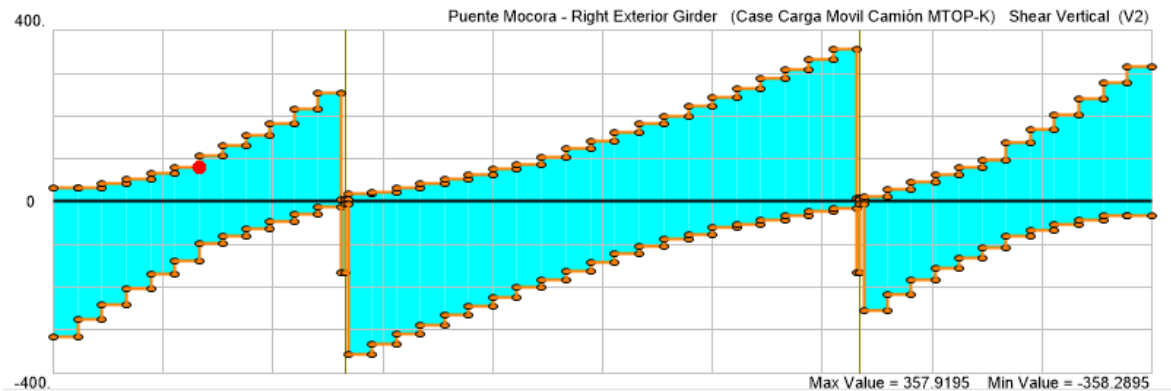
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.54 Diagrama de momento flexionante para las viga interior derecha e izquierda debido a la carga muerta (DW).



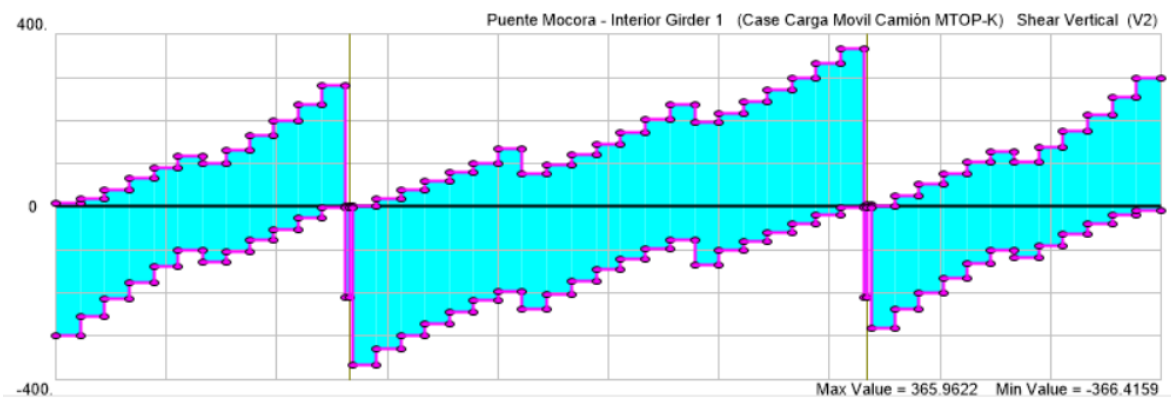
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.55 Diagrama de fuerza cortante para la viga exterior derecha e izquierda debido a la carga móvil MTOP



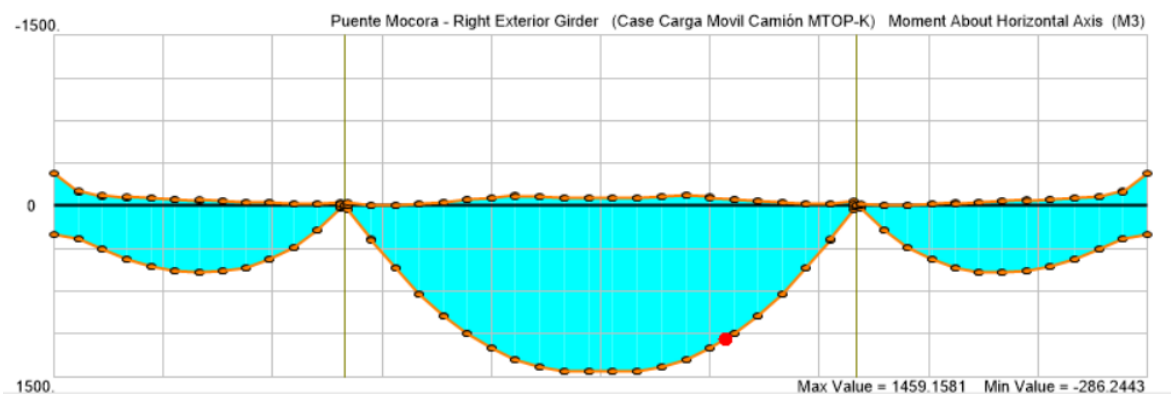
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.56 Diagrama de fuerza cortante para las vigas interiores debido a la carga móvil MTOP



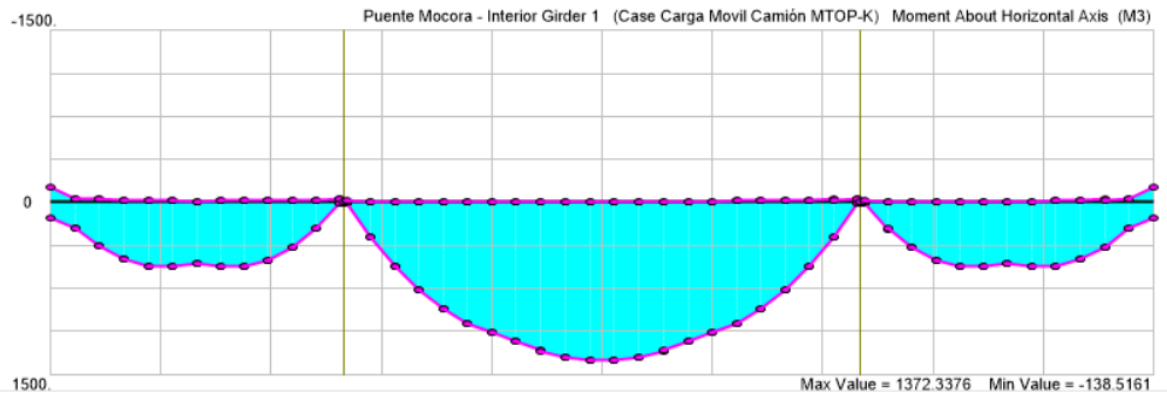
ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

FIGURA 5.57 Diagrama de momento flexionante para las vigas exteriores derecha e izquierda debido a la carga móvil MTOP



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

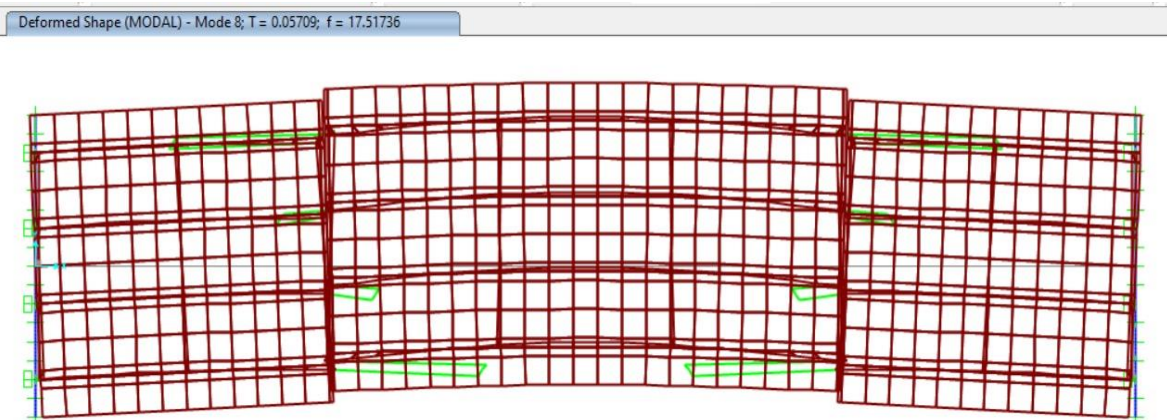
FIGURA 5.58 Diagrama de momento flexionante para las vigas interiores debido a la carga móvil MTOP



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.1.2.2 Periodo Fundamental de la Estructura.

FIGURA 5.59 Modo y Periodo Fundamental de la estructura.



ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

El periodo obtenido en el Software nos da un valor de 0.0571 [s], el cual se asemeja al periodo calculado mediante el análisis multimodal, realizado en la sección 4.3.1.3, el cual tiene un valor de 0.0625 [s]. Por lo que se obtiene un porcentaje de error del 8.64%.

5.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis por capacidad de carga se lo realizará mediante el método LRFR debido en la actualidad es la metodología que más se está solicitando por las autoridades como especificación de diseño.

5.2.1 APLICACIÓN LRFR

En el capítulo 4 se realizó el cálculo de la resistencia a la flexión nominal y la resistencia nominal al corte, con estos valores se procederá a calcular la capacidad de carga en cada punto del puente obtenido de los diagramas de corte y momento.

5.2.1.1 Factores de clasificación

A continuación, se enumeran cada uno de los factores de clasificación teórico que afectan a la estructura.

- Factor de resistencia (ϕ) = 0.9, debido a que el puente tiene el hormigón como material principal.
- Factor de condición (ϕ_c) = 0.95, debido a que el puente presenta una condición aceptable. (Ver TABLA 2.3)
- Factor de sistema (ϕ_s) = 1.00, porque el puente corresponde a la tipología “Viga y Losa”. (Ver TABLA 2.6)

Los factores que se van a usar en la ecuación 2-2 varían de acuerdo con el nivel de evaluación que se quiera revisar. En la TABLA 2.8 se muestran los coeficientes del nivel de inventario y de operación basados en el manual para evaluación de puentes (MBE).

El manual para evaluación de puentes (MBE) expone que “para puentes de hormigón armado, la evaluación por capacidad de carga se los va a realizar por el Estado Límite de Resistencia I (AASHTO, The Manual for Bridge Evaluation, 2011)”.

5.2.1.2 Evaluación de capacidad de carga en vigas

A continuación, se realizará la evaluación de la capacidad de carga del puente sobre el río Mocora por el “Estado Límite de Resistencia I” en los puntos más críticos.

TABLA 5.2 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda-Derecha) por fuerza cortante.

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A LAS VIGAS EXTERIORES A FUERZA CORTANTE								
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	V DC	VDW	V LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN	kN	kN	kN	-	-
Tablero 1	0	0	-90.719	-9.827	-315.501	1044.2	1.35	1.04
	2.6	2.6	-46.525	-6.468	-239.926	1044.2	1.91	1.48
	2.6	2.6	-45.914	-4.758	-204.403	1044.2	2.26	1.74
	5.2	5.2	-2.005	-1.324	-138.384	1044.2	3.58	2.76
	5.2	5.2	3.592	1.812	-96.751	1044.2	5.10	3.93
	7.7375	7.7375	45.679	5.133	-63.956	1044.2	7.21	5.56
	7.7375	7.7375	45.585	6.779	-45.943	1044.2	10.01	7.72
Tablero 2	13.09999	2.700	-136.944	-15.582	-310.347	1326.55	1.69	1.30
	13.09999	2.700	-137.142	-13.97	-287.072	1326.55	1.83	1.41
	15.67497	5.275	-85.809	-10.696	-242.926	1326.55	2.32	1.79
	15.67497	5.275	-85.687	-9.047	-222.801	1326.55	2.53	1.95
	18.28567	7.886	-27.308	-3.455	-181.829	1326.55	3.35	2.59
	18.28567	7.886	-26.759	-1.726	-161.448	1326.55	3.79	2.92
	20.91423	10.514	26.756	1.725	-122.999	1326.55	4.97	3.84
	20.91423	10.514	27.306	3.454	-105.079	1326.55	5.80	4.48
	23.52494	13.125	85.685	9.047	-76.473	1326.55	7.38	5.69
	23.52494	13.125	85.807	10.696	-61.481	1326.55	9.16	7.06
	26.09997	15.700	137.141	13.97	-42.806	1326.55	12.25	9.45
26.09997	15.700	136.943	15.582	-33.246	1326.55	15.74	12.14	
Tablero 3	31.4625	2.663	-45.585	-6.779	-182.775	1044.2	2.52	1.94
	31.4625	2.663	-45.679	-5.133	-155.897	1044.2	2.96	2.28
	34	5.2	-3.592	-1.812	-108.977	1044.2	4.53	3.49
	34	5.2	2.005	1.324	-80.136	1044.2	6.17	4.76
	36.6	7.8	45.914	4.758	-54.553	1044.2	8.46	6.52
	36.6	7.8	46.525	6.468	-42.759	1044.2	10.74	8.29
	39.2	10.4	90.719	9.827	-33.995	1044.2	12.53	9.66

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 5.3 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas exteriores (Izquierda-Derecha) por momento flexionante.

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A LAS VIGAS EXTERIORES A MOMENTO								
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	-	-
Tablero 1	0	0	-7.8743	1.0456	244.6168	1277.34	2.46	1.90
	2.6	2.6	170.1349	22.298	468.7156	1277.34	1.01	0.78
	2.6	2.6	170.1215	22.3685	469.7648	1277.34	1.00	0.77
	5.2	5.2	233.23	30.5298	582.5356	1277.34	0.72	0.56
	5.2	5.2	233.5246	30.6083	583.4036	1277.34	0.72	0.56
	7.7375	7.7375	172.5969	21.9297	473.6113	1277.34	0.99	0.77
	7.7375	7.7375	172.9807	21.966	473.5703	1277.34	0.99	0.76
Tablero 2	13.09999	2.700	431.135	45.7616	777.1177	3579.2	1.76	1.36
	13.09999	2.700	430.9731	45.7741	774.06	3579.2	1.76	1.36
	15.67497	5.275	715.1295	77.3867	1249.1383	3579.2	0.91	0.71
	15.67497	5.275	713.5082	77.3519	1248.7306	3579.2	0.92	0.71
	18.28567	7.886	856.1607	92.3401	1450.9145	3579.2	0.71	0.55
	18.28567	7.886	855.3639	92.1862	1448.5304	3579.2	0.71	0.55
	20.91423	10.514	855.3668	92.1865	1448.4842	3579.2	0.71	0.55
	20.91423	10.514	856.1635	92.3404	1450.8616	3579.2	0.71	0.55
	23.52494	13.125	713.5153	77.3527	1248.5782	3579.2	0.92	0.71
	23.52494	13.125	715.1366	77.3875	1248.987	3579.2	0.91	0.71
	26.09997	15.700	430.9788	45.7747	773.8145	3579.2	1.77	1.36
26.09997	15.700	431.1408	45.7622	776.8747	3579.2	1.76	1.36	
Tablero 3	31.4625	2.663	172.9807	21.966	473.8415	1277.34	0.99	0.76
	31.4625	2.663	172.5969	21.9297	473.8805	1277.34	0.99	0.76
	34	5.2	233.5246	30.6083	583.7287	1277.34	0.72	0.56
	34	5.2	233.23	30.5297	582.8851	1277.34	0.72	0.56
	36.6	7.8	170.1215	22.3685	469.9223	1277.34	1.00	0.77
	36.6	7.8	170.1349	22.298	468.8744	1277.34	1.00	0.78
	39.2	10.4	-7.8743	1.0456	244.6866	1277.34	2.46	1.90

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 5.4 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas interiores por fuerza cortante.

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A LAS VIGAS INTERIORES A FUERZA CORTANTE								
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	V DC	V DW	V LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN	kN	kN	kN	-	-
Tablero 1	0	0	-85.33	-12.161	8.851	1044.2	48.32	37.27
	2.6	2.6	-43.534	-7.417	40.405	1044.2	11.40	8.80
	2.6	2.6	-44.145	-5.076	65.551	1044.2	7.05	5.44
	5.2	5.2	-2.064	-0.406	118.888	1044.2	4.17	3.21
	5.2	5.2	5.21	0.46	100.354	1044.2	4.91	3.79
	7.7375	7.7375	47.046	5.048	165.179	1044.2	2.79	2.15
	7.7375	7.7375	47.139	7.357	200.142	1044.2	2.29	1.77
Tablero 2	13.09999	2.700	-143.354	-16.812	38.733	1326.55	13.37	10.31
	13.09999	2.700	-143.156	-14.411	59.512	1326.55	8.74	6.74
	15.67497	5.275	-91.899	-9.66	101.698	1326.55	5.50	4.25
	15.67497	5.275	-92.021	-7.296	134.598	1326.55	4.17	3.22
	18.28567	7.886	-25.056	-4.738	97.692	1326.55	6.25	4.82
	18.28567	7.886	-25.606	-2.371	120.255	1326.55	5.09	3.93
	20.91423	10.514	25.604	2.371	172.76	1326.55	3.54	2.73
	20.91423	10.514	25.054	4.738	204.016	1326.55	2.99	2.31
	23.52494	13.125	92.019	7.295	194.845	1326.55	2.88	2.22
	23.52494	13.125	91.897	9.66	217.517	1326.55	2.57	1.98
	26.09997	15.700	143.155	14.411	271.039	1326.55	1.92	1.48
26.09997	15.700	143.353	16.811	300.406	1326.55	1.72	1.33	
Tablero 3	31.4625	2.663	-47.139	-7.357	53.533	1044.2	8.56	6.60
	31.4625	2.663	-47.046	-5.048	78.581	1044.2	5.86	4.52
	34	5.2	-5.21	-0.46	127.614	1044.2	3.86	2.98
	34	5.2	2.064	0.406	102.637	1044.2	4.83	3.72
	36.6	7.8	44.145	5.076	175.89	1044.2	2.63	2.03
	36.6	7.8	43.534	7.417	214.522	1044.2	2.15	1.66
	39.2	10.4	85.33	12.161	299.631	1044.2	1.43	1.10

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 5.5 Factor de capacidad de carga en Estado Límite de Resistencia I para vigas interiores por momento flexionante.

EVALUACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA A LAS VIGAS INTERIORES A MOMENTO								
PUENTE	Layout Line Distance	Girder Distance	M DC	M DW	M LL+IM	Carga Nominal	RF OPERACIÓN	RF INVENTARIO
	m	m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	-	-
Tablero 1	0	0	9.8853	-1.0456	128.895	1277.34	4.66	3.59
	2.6	2.6	177.8168	24.3375	495.3924	1277.34	0.94	0.72
	2.6	2.6	177.8301	24.2671	494.3319	1277.34	0.94	0.72
	5.2	5.2	237.0877	31.1384	528.6547	1277.34	0.79	0.61
	5.2	5.2	236.7931	31.0598	527.6508	1277.34	0.79	0.61
	7.7375	7.7375	168.9103	23.9371	504.2642	1277.34	0.93	0.72
	7.7375	7.7375	168.5264	23.9008	503.9678	1277.34	0.93	0.72
Tablero 2	13.09999	2.700	422.4021	47.9484	767.8549	3579.2	1.78	1.38
	13.09999	2.700	422.564	47.9358	767.5053	3579.2	1.79	1.38
	15.67497	5.275	728.0871	79.0719	1139.6209	3579.2	0.99	0.77
	15.67497	5.275	729.7083	79.1066	1138.3171	3579.2	0.99	0.77
	18.28567	7.886	877.8457	96.0917	1350.1527	3579.2	0.75	0.58
	18.28567	7.886	878.6425	96.2456	1352.8581	3579.2	0.75	0.58
	20.91423	10.514	878.6452	96.2459	1352.7745	3579.2	0.75	0.58
	20.91423	10.514	877.8485	96.092	1350.0926	3579.2	0.75	0.58
	23.52494	13.125	729.7152	79.1074	1138.0878	3579.2	0.99	0.77
	23.52494	13.125	728.094	79.0726	1139.4053	3579.2	0.99	0.77
	26.09997	15.700	422.5697	47.9365	767.2347	3579.2	1.79	1.38
26.09997	15.700	422.4077	47.949	767.589	3579.2	1.79	1.38	
Tablero 3	31.4625	2.663	168.5264	23.9008	504.292	1277.34	0.93	0.72
	31.4625	2.663	168.9103	23.9371	504.5815	1277.34	0.93	0.72
	34	5.2	236.7931	31.0598	528.0104	1277.34	0.79	0.61
	34	5.2	237.0877	31.1384	528.9998	1277.34	0.79	0.61
	36.6	7.8	177.8301	24.2671	494.52	1277.34	0.94	0.72
	36.6	7.8	177.8167	24.3375	495.578	1277.34	0.94	0.72
	39.2	10.4	9.8853	-1.0456	128.8818	1277.34	4.66	3.59

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

5.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS

El factor de capacidad por Estado Límite de Resistencia I debido a fuerzas cortantes tanto en vigas exteriores como interiores es mayor a 1 tanto en el nivel de operación como el nivel de inventario en los 3 tableros del puente, por lo que no se necesitaría realizar una intervención reforzamiento a corte.

El factor de capacidad por Estado Limite de Resistencia I debido a Momentos flexionantes tanto en vigas exteriores como interiores es menor a 1 tanto en el nivel de operación como el nivel de inventario en los 3 tableros del puente, por lo que se necesitaría realizar una intervención de reforzamiento, tomando en cuenta que el acero longitudinal no cumple con la capacidad requerida.

Finalmente se debe optar por realizar una intervención de reforzamiento en la cual se cumplan las capacidades en conjunto tanto para fuerzas cortantes como para momentos flexionantes, para de esta manera obtener valores de RF mayores a 1 y cumplan la Evaluación de Capacidad LRFD propuesta por la ASSHTO en "The Manual for Bridge Evaluation"

TABLA 5.6 Comparación de resultados de momentos y cortantes para cada tipo de carga obtenidos por el software y la AASTHO para el tablero de 18.4 m

TABLERO 18.4 m		M_{DC}	M_{DW}	M_{LL+IM}	V_{DC}	V_{DW}	V_{LL+IM}
		[KN·m]	[KN·m]	[KN·m]	[KN]	[KN]	[KN]
VIGA EXTERIOR	AASTHO	942.18	81.18	1747.50	172.91	14.96	524.86
	SOFTWARE	871.16	93.7	1459.16	187.23	18.75	357.72
VIGA INTERIOR	AASTHO	849.58	116.09	1771.78	155.17	21.39	524.86
	SOFTWARE	893.71	98.37	1372.34	195.65	21.67	365.96

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

TABLA 5.7 Comparación de resultados de momentos y cortantes para cada tipo de carga obtenidos por el software y la AASTHO para el tablero de 10.4 m

TABLERO 10.4 m		M_{DC}	M_{DW}	M_{LL+IM}	V_{DC}	V_{DW}	V_{LL+IM}
		[KN·m]	[KN·m]	[KN·m]	[KN]	[KN]	[KN]
VIGA EXTERIOR	AASTHO	249.34	25.59	502.19	78.08	8.09	328.12
	SOFTWARE	233.52	30.61	582.54	86.82	10	253.22
VIGA INTERIOR	AASTHO	217.53	36.60	697.48	67.34	11.56	410.15
	SOFTWARE	237.09	30.78	528.65	89.83	12.06	280.46

ELABORACIÓN: Benavides & Díaz

Los valores obtenidos en las tablas TABLA 5.6 y TABLA 5.7 indican los Momentos y Cortantes calculados mediante el Software y por la AASTHO y se realiza una comparación entre dichos valores, lo cual nos indica que sus valores en ambos casos son muy cercanos.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- En la inspección visual se verificó que existen pequeños daños y deterioros en la superestructura debido principalmente a factores ambientales, de igual manera la subestructura presenta daños mínimos a causa de la presencia de humedad, hongos y vegetación excesiva, por lo cual en conjunto la capacidad portante del puente sobre el río Mocora no se ve considerablemente afectada.
- Los elementos de la superestructura presentan un mayor grado de afectación, debido a las patologías presentes en sus elementos como: exposición del acero al ambiente, pequeñas fisuras y agrietamientos presentes en vigas y diafragmas, además de desprendimiento de hormigón en ciertas zonas localizadas de dichos elementos.
- La adaptación del camión HS-MTOP en la metodología de evaluación LRFR del MBE da como resultados exigencias mayores a las que se plantea la normativa, por lo que se tiene un margen mucho más amplio a la capacidad de sobrecarga estimada.
- Los resultados obtenidos por el método LRFR para el Estado Limite de Resistencia I nos indican que los elementos de la superestructura en su gran mayoría tienen falla de momentos a flexión, pero de igual manera se verifica que cumple la capacidad por resistencia a corte, lo cual nos indica que el acero principal en los elementos es insuficiente.
- La evaluación de la capacidad de carga se obtuvo mediante el índice de calificación “RF” planteado por el MBE, este permite conocer la condición real del puente, de esta manera se obtuvo resultados de “RF” debido a momentos menores a 1 y debido a corte mayores a 1 en cada elemento de la superestructura.
- La verificación fue realizada a solo dos niveles de evaluación que se ajustan al método LRFR, el primer nivel a capacidad para cargas de diseño y capacidad de cargas permitidas, despreciando el análisis por capacidad de

carga legal, debido a que no se realizan controles continuos de los puentes en el país, por lo cual sus inspecciones no son en periodos o ciclos de tiempos cortos relativamente.

- La aplicación del segundo nivel de evaluación en el puente no es factible, debido a que el puente se encuentra en una ruta primordial y de comunicación directa entre diversas comunidades pertenecientes al Spondylus, por lo cual se debería plantear alternativas de reforzamiento que garanticen que el puente sea capaz de resistir las cargas de diseño requeridas, sin la necesidad de aplicar condiciones de monitoreo, control y restricción vehicular que analiza el segundo nivel de evaluación.
- Para casos excepcionales donde existe restricción del peso vehicular no es aplicable en Ecuador, debido a que este control se hace mediante la obtención de licencias de circulación de vehículos pesados, tal como se expone en la tabla de pesos del MTOP.
- La gran mayoría de los elementos de la superestructura tienen una deficiente capacidad nominal, lo cual podría repercutir en el correcto funcionamiento del puente para los vehículos pesados actuales, razón por la cual se debería plantear una intervención o fiscalización a dichos elementos.
- Las pilas tipo muro son los elementos que tienen la mayor capacidad nominal, esto se debe a que la configuración del muro le brinda al puente una mayor estabilidad y capacidad suficiente para poder resistir cualquier tipo de carga a lo largo de su vida útil, debido a que sus valores de capacidad nominal son muy altos.
- El comportamiento del puente en si es muy favorable en lo que se refiere a los elementos que pertenecen a la subestructura, esto debido a la configuración de las pilas tipo muro, pero en lo que tiene que ver con el estribo de igual manera necesita una intervención debido a que su capacidad nominal está por debajo de lo que debe resistir, en cuanto a la superestructura se plantea que necesita un reforzamiento en dichos elementos ya que la capacidad nominal es la que controla el correcto funcionamiento de los mismos.

6.2 RECOMENDACIONES

- Es imprescindible la programación de mantenimientos preventivos por profesionales, para garantizar el correcto funcionamiento y alargar la vida útil de la estructura.
- En las actividades del mantenimiento preventivo se debe realizar actividades de limpieza de desagües, remoción de impurezas tal como la basura y vegetación circundante al puente, pintado de señalética y pretil, señalización a lo largo de la vía, así como labores de cuidado en los elementos de protección.
- En la realización de estudios posteriores es necesarios estudios de suelos en donde se encuentra el puente, que se encuentra dentro de una zona de alta sismicidad; para que de esta manera se reduzcan al mínimo las redundantes y se obtengan resultados más confiables.
- Se recomienda considerar un grado de incertidumbre en la aplicación e interpretación de resultados, ya que en el análisis de primer nivel según la metodología LRFR, los factores de carga para los distintos Estados Límites Aplicables responden efectivamente ante la carga de diseño hipotética HL-93, pero al modificar esta carga por el camión HS-MTOP (35% más pesado)
- Si es bien la revisión mediante la aplicación de metodologías de evaluación planteadas por el MBE son aceptables, resulta más conveniente la determinación de la capacidad de un puente, mediante la obtención del índice de confiabilidad " β ", proporcionando un nivel de fiabilidad estructural adecuado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO LRFD. (2017). *Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials*. Nevada, USA.
- AASHTO, A. A. (2011). *The Manual for Bridge Evaluation*. Washintong, DC.
- AASHTO, A. A. (2014). *AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LFRD SEISMIC BRIDGE DESING*. Washintong.
- AASHTO, A. A. (2017). *AASHTO Bridge Element Inspection Guide Manual*. Washintong, DC.
- Altamirano Núñez, M. (2013). *Evaluación del Puente "El Quilo" ubicado en el Km 17+200 de la vía Puyo-Baños por el método AASHTO-LRFD y su incidencia en la seguridad estructural vial*. Ambato.
- American Concrete Institute (318-14). (2014). *Building Code Requierements for Structural Concrete*. USA: farmington Hills: MI 48331.
- Arenas, J. J., & Aparicio, A. C. (1984). *ESTRIBOS DE PUENTE DE TRAMO RECTO, CONCEPCIÓN, DISEÑO, CÁLCULO*. SANTANDER: IMPRENTA CERVANTINA.
- Borja Salazar, Z. R., & Taipe Anasi, B. E. (2017). *PROPUESTA DE ADAPTACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES DESCRITOS EN LA NORMA AASHTO-LRFD 2012 A LAS CONDICIONES ESPECÍFICAS DE ECUADOR*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismoresistente de edificios. Técnicas convencionales y ananzadas*. Barcelona: Reverté S.A.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. California: Pearson Education.
- Federal Highway Administration, U. D. (1995). *Recording and Coding Guide for Structure Inventory and Appraisal of the National's Bridge*. Washintong D.C.
- Gómez Ashqui, Á. E., & Suntasig Catota, S. J. (2018). *PROPUESTA DE ADAPTACIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO PARA SUBESTRUCTURAS*

DE PUENTES DESCRITOS EN LA NORMA AASHTO LRFD 2014 A LAS CONDICIONES ESPECÍFICAS DE ECUADOR. Quito: Escuela Politécnica Nacional .

Gudiño Auz, E. F., & Ayala Salcedo , F. G. (2012). *Métodos de Análisis Sísmico de Puentes Simplemente Apoyados.* Quito.

Hidalgo Negrete, R. D. (2017). *Aplicación de los Métodos Teóricos de Análisis de Capacidad de Carga propuestos en "The Manual for Bridge Evaluation" (AASHTO) para Puentes Existentes, Aplicado en la Superestructura Metálica Tipo Pórtico del Puente Lita.* Quito.

Hurtado Gómez, J. E. (2000). *Introducción a la dinámica de estructuras.* Manizales: Universidad Nacional de Colombia.

King D., A., Téllez G., C., Gómez M., R., & Escobar S., J. (s.f.). *Refuerzo Sísmico de subestructura de puentes mediante elementos laminados de fibra de carbono.* México: 2016.

López Lara, M., & Goyenete Alvarado, T. A. (2015). *Propuesta Metodológica para Evaluar la Capacidad de Carga de Tableros de Puentes Existentes de Concreto Reforzado Basado en Pruebas Estáticas de Carga.* Bogota.

Muñoz, E. (2012). *Ingeniería en Puentes.* Bogota: Editorial Universidad Pontífica.

Muñoz, E., & Gómez , D. (2013). Análisis de la Evolución de Daños en los Puentes de Colombia. *Revista Ingeniería de Construcción RIC.*

NEC-15. (2015). *Peligro Sísmico-Diseño Sismoresistente.* Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.

NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción, Cargas no Sísmicas (CG).* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la construcción, Peligro Sísmico (DS).* Quito: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.

NEVI-12. (2013). *Especificaciones Generales Para la Construcción de Caminos y Puentes (Vol. III).* Quito, Ecuador.

- NORMA AASHTO LRFD. (2017). *Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials*. Nevada, USA.
- Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. (2014). Colombia: ACIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Parra Palacio, S., & Sedalo Agudelo, G. A. (2011). *Desarrollo de Una Metodología para la Evaluación del Estado de Puentes*. Bogota.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo*. Louisville: Reverté S.A.
- Piqué Del Pozo, J. (2005). *Ingeniería Sísmoresistente*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ponce, F. (1987). *Diseño de puentes de hormigón armado*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Riveros Jerez, C. A., García Aristizabal, E. F., Rivero Jerez, J. E., & Arcila Zea, J. H. (2014). *Puentes*. Antioquia: Reimpresos.
- Rodríguez Serquén, A. (2016). *PUENTES CON AASHTO-LRFD 2014 (7TH EDICIÓN)*. Perú.
- Valenzuela Díaz, S. A. (2008). *Metodología de Gestión de Puentes a Nivel de la Red Basadas en Inspección Visual*. Chile.
- Vallecilla, C. R. (2012). *Manual de puentes en concreto reforzado*. Bogotá .
- Zhao, J. J., & Tonias, D. E. (2012). *Bridge Engineering*. Chicago: McGraw-Hill.

ANEXOS

ANEXO NO. 1

MOMENTO EN VIGAS INTERIORES CON TABLEROS DE CONCRETO
(DISTRIBUCIÓN DEBIDO A CARGA VIVA)

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Factores de distribución	Rango de aplicación																
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0.1}$ Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b=3$ o la regla de la palanca	$1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_s \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $N_b \geq 4$ $4.1623 \cdot 10^9 \leq K_g \leq 2.9136 \cdot 10^{12}$																
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Un carril de diseño cargado: $\left(1.75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{1800}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0.25}$	$2100 \leq S \leq 4000$ $18000 \leq L \leq 73000$ $N_c \geq 4$ <i>Si $N_c > 8$ use $N_c = 8$</i>																
Tablero de concreto sobre vigas de cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{900}\right)^{0.35} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0.6} \left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0.125}$ Use la regla de la palanca	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$ $S > 5500$																
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $k \left(\frac{b}{2.8L}\right)^{0.5} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.25}$ donde: $k = 2.5(N_b)^{-0.2} \geq 1.5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k \left(\frac{b}{7750}\right)^{0.6} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$																
	(g), (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300[11.5 - N_L + 1.4N_L(1 - 0.2C)^2]$ cuando: $C \leq 5$ $D = 3000(11.5 - N_L)$ cuando: $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1 + \mu)I}{J}}$ Para diseño preliminar, se pueden usar los siguientes valores de K: <table border="1" data-bbox="710 1742 970 1966"> <thead> <tr> <th>Tipo de viga</th> <th>K</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Rectangulares macizas</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Rectangulares con vacíos</td> <td>0.7</td> </tr> <tr> <td>Circulares</td> <td>0.8</td> </tr> <tr> <td>Vigas cajón</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Canal</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Doble T</td> <td>2</td> </tr> </tbody> </table>	Tipo de viga	K	Rectangulares macizas	0.7	Rectangulares con vacíos	0.7	Circulares	0.8	Vigas cajón	1	Canal	2.2	T	2	Doble T	2	$Esviaje \leq 45^\circ$ $N_L \leq 6$
	Tipo de viga	K																	
Rectangulares macizas	0.7																		
Rectangulares con vacíos	0.7																		
Circulares	0.8																		
Vigas cajón	1																		
Canal	2.2																		
T	2																		
Doble T	2																		
(h)																			

ANEXO NO. 2
CORTANTE EN VIGAS INTERIORES
(DISTRIBUCIÓN DEBIDO A CARGA VIVA)

Tipos de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0.36 + \frac{S}{7600}$	$0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$	$1100 \leq S \leq 4900$ $6000 \leq L \leq 73000$ $110 \leq t_s \leq 300$ $N_b \geq 4$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 4000$ $6000 \leq L \leq 73000$ $900 \leq d \leq 2800$ $N_b \geq 3$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	$\left(\frac{S}{3000}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0.8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0.1}$	$1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$
		Regla de la palanca	Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$0.70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0.15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0.4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0.1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0.05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\left(\frac{b}{1200}\right) \geq 1$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37000$ $5 \leq N_b \leq 20$ $1.04058 * 10^{10} \leq J \leq 2.53901 * 10^{11}$ $1.66493 * 10^{10} \leq I \leq 2.53901 * 10^{11}$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h) (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A

ANEXO NO. 3
MOMENTOS EN VIGAS EXTERIORES
(DISTRIBUCIÓN DEBIDO A CARGA VIVA)

Tipo de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Factores de distribución		Rango de aplicación
		Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	
Tablero de concreto, emparillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = eg_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Use el menor de los valores obtenidos a partir de la ecuación de arriba con $N_b = 3$ o de la regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = eg_{interior}$ $e = 0.97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = eg_{interior}$ $e = 1.125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1$	$g = eg_{interior}$ $e = 1.04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1$	$d_e \leq 600$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h) (i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A

ANEXO NO. 4
CORTANTE EN VIGAS EXTERIORES
(DISTRIBUCIÓN DEBIDO A CARGA VIVA)

Tipos de estructura	Sección transversal aplicable de la tabla (Anexo 2)	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicación
Tablero de concreto, emparrillado lleno, parcialmente lleno o tablero de emparrillado no lleno compuesto por una losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o de concreto; vigas T de concreto, secciones T y doble T	(a), (e), (k) y también (i), (j) si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Regla de la palanca	$N_b = 3$
Cajón multicelular de concreto fundido in situ	(d)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \leq d_e \leq 1500$
Tablero de concreto sobre vigas cajón de concreto esparcidas	(b), (c)	Regla de la palanca	$g = e g_{interior}$ $e = 0.8 + \frac{d_e}{3000}$	$0 \leq d_e \leq 1400$
			Regla de la palanca	$S > 5500$
Vigas cajón de concreto usadas en tableros de múltiples vigas	(f), (g)	$g = e g_{interior}$ $e = 1.25 + \frac{d_e}{6100} \geq 1$	$g = e g_{interior} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\left(\frac{1200}{b} \right) \leq 1$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12200} \right)^{0.5} \geq 1$	$d_e \leq 600$ $900 \leq b \leq 1500$
Vigas de concreto distintas a las vigas cajón usadas en tableros de múltiples vigas	(h)	Regla de la palanca	Regla de la palanca	N/A
	(i), (j) si están conectadas apenas lo suficiente para prevenir el desplazamiento vertical relativo en la interface			

ANEXO NO. 5

CODIFICACIÓN EN MATLAB PARA ELABORACIÓN DEL DIAGRAMA DE
INTERACCIÓN P_n vs M_n PARA MURO

```

%Copyright (c) 2018, AEGA & SJSC -EPN (Quito-Ecuador)
%JOSE LUIS BENAVIDES OSOSRIO & JAIME MARCELO DÍAZ IZA
%
%Permission to use, copy, modify, and/or distribute this software for any
%purpose with or without fee is hereby granted, provided that the above
%copyright notice and this permission notice appear in all copies.

%THE SOFTWARE IS PROVIDED "AS IS" AND THE AUTHOR DISCLAIMS ALL WARRANTIES
%WITH REGARD TO THIS SOFTWARE INCLUDING ALL IMPLIED WARRANTIES OF
%MERCHANTABILITY AND FITNESS. IN NO EVENT SHALL THE AUTHOR BE LIABLE FOR
%ANY SPECIAL, DIRECT, INDIRECT, OR CONSEQUENTIAL DAMAGES OR ANY DAMAGES
%WHATSOEVER RESULTING FROM LOSS OF USE, DATA OR PROFITS, WHETHER IN AN
%ACTION OF CONTRACT, NEGLIGENCE OR OTHER TORTIOUS ACTION, ARISING OUT OF
%OR IN CONNECTION WITH THE USE OR PERFORMANCE OF THIS SOFTWARE.

%


---


%Programa para obtener diagrama de iteración de una columna rectangulares
%con la norma ACI 2014

clc
clear all
b=50 %input('Ingrese el ancho= ');
dp=5 %input('Ingrese el valor del recubrimiento=');
h=830 %input('Ingrese el alto de la columna=');
d=h-dp;
fc=210 %input('Ingre la resistencia del hormigon en kg/cm2=');
fy=4200 %input('Ingrese la resistencia del acer en kg/cm2= ');
fivarilla=2.5
As=3.1416*(2*fivarilla*fivarilla)/4 %input('Ingrese el area del acero (una unidad) en cm2=');
numvar=44 %input('Ingrese el numero de varillas=');
numvarhor=22 %input('Numero de varillas en la primera y ultima fila=');
numvarver=(numvar-2*numvarhor)/2;
dist=zeros(numvarver+2,1);
dist(1)=dp;
puente_pm=[8062 13687.9]*0.101972
%%
distentrevar=(h-(2*dp))/(numvarver+1);%distancia entre varillas
for i=2:1:numvarver+2
    dist(i)=dist(i-1)+distentrevar;
end

%%
ec=0.003;
es=0.002;
Es=2100000;
fiten=0.9;
ficomp=0.7;
%maxima carga axial
Po=(0.85*fc*b*h + fy*As*numvar)/1000;
To=-(fy*As*numvar)/1000;
Pmin=0.1*b*h*fc*(1/1000);
Pumax=0.56*Po;
fipo=ficomp*Po;
fito=fiten*To;
c=0.6*d;
mat=zeros(200,10);
for i=1:1:12000

```

```

matp1=epipzm(i-1,ec,dist,es,Es,As,numvarhor,h,fy)+PZM(fc,i-1,b,h);
%inicio calculo de fi
if (matp1(1,1)<0)
    matp2=fiten;
else
    if(matp1(1,1)<Pmin)
        matp2=-((fiten-ficomp)*matp1(1,1)/Pmin)+fiten;
    else
        matp2=ficomp;
    end
end
%fin calculo de fi
%-----
%inicio calculo fiPn
if((matp1(1,1)*matp2)>Pumax)
    matp3=Pumax;
else
    matp3=matp1(1,1)*matp2;
end
%fin calculo fiPn
%-----
%inicio calculo fiMn
matp4=matp1(1,2)*matp2;
%fin calculo fiMn
%-----
%inicio calculo esd
matp5=esd(i-1,ec,dist);
%fin calculo esd
%-----
%inicio calculo fiesd
if(abs(matp5)<0.002)
    matp6=0.7;
end
if((abs(matp5)>=0.002)&&(abs(matp5)<=0.005))
    matp6=((200*abs(matp5))/3)+(17/30);
end
if(abs(matp5)>0.005)
    matp6=0.9;
end
%fin calculo fiesd
%-----
%inicio calculo fipn
if((matp1(1,1)*matp6)>Pumax)
    matp7=Pumax;
else
    matp7=matp1(1,1)*matp6;
end
%fin calculo fipn
%-----
%inicio calculo fiMn
matp8=matp1(1,2)*matp6;
%fin calculo fiMn
mat(i,:)= [i-1,matp1,matp2,matp3,matp4,matp5,matp6,matp7,matp8];
%fin calculo esd

end

submaty=mat(:,2);
submatx=mat(:,3);
submaty1=mat(:,5);

```

```

submatx1=mat(:,6);
submaty2=mat(:,9);
submatx2=mat(:,10);
%xlswrite('mattotal1.xls',mat, 'hoja 1')
plot(submatx,submaty,'LineWidth',2)
hold on
plot(submatx1,submaty1,'+r','LineWidth',2)
hold on
plot(submatx2,submaty2,'-g','LineWidth',2)
grid on
plot(puente_pm(1,1),puente_pm(1,2),'*', 'LineWidth',2)
hold on
title('CURVA FLEXOCOMPRESION [ton,m]')
legend('Pm vs. Mn','\phiPm vs. \phiMn','\phi_ePm vs.\phi_eMn','Fuerza Actuantes Pila-Muro')

```

```

function [Z]=BrazoPalancaFc(c,h)
if(c<h)
    Z=((h/2)-(0.85*c)/2)/100;
else
    Z=0;
end
end

```

```

function [PmMn]=epipzm(c,ec,dvec,es,Es,As,numvarhor,h,fy)
rango=length(dvec);
e=zeros(rango,1);
sig=zeros(rango,1);
p=zeros(rango,1);
z=zeros(rango,1);
m=zeros(rango,1);
PmMn=zeros(1,2);
for i=1:1:rango
    %inicio calculo e(i)-----
    e(i)=ec*((c-dvec(i))/c);
    %inicio de calculo sig(i)-----
    if(abs(e(i))>es)
        if(e(i)>0)
            sig(i)=fy;
        else
            sig(i)=-fy;
        end
    else
        sig(i)=e(i)*Es;
    end
    %fin calculo sig(i)-----

    %inicio calculo de P(i)-----
    if((i==1)||(i==rango))
        nv=numvarhor;
    else
        nv=2;
    end
    p(i)=(sig(i)*nv*As)/1000;
    %fin inicio de calculo p(i)-----

    %inicio calculo z(i)-----
    z(i)=(-dvec(i)+h/2)/100;
    %fin calculo z

    %inicio calculo m(i)-----

```

```

    m(i)=p(i)*z(i);

end

PmMn(1,1)=sum(p);
PmMn(1,2)=sum(m);

end

function [esdv]=esd(c,ec,dvec)
rango=length(dvec);
for i=1:rango
    %inicio calculo e(i)-----
    e(i)=ec*((c-dvec(i))/c);
end
esdv=e(rango);
end

function [Fc]=FuerzaBloqueComp(fc,c,b,h)
if(c<h)
    Fc=(0.85*fc*0.85*c*b)/1000;
else
    Fc=(0.85*fc*0.85*h*b)/1000;
end

end

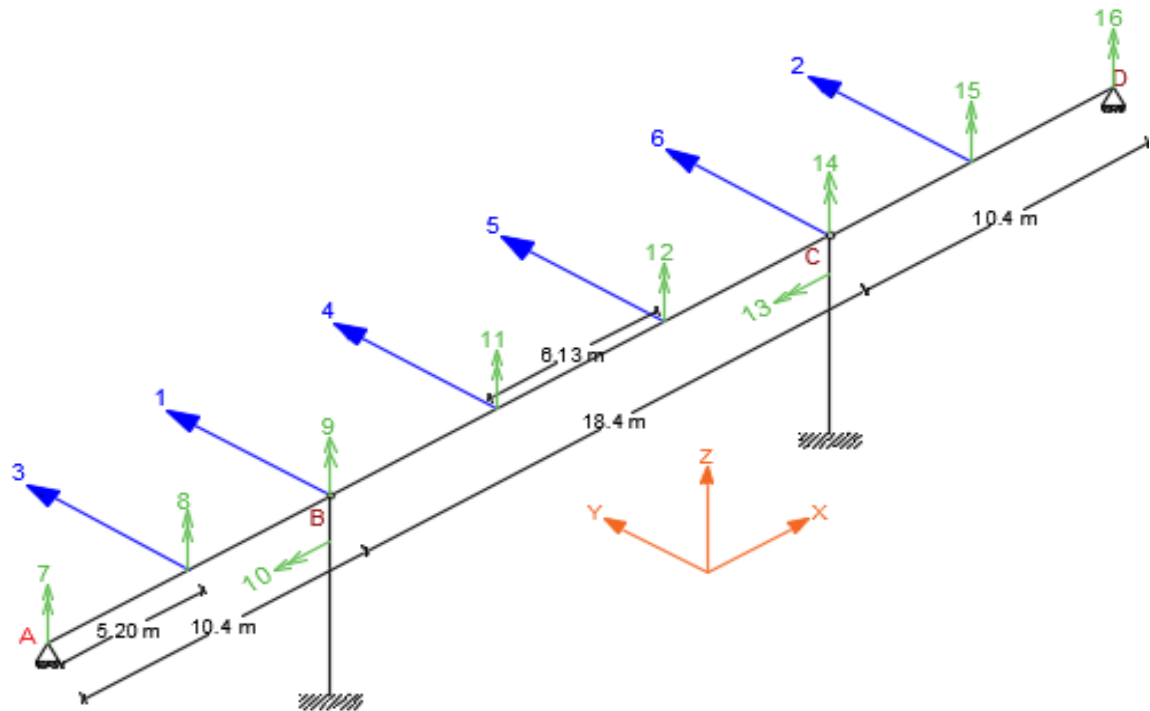
function [PM]=PZM(fc,c,b,h)
PM=zeros(1,2);
PM(1,1)=FuerzaBloqueComp(fc,c,b,h);
PM(1,2)=PM(1,1)*BrazoPalancaFc(c,h);
end

```

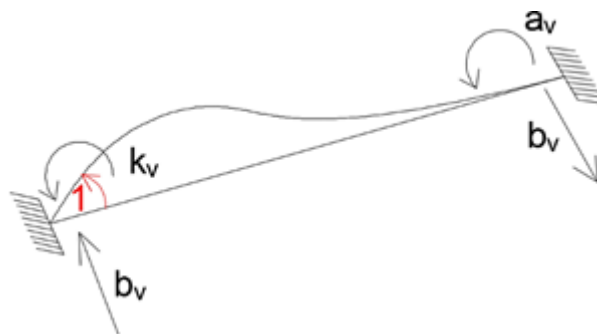
ANEXO NO. 6

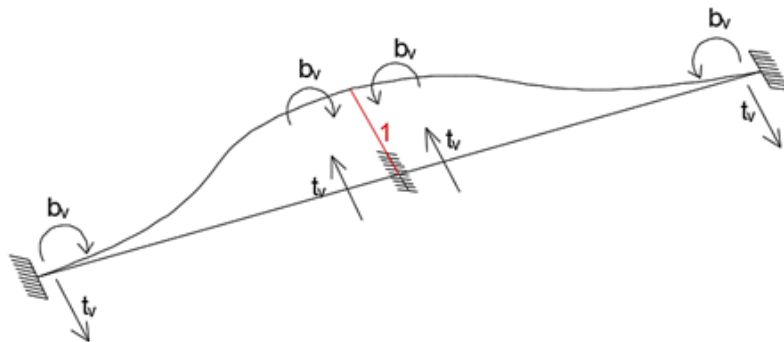
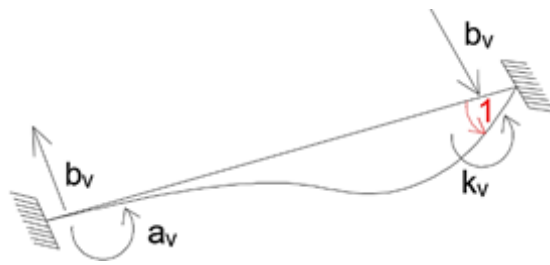
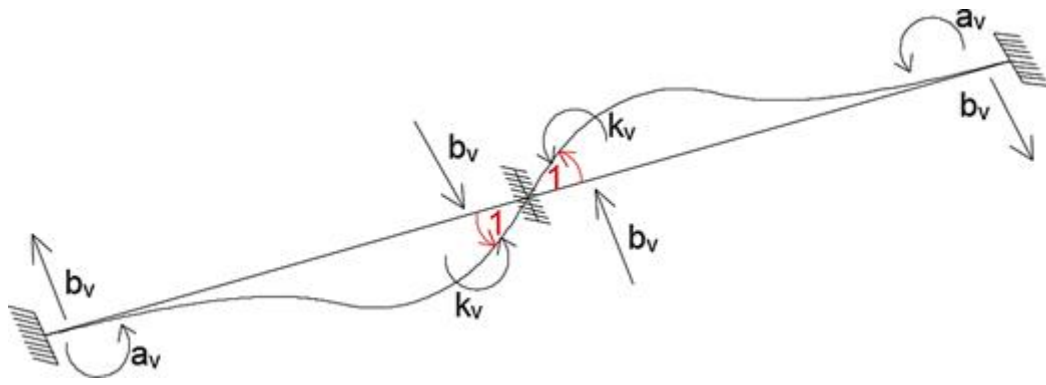
DETERMINACIÓN DE MATRIZ K_L PARA CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS
SEGÚN EL MÉTODO MULTIMODAL ESTÁTICO

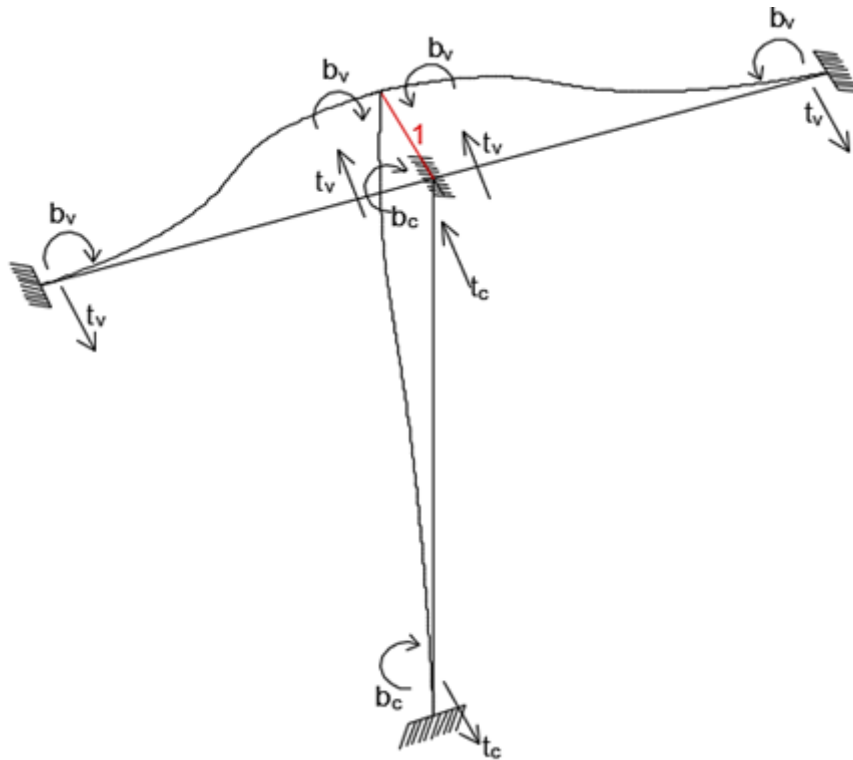
Para determinar la matriz de rigidez del Puente se tendrán en cuenta todos los grados de libertad involucrados en el interior de los distintos tramos de tablero, por tanto, se tiene 16 GDL.



Se aplica la siguiente ideología para giro y desplazamiento unitario tanto para vigas y columnas:







Se procede al ensamblaje, teniendo en cuenta que:

$$k = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L}$$

$$a = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L}$$

$$b = \frac{6 \cdot E \cdot I}{L^2}$$

$$t = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3}$$

Realizando el cálculo para cada tramo de vigas y columnas respectivamente, se obtiene la matriz de rigidez.

Para luego proceder a la condensación de matrices, la representación matricial de la condensación es la siguiente:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_{tt} & k_{to} \\ k_{ot} & k_{oo} \end{bmatrix}$$

$$\overline{k_{tt}} = k_{tt} - k_{to} * k_{oo}^{-1} * k_{ot}$$

Donde:

k_{tt} = dimensión desde 1 hasta n grados de libertad en la matriz K.

k_{to} = dimensión desde n grados de libertad hasta número de columnas en la matriz K.

k_{ot} = dimensión desde n grados de libertad hasta número de filas en la matriz K.

k_{oo} = dimensión desde n grados de libertad hasta número de columnas en la matriz K.

La condensación para el caso analizado se realizará a los 6 primeros grados de libertad que son los traslacionales, dado respectivamente para cada tramo, que se mueven conjuntamente como una sola masa.

Para mejor visualización se procede a dividir para matriz aplicable a la condensación estática:

	7.876E+07	0	-4.230E+07	-3.131E+07	0	0	0	-1.100E+08	-1.400E+07	-2.829E+07	9.597E+07	0	0	0	0	0
Ktt	0	7.876E+07	0	0	-3.131E+07	-4.230E+07	0	0	0	0	0	-9.597E+07	1.400E+07	-2.829E+07	1.100E+08	0
Kto	-4.230E+07	0	8.459E+07	0	0	0	-1.100E+08	0	1.100E+08	0	0	0	0	0	0	0
Koo	-3.131E+07	0	0	6.262E+07	-3.131E+07	0	0	0	-9.597E+07	0	0	9.597E+07	0	0	0	0
kot	0	-3.131E+07	0	-3.131E+07	6.262E+07	0	0	0	0	0	-9.597E+07	0	9.597E+07	0	0	0
	0	-4.230E+07	0	0	0	8.459E+07	0	0	0	0	0	0	-1.100E+08	0	0	1.100E+08
	0	0	-1.100E+08	0	0	0	3.812E+08	1.906E+08	0	0	0	0	0	0	0	0
K=	-1.100E+08	0	0	0	0	0	1.906E+08	7.625E+08	1.906E+08	0	0	0	0	0	0	0
	-1.400E+07	0	1.100E+08	-9.597E+07	0	0	0	1.906E+08	7.734E+08	0	1.961E+08	0	0	0	0	0
	-2.829E+07	0	0	0	0	0	0	0	0	2.071E+08	0	0	0	0	0	0
	9.597E+07	0	0	0	-9.597E+07	0	0	0	1.961E+08	0	7.844E+08	1.961E+08	0	0	0	0
	0	-9.597E+07	0	9.597E+07	0	0	0	0	0	0	1.961E+08	7.844E+08	1.961E+08	0	0	0
	0	1.400E+07	0	0	9.597E+07	-1.100E+08	0	0	0	0	1.961E+08	7.734E+08	0	1.906E+08	0	0
	0	-2.829E+07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2.071E+08	0	0
	0	1.100E+08	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.906E+08	0	7.625E+08	1.906E+08
	0	0	0	0	0	1.100E+08	0	0	0	0	0	0	0	0	1.906E+08	3.812E+08